

Apuntes para posible libro del Prof. Echezuría

## **MODELO SEMI-EMPÍRICO DEL COMPORTAMIENTO NO DRENADO DE ARCILLAS Y APLICACIÓN PARA ESTIMAR ASENTAMIENTOS ELÁSTICOS**

Por: **Prof. Heriberto Echezuría**

### **RESUMEN**

En este Trabajo Especial se estudia en detalle la plasticidad del suelo y se correlaciona cuantitativamente con los parámetros de ingeniería y los volumétricos del suelo. Dicho estudio permitió identificar dos problemas asociados con la plasticidad y los parámetros y procedimientos de ingeniería, a saber: i) consistencia de los parámetros del suelo considerando los cambios en cualquiera de ellos debido a que el suelo es un agregado de partículas controlado por el índice de plasticidad y no un continuo y ii) determinación de los valores de los parámetros elásticos a partir del índice de plasticidad y la distribución de los esfuerzos debajo de fundaciones superficiales, los cuales son indebidamente promediados para el cálculo de asentamientos elásticos. El trabajo solo contempla los suelos no plásticos en el sentido de que son parte de las mezclas naturales de suelos existentes en la naturaleza. En el trabajo se atiende cada uno de los problemas antes descritos en capítulos separados los cuales están estructurados incluyendo los aspectos teóricos, los análisis y deducciones requeridas, los resultados obtenidos y las conclusiones para cada problema planteado. Todos los problemas investigados fueron resueltos durante el curso de la investigación y se formulan modelos, procedimientos y métodos para la aplicación de los distintos logros alcanzados. De la misma manera, esos modelos y procedimientos se aplican a casos reales tomados de la literatura para verificar la robustez de los mismos y darle confianza a los potenciales usuarios de estos hallazgos.

**Palabras claves:** plasticidad, arcillas, resistencia al corte, límites de Atterberg, modelo constitutivo de suelo, módulo de Young, módulo de corte, licuación, ángulo de fricción

## **INDICE GENERAL**

### **CAPITULO 1: PROBLEMAS QUE MOTIVAN LA INVESTIGACIÓN**

- 1.1 Descripción de los problemas relacionados con la plasticidad
- 1.2 Aspectos teóricos generales de cada uno de los Problemas
  - 1.2.1. Los estados límites de suelos plásticos
    - 1.2.1.1 El estado plástico del suelo para fines de clasificación
    - 1.2.2. El estado plástico del suelo en el potencial de licuación
    - 1.2.3 Predicción del comportamiento del suelo, anticipación de valores para parámetros de diseño y verificación de los ensayos de laboratorio
    - 1.2.4. Selección de parámetros elásticos a partir de la plasticidad para cálculo de asentamientos inmediatos de fundaciones
  - 1.3. Justificación de la Investigación
  - 1.4 Objetivos de la investigación
    - 1.4.1 Objetivo General
    - 1.4.2 Objetivos Específicos
  - 1.5 Metodología de la investigación
  - 1.6 Organización de la investigación
  - 1.7 Referencias del Capítulo 1

### **CAPITULO 2: INTEGRACIÓN TRIDIMENSIONAL DE LAS PROPIEDADES INGENIERILES Y VOLUMÉTRICAS DEL SUELO CON LA PLASTICIDAD**

- 2.1 Los cambios de volumen y resistencia en los suelos
- 2.2 La resistencia al corte y el IP de arcillas
- 2.3 La integración de los planos de cambio de volumen y de resistencia al corte
- 2.4 El plano  $e-\tau$  en el comportamiento no drenado de las arcillas
- 2.5 Normalización de curvas esfuerzo deformación por el esfuerzo confinante
- 2.6 Descripción y aplicación del modelo hiperbólico
- 2.7 Las curvas de desarrollo de presión de poros durante el corte no drenado
- 2.8 Preparación de las curvas esfuerzo deformación para aplicaciones en procesos de corte no drenado
- 2.9 Descripción del funcionamiento del modelo

2.10 Verificación del modelo con ensayos de la literatura

2.11 Importancia del modelo

2.12 Conclusiones del capítulo 2

2.13 Referencias del Capítulo 2

### **CAPITULO 3: APLICACIONES DEL MODELO PROPUESTO EN LOS CÁLCULOS DE ASENTAMIENTOS ELÁSTICOS DE FUNDACIONES SUPERFICIALES**

3.1 Introducción

3.2 Comportamiento esfuerzo-deformación de un material elástico lineal y no lineal.

3.3 Distribución de esfuerzos bajo la cimentación cargada

3.4 Aplicación del método propuesto al cálculo de asentamientos inmediatos

3.5 Análisis y discusión de resultados

3.6 Conclusiones del Capítulo 5

3.7 Referencias del Capítulo 5

## **CAPÍTULO 1**

### **PROBLEMAS QUE MOTIVAN LA INVESTIGACIÓN**

#### **1.1 Descripción de los problemas relacionados con la plasticidad**

Esta investigación cubre varios aspectos relacionados con la plasticidad del suelo y sus aplicaciones que se identifican en dos problemas distintos que serán descritos en los párrafos siguientes. Los problemas planteados fueron tratados bajo un marco metodológico único, el cual se describe más adelante en este Capítulo de la investigación. No obstante, los marcos teóricos de cada problema se plantean de manera independiente para ser tratados en cada uno de los capítulos dedicados a tratar cada uno de dichos problemas.

La problemática con la plasticidad es que es una propiedad muy importante del suelo a la cual se le ha dado tratamiento parcial y no se ha integrado de manera sólida con las otras variables que definen los parámetros de diseño en ingeniería. No obstante, la misma se ha usado siempre como medida relativa o cualitativa para verificar ciertas aplicaciones de ingeniería.

El primer problema está relacionado con la forma en que se miden y se verifican los valores de los distintos parámetros del suelo que definen su comportamiento. Esto se debe a que el suelo no es un continuo sino un agregado de partículas y existe una estrecha relación entre los valores de las propiedades índices y las volumétricas controlados por los fluidos que ocupan los poros entre partículas y el comportamiento mecánico del suelo. En consecuencia, si cambia uno de los parámetros del suelo todos los demás se modifican y es necesario tener el seguimiento de cada uno de ellos para definir cómo ese cambio afecta la respuesta de los parámetros utilizados en los cálculos de ingeniería.

En este estudio se plantea un modelo capaz de predecir las variables mecánicas y las de ingeniería a partir de los valores de la plasticidad. Este constituye el primer reto de este estudio, es decir, identificar la forma en que se puedan integrar los distintos parámetros en un modelo único dependiente de la plasticidad que identifique los cambios en todos los parámetros cuando cambia uno de ellos. Además debe incluir la preparación de las curvas esfuerzo deformación.

Otro aspecto que forma parte de este problema es la caracterización geotécnica para la definición de parámetros para diseño de ingeniería del suelo. En general, para proyectos que involucran Ingeniería, Procura y Construcción (IPC), la definición de los parámetros para diseño geotécnico representa un problema importante debido a la limitada cantidad de fondos asignados a esas etapas, particularmente, en las fases Conceptual y Básica de la ingeniería, las cuales se desarrollan en las primeras etapas de dichos proyectos.

Para la ingeniería de detalles ya los fondos han sido asignados al proyecto IPC y se cuenta con información detallada, no obstante, para las otras dos ingenierías de la fase más temprana del proyecto existen limitaciones para la ejecución adecuada de la exploración del subsuelo y de los ensayos de laboratorio. A tal efecto, el modelo integrado de suelos aquí presentado

viene a constituirse entonces en una herramienta muy importante ya que permite establecer valores suficientemente robustos para dichos parámetros a partir de las propiedades índices del suelo, es decir, el índice de plasticidad, el contenido de humedad natural y el contenido de material no plástico.

El segundo problema lo constituye la forma en que se seleccionan los parámetros para diseño elástico de fundaciones, particularmente en lo relativo a los asentamientos inmediatos. Hasta ahora no existe una buena manera de establecer la respuesta elástica del suelo con base en sus propiedades plásticas de manera directa.

La forma en que se preparan la mayoría de los modelos de suelos requiere la ejecución de ensayos antes de definir las curvas con las cuales seleccionar los valores de los parámetros aplicables pues no pueden predecir el comportamiento sólo con base en las propiedades plásticas. Adicionalmente, la alta variabilidad intrínseca de los parámetros del suelo, no solo en los ensayos de laboratorio sino en la distribución de esfuerzos bajo las fundaciones ha motivado formas erróneas de seleccionar dichos parámetros exagerando la linealidad equivalente por la necesidad de utilizar la Teoría Elástica para abordar soluciones aproximadas a esos casos de carga.

En esta investigación se busca plantear un método de cálculo que integre las curvas esfuerzo deformación obtenidas a partir de la plasticidad con la distribución de esfuerzos bajo las fundaciones que permita obtener asentamientos inmediatos de fundaciones superficiales en forma más realista que los métodos convencionalmente utilizados que promedian, sin criterios adecuados, los parámetros a emplear en los cálculos de dichos asentamientos.

En la sección siguiente se trata en mayor detalle los aspectos teóricos generales para cada uno de los problemas planteados a fin de establecer los marcos teóricos correspondientes a cada uno de ellos antes de proceder a desarrollar las soluciones a cada uno de ellos en el resto de los Capítulos de este trabajo de investigación.

## **1.2 Aspectos teóricos generales de cada uno de los problemas**

### **1.2.1 Predicción del comportamiento del suelo, anticipación de valores para parámetros de diseño y verificación de los ensayos de laboratorio.**

Muchas de las propiedades ingenieriles de los suelos, y en particular, la resistencia al corte sin drenaje, se estudian con énfasis en la historia de esfuerzos. De hecho, modelos como el SHANSEP [4] se basan en la normalización de parámetros del suelo propuesta en MIT [5] y consideran además de la presión de confinamiento actual, la historia de esfuerzos. De la misma manera, los cambios de volumen del suelo se manejan con base en los ensayos de consolidación, con los cuales se definen tanto el índice de compresión,  $C_c$ , como el índice elástico de descarga-recompresión,  $C_{sr}$ . El nivel de sobre consolidación se establece con un método empírico desarrollado por Casagrande, según es citado en [5]. Sin embargo, poco o

ningún esfuerzo se ha adelantado para tratar de poner juntas estas dos formas de respuesta del suelo pues debe haber conexión entre ambos por tener en común el confinamiento.

Por otra parte, sabemos que no es posible alterar uno de los parámetros del suelo sin alterar los demás. Esto es particularmente evidente al considerar las propiedades índice ya que la relación de vacíos,  $e$ , la humedad,  $\omega$ , el peso unitario total,  $\gamma_t$ , la saturación,  $S$ , y la gravedad específica,  $G_s$ , están íntimamente correlacionadas, tal como se ilustra en la Fig. 1-1.

Para un suelo saturado que tiene una gravedad específica conocida,  $G_s$ , existe una curva única como la mostrada en la Fig. 1-1 . Es bueno destacar que las correlaciones de las propiedades índice aplican tanto a las condiciones remoldeadas como a las inalteradas. En otras palabras, no dependen de la estructura del suelo, sino de la capacidad de las partículas del mismo para almacenar agua.

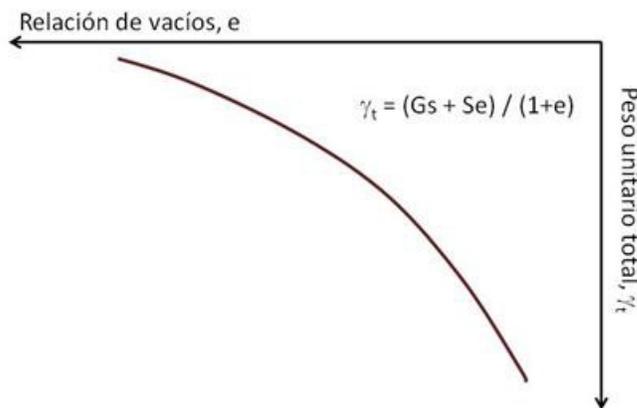


Fig. 1-1 Gráfico de compatibilidad entre las propiedades índice de los suelos. Figura de elaboración propia.

Considerando entonces que cualquier cambio en el peso unitario está, por un lado, estrechamente unido a las propiedades índices y, por otro lado, con el cambio de volumen del suelo, es lógico pensar entonces que los cambios en los esfuerzos y en la resistencia al corte, están también relacionados con dichas propiedades índices. Ahora bien, considerando que la capacidad de retener agua de una arcilla, independientemente de su estructura en sitio, está controlada por la capacidad de sus partículas para atraer agua en su doble capa, podemos establecer que esa capacidad de retención de agua está fuertemente ligada con la plasticidad. Adicionalmente, de acuerdo con Rogers [6], quien cita a Kenney (1959) y Olson (1974), la capacidad de retener agua también está íntimamente relacionada con el ángulo de fricción y, en particular, con el seno de dicho ángulo, ya que el mismo varía con la pendiente de la recta de Mohr-Coulomb, M-C, tal como se ilustra en la Fig. 1-2.

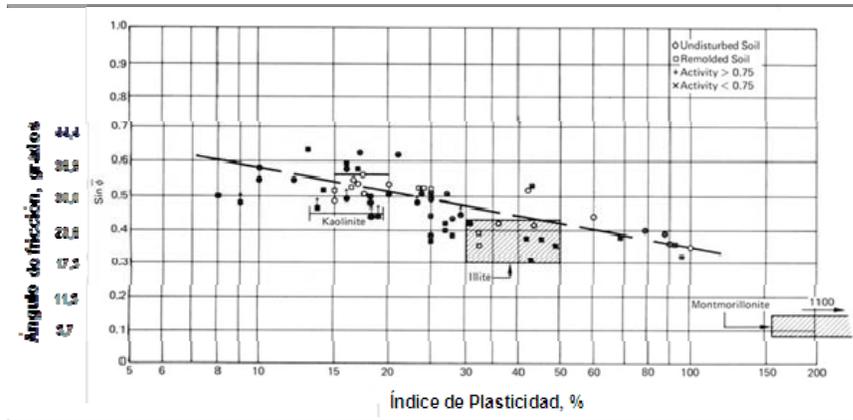


Fig. 1-2 Correlación entre el ángulo de fricción,  $\phi$ , con el Índice de Plasticidad modificado de Kenney (1959) y Olson (1974) según los cita Rogers [6].

Hay que hacer una revisión crítica del rol de variables como la plasticidad, el contenido de material no plástico, la gravedad específica y el ángulo de fricción del suelo para proponer un modelo que unifique todos los criterios antes señalados. De esta manera será posible incorporar las características esfuerzo deformación, resistencia al corte, compresibilidad y nivel de sobre consolidación, en un modelo único que permita anticipar las respuestas del suelo y reducir los ensayos de laboratorio requeridos para las actividades de caracterización geotécnica. Lo anterior es un aspecto sumamente importante en la caracterización geotécnica que permite darle máxima confianza a los datos con mínimo esfuerzo de campo y laboratorio para optimizar los aspectos financieros y los costos de los estudios de suelos.

Es necesario que el modelo permita anticipar el comportamiento del suelo conociendo solamente sus propiedades índice, lo cual es una excelente forma de chequear si los ensayos de laboratorio están dando resultados razonables para el suelo o si el mismo tiene alguna propiedad especial que debe ser atendida cuidadosamente.

### 1.2.2. Selección de parámetros elásticos a partir de la plasticidad para cálculo de asentamientos inmediatos de fundaciones

La no linealidad de los parámetros del suelo aún para deformaciones relativamente bajas, y para la distribución de las cargas debajo de fundaciones hacen que las aplicaciones de la teoría elástica deba utilizar estimados dentro de los rangos en los cuales estará trabajando el suelo. Por lo tanto, es conveniente que el modelo proponga las relaciones esfuerzo deformación que permitan estimar los parámetros aplicables dentro del rango lineal de una manera mucho más sencilla que los convencionales.

De esta manera se garantiza que la selección de los valores equivalente lineales del suelo a utilizar en los cálculos sea adecuada y así redunde en menores costos de diseño para los dueños de las instalaciones con resultados más confiables. En particular el método para selección de los parámetros para los cálculos de asentamientos inmediatos de fundaciones superficiales debe apuntar a resolver el tema controversial relacionado con las grandes diferencias que se obtienen para los asentamientos calculados al compararlos con los reales producto de la inadecuada selección de sus valores con los métodos convencionales de cálculo.

### **1.3 Justificación de la investigación**

Uno de los retos más importantes en la Ingeniería Geotécnica consiste en anticipar el comportamiento del suelo con la menor cantidad de información posible. Esto se debe fundamentalmente a los gastos asociados y el tiempo que implica la investigación geotécnica y la caracterización del suelo. Por ello es muy conveniente contar con un modelo basado en los mismos principios clásicos de la Mecánica de Suelos, como la normalización de parámetros de ingeniería junto con otros como el SHANSEP, que permitan anticipar y predecir adecuadamente los parámetros para diseño ingenieril con base en el menor número posible de ensayos.

Es bueno destacar que aunque algunas correlaciones existentes permiten algunas de estas predicciones, es necesario contar con un número importante de ensayos que permitan soportar los resultados. Es decir, darle más peso y confianza a la información disponible para reducir los costos de las exploraciones y los ensayos de laboratorio. Si se lograra unificar los parámetros índices con las propiedades de ingeniería y las volumétricas se contaría con un excelente medio para lograr esos objetivos.

La base fundamental para lograr un modelo integrado radica en el concepto de que todos los parámetros del suelo están interconectados y no es posible alterar uno de ellos sin afectar a los demás. Ese puede ser considerado el punto de partida para formular un modelo que integre los criterios convencionales en una forma integral tridimensional para predecir de manera robusta el comportamiento del suelo y sus parámetros de diseño en ingeniería. De hecho, en la práctica común, esto es realizado separadamente y se toman en consideración los cambios en las propiedades producto de las cargas aplicadas en los ensayos para poder completar la caracterización de los materiales. Lo anterior se realiza cuando se conoce que hay sobre consolidación en algunos estratos en los cuales variarán las condiciones debido a la imposición de las nuevas cargas por las fundaciones.

Es oportuno destacar también la importancia del modelo integrado en la caracterización geotécnica para selección de valores para los parámetros de diseño para ingeniería en proyectos IPC en sus fases de ingeniería Conceptual y Básica. Como se ha mencionado, dicho modelo permite seleccionar esos valores robustos para diseño a partir de las

propiedades índice, lo cual lo constituye en una herramienta fundamental para este tipo de proyectos.

Finalmente, la capacidad de anticipar los asentamientos inmediatos bajo fundaciones en forma adecuada con métodos elásticos equivalentes es un tema en el que se evidencian las mayores dispersiones en los cálculos geotécnicos. Aquí juega un papel de primordial importancia la adecuada determinación de los valores aplicables al módulo de Young, principalmente por la naturaleza excesivamente no lineal de la distribución de cargas bajo la fundación la cual es generalmente obviada al realizar la selección de dicho parámetro. Adicionalmente, la no linealidad de las curvas esfuerzo deformación y la influencia del confinamiento en dicho módulo, hacen la selección con los métodos convencionales poco certera. Este es otro caso donde el modelo propuesto en esta investigación permite mejorar la selección del Módulo de Young y aplicarlo en los cálculos de asentamientos con un procedimiento más confiable y realista.

## **1.4 Objetivos de la investigación**

### **1.4.1 Objetivo general**

Estudiar en detalle la plasticidad de los suelos y su correlación con los demás parámetros ingenieriles de los mismos para mejorar los métodos de clasificación, anticipar su comportamiento ante el corte no drenado para condiciones normalmente consolidadas o sobre consolidadas y seleccionar parámetros de diseño elástico.

### **1.4.2 Objetivos específicos**

- Proponer un modelo integrado tridimensional de las propiedades del suelo basado en la plasticidad (IP), el contenido de material no plástico y la gravedad específica (Gs) que permita anticipar su comportamiento esfuerzo deformación, el desarrollo de presión de poros con la deformación y la resistencia al corte no drenado para reducir la cantidad de ensayos de laboratorio necesarios para la caracterización y obtención de los parámetros de diseño.
- Formular un procedimiento para definir, a partir del modelo de suelos integrado basado en el IP, el % de material no plástico y la Gs, los valores de diseño del módulo de Young considerando simultáneamente el confinamiento y la distribución de cargas debajo de la fundación para calcular de manera más realista los asentamientos inmediatos de fundaciones.

## **1.5 Metodología de la investigación**

En el desarrollo de este trabajo especial se empleó la metodología experimental con realización de ensayos de laboratorio aunado a procedimientos de inferencia basados en la lógica de los procesos químicos y físicos involucrados en los distintos procesos geotécnicos. De la misma manera, se utilizó la búsqueda en la literatura de resultados de ensayos publicados por otros autores que fuesen relevantes para verificar los resultados obtenidos durante el desarrollo de la investigación.

Como parte de la investigación, también se utilizó información existente en libros citada como ejemplos de casos particulares. Esta información permitió verificar los desarrollos alcanzados en este proyecto con datos independientes. En todos los casos, las fuentes fueron debidamente citadas. La comparación de los valores predichos por el modelo aquí presentado con aquellos indicados en otros textos consultados permitió su validación utilizando valores no incluidos en el desarrollo del mismo, lo cual lo hace más robusto. Es bueno destacar que, durante el desarrollo de este Trabajo de Investigación se siguió el código de ética de la investigación de la Universidad Católica Andrés Bello.

La fase experimental comprendió la ejecución de varios trabajos de grado, TG, realizados en distintas universidades y dirigidos por el autor, en los cuales se llevaron adelante segmentos específicos de la investigación. Esto requirió la adecuada división del trabajo de investigación en sectores que permitiesen cumplir con todos los objetivos sin perder la orientación general. La formulación conceptual que permitió la división del trabajo en segmentos individuales verificables así como la integración final de los resultados y la formulación definitiva del modelo fueron realizadas estrictamente por el autor. Todos los TG y las otras fuentes de información o datos se citan debidamente a lo largo de este trabajo.

## **1.6 Organización de la investigación**

Los detalles para alcanzar los logros de cada uno de los objetivos específicos junto con sus hallazgos se presentan en forma separada en Capítulos integrales que incluyen los aspectos teóricos, los análisis requeridos, los resultados y las conclusiones. En el Capítulo 1 se describen los problemas que motivan la investigación junto con algunos aspectos teóricos generales para cada uno de ellos. Similarmente se justifica la investigación y se exponen los objetivos de la misma. Además se indica la metodología de la investigación, la cual es única para todos los problemas abordados.

En el Capítulo 1 se formula un modelo integrado de las distintas propiedades del suelo: volumétricas, índices e ingenieriles que permite anticipar el comportamiento del suelo, con base en el IP, el contenido de material no plástico y la  $G_s$ , ante el corte no drenado. Dicho modelo se basa en los criterios bien aceptados de respuesta hiperbólica para las curvas de esfuerzo deformación y en los conceptos de normalización y nivel de consolidación de suelos con plasticidad. Con dicho modelo se pueden determinar los módulos de Young y de corte de

acuerdo con los niveles de carga y confinamiento del suelo, además de la resistencia al corte y el estado de consolidación del suelo, lo cual es fundamental para diseño de ingeniería en proyectos IPC, sobre todo para las fases de ingeniería Conceptual y Básica.

En el Capítulo 2 se incluye la aplicación del modelo de suelo integrado para la selección de los valores de los parámetros utilizados en la predicción de los asentamientos elásticos inmediatos bajo fundaciones superficiales. Los módulos de Young y de corte se seleccionan según el confinamiento del suelo y los incrementos de carga en profundidad debidos a la fundación. Se verifica que los cálculos con este procedimiento son menores que los realizados con los procedimientos convencionales los cuales sobre estiman las zonas menos cargadas y subestiman las zonas más cargadas.

Finalmente, en el Capítulo 3 se aplican los parámetros obtenidos del modelo para estimar los asentamientos inmediatos de fundaciones superficiales y las compara con las obtenidas con otros métodos disponibles en la literatura.

## 1.7 Referencias del Capítulo 1

- 1 Atterberg, A. M. (1911). “Über die physikalische Bodenuntersuchung, und über die Plastizität de Tone,” International Mitteilungen für Bodenkunde, Verlag für Fachliteratur. G.m.b.H. Berlin, Vol. 1, 10–43.
- 2 ASTM. “Standard test methods for liquid limit, plastic limit and plasticity index of soils”. ASTM standard D4318-00. American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, Pa, 2001
- 3 [http://geotecnia-sor.blogspot.com/2010\\_11\\_14\\_archive.html](http://geotecnia-sor.blogspot.com/2010_11_14_archive.html)
- 4 Ladd, C.C. and R. Foote, “A new design procedure for stability of soft clays”, Journal of the Geotechnical Engineering Division. ASCE, Vol. 100, No. GT7, pp. 763-786, 1974.
- 5 Lambe T.W., Whitman R.V. Soil Mechanics. John Wiley & Sons, New York, 1969
- 6 Rogers, David, “Correlations Between Soil Plasticity and Strength Parameters”, Geological Sciences & Engineering GE 441 - Advanced Engineering Geology & Geotechnics, on line courses, spring 2004, Missouri University of Science and Technology.
- 7 Kamil Kayabali and Osman Oguz Tufenkci, “Shear strength of remolded soils at consistency limits”, Can. Geotech. J. 47: 259–266, 2010.
- 8 Echezuría, H., “La Resistencia al Corte y la Licuación de Suelos con Plasticidad”, Rev. Tekhné. Vol. 20, Núm 1 (2017):081-089.

## CAPITULO 2

### INTEGRACIÓN TRIDIMENSIONAL DE LAS PROPIEDADES INGENIERILES Y VOLUMÉTRICAS DEL SUELO CON LA PLASTICIDAD

#### 2.1 Los cambios de volumen y resistencia en los suelos

Muchas de las propiedades ingenieriles de los suelos, y en particular, la resistencia al corte sin drenaje, se estudian con énfasis en la historia de esfuerzos. De hecho, modelos como el SHANSEP [1] se basan en la normalización de parámetros del suelo propuesta en MIT [2] y considera además de la presión de confinamiento actual, la historia de esfuerzos. De la misma manera, los cambios de volumen del suelo se manejan con base en los ensayos de consolidación, con los cuales se definen tanto el índice de compresión,  $C_c$ , como el índice elástico de descarga-recompresión,  $C_{sr}$ . El nivel de sobre consolidación se establece con un método empírico desarrollado por Casagrande, el cual es citado por Das [3]. Sin embargo, poco o muy poco trabajo se ha adelantado para tratar de poner juntas estas dos formas de respuesta del suelo pues debe haber conexión entre ambos por tener en común el confinamiento.

Por otra parte, sabemos que no es posible alterar uno de los parámetros del suelo sin alterar los demás. Esto es particularmente evidente al considerar las propiedades volumétricas ya que la relación de vacíos,  $e$ , la humedad,  $\omega$ , el peso unitario total,  $\gamma_t$ , la saturación,  $S$ , y la gravedad específica,  $G_s$ , están íntimamente correlacionadas, tal como se ilustra en la gráfica de la izquierda de la Fig. 2-1 [4]. Para un suelo saturado, existe una curva como la mostrada en la Fig. 2-1, correspondiente a un valor de,  $G_s$ . Es bueno destacar que las correlaciones de las propiedades volumétricas aplican tanto a las condiciones remoldeadas como a las inalteradas. En otras palabras, no dependen de la estructura del suelo, sino de la capacidad de las partículas del mismo para almacenar agua.

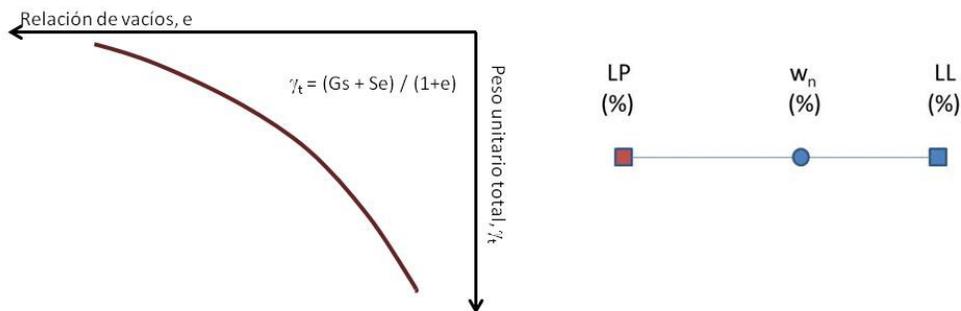


Fig. 2-1 Gráfico de compatibilidad entre las propiedades volumétricas de los suelos (izquierda) y rango definido por los límites de consistencia con la ubicación relativa de la humedad natural de una arcilla (derecha) [4].

Considerando que cualquier modificación del esfuerzo confinante induce un cambio en el peso unitario, ese cambio está, por un lado, estrechamente unido tanto a las propiedades volumétricas como al cambio de volumen del suelo. De tal manera que es lógico pensar entonces que los cambios en los esfuerzos y las resistencias al corte, están también relacionados con dichas propiedades volumétricas. A tal efecto, algunos ingenieros grafican la humedad natural junto con los límites de Atterberg para tener en un golpe de vista cuán lejos o cerca está dicha humedad de ambos límites, tal como se ilustra en la gráfica de la derecha en la Fig. 2-1 [4]. Así, una muestra de suelo cuya humedad esté cercana al LL tendrá una resistencia al corte menor que otra muestra del mismo suelo con humedad cercana al LP.

## 2.2 La resistencia al corte y el IP de arcillas

Ahora bien, sabemos que la plasticidad de una arcilla está controlada por la capacidad de sus partículas para retener agua en su doble capa. Adicionalmente, esa capacidad de retener agua también está íntimamente relacionada con el ángulo de fricción y, en particular, con el seno de dicho ángulo, ya que el mismo varía con la pendiente de la recta de Mohr-Coulomb, M-C, tal como se ilustra en el gráfico de la izquierda en la Fig. 2-2 [5].

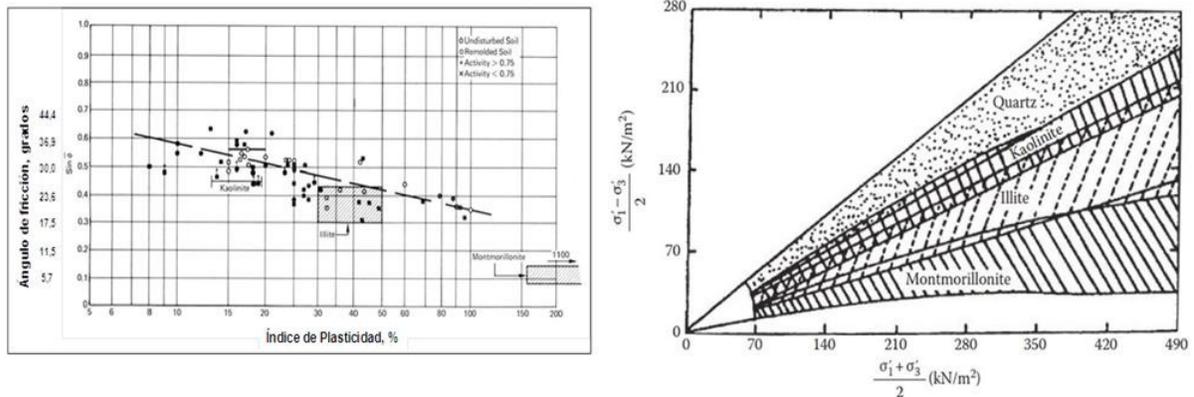


Fig.2-2 Correlación entre el ángulo de fricción,  $\phi$ , con el Índice de Plasticidad (modificado de Kenney (1959) y Olson (1974) citados en [5] y Variación del ángulo de fricción,  $\phi$ , para distintos materiales relativamente puros. Propuesta por Olson, 1974 y citado en [5].

La variación del ángulo de fricción es atribuible, en primera instancia, a la diferencia en los iones intercambiables de la arcilla y a las condiciones de saturación en los ensayos que generan deformaciones en las placas de la misma al cortarlas. En consecuencia, si suponemos que las arcillas están saturadas, podemos decir que el plano que define la resistencia al corte, es decir, el círculo de M-C está íntimamente relacionado con la plasticidad del suelo. Esto se ilustra en la gráfica de la derecha de la Fig. 2-2 donde se evidencia la variación de los

ángulos de fricción de distintas arcillas con muy bajo a ningún contenido de materiales no plásticos.

Por otra parte, Echezuría [6] y Privitera [7] encontraron que la variación del ángulo de fricción también depende del contenido de material no plástico del suelo, tal como se muestra en la gráfica de la izquierda de la Fig. 2-3. En la misma se observa que para un mismo valor del IP hay un amplio rango de valores del ángulo de fricción, el cual está asociado con el contenido de material no plástico. Por otra parte, en el gráfico de la derecha de la Fig. 2-3 se incluyen dos secuencias de ensayos en arcillas con contenidos iniciales de material no plástico cercanos al 49%, a las cuales se les fue agregando arena y limo. Nótese que los cambios en el contenido de cualquiera de dichos materiales no plásticos condujeron a una reducción del IP y un aumento del ángulo de fricción. Se observa también en la Fig. 2-3 que agregar limo no plástico cambia de manera diferente las propiedades del suelo (flechas rojas) que cuando se agrega arena (flechas azules).

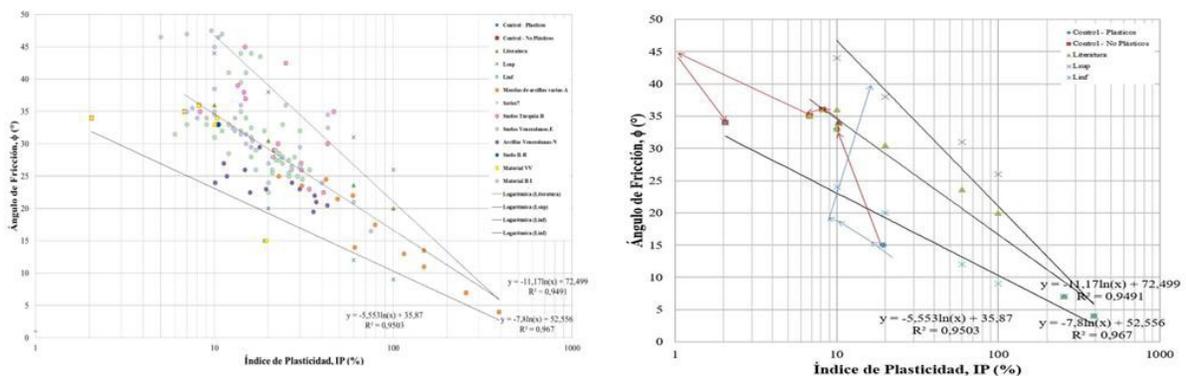


Fig. 2-3 Correlación entre el ángulo de fricción y el índice de plasticidad de los suelos, IP, (izquierda, tomado de Privitera [7] y su dependencia con la fracción de material no plástico contenida en la matriz de material plástico Modificado de [ 6 y 7].

Como ya se mencionó, los ángulos de fricción de los materiales arcillosos puros tienden a variar muy poco para cada mineral cuando tienen los mismos iones intercambiables y para el rango de presiones típico utilizado en ingeniería. Véase la Fig. 2-3. Nótese también que la variación de los ángulos de fricción para los minerales incluidos en las Fig. 2-2 es mucho menor que la mostrada en la Fig. 2-3 cuando se introducen los materiales no plásticos.

De tal manera que los ángulos de los materiales arcillosos puros están alrededor de la recta que define el límite inferior de la Fig. 2-3 y varían poco al comenzar a añadirles material no plástico para luego comenzar a aumentar significativamente. Adicionalmente, y como ya hemos mencionado, a medida que aumenta el valor del ángulo de fricción con el contenido de material no plástico el índice de plasticidad baja.

Por otra parte, es práctica común en la geotecnia considerar que cuando el material está sobre consolidado, es necesario tomar en cuenta un incremento en la resistencia al corte debido a que el suelo tendría una especie de “memoria” que mantendría los esfuerzos desarrollados en el plano horizontal. Es decir, se descarga el esfuerzo vertical pero el horizontal se mantiene por haber estado expuesto a esfuerzos verticales mayores que los actuales, lo cual lo haría más resistente.

Lo anterior es una interpretación incorrecta y será aclarada más adelante en este artículo cuando se demuestre que la resistencia al corte realmente depende de la relación de vacíos del suelo la cual tiene una correlación única con el confinamiento. Por lo tanto, la resistencia al corte realmente es controlada por la relación de vacíos que alcanzó el suelo al ser descargado para llegar al nivel de sobre consolidación correspondiente.

De la misma manera, también hay evidencias en la literatura de la dependencia tanto del índice de compresibilidad,  $C_c$  como del índice de descarga-recompresión,  $C_{sr}$ , con el IP, [3]. Para el caso del modelo planteado en este artículo se utilizaron las siguientes correlaciones  $C_c=IP/74$  y  $C_{sr}=IP/370$ , respectivamente [3]. Finalmente, el proceso de consolidación o cambio de volumen para ensayos DSS y TxT pueden hacerse equivalentes utilizando el coeficiente de Poisson para ajustar el ensayo bajo carga isotrópica a carga unidimensional.

Con base en todo lo anterior, podemos indicar que existe dependencia entre la plasticidad con los valores de resistencia al corte y los parámetros de cambio de volumen. Eso quiere decir que hemos utilizado separadamente los planos  $p'-q$  y  $e-p'$  de la Fig. 2-4 para caracterizar el comportamiento de las arcillas sin intentar conectarlos utilizando la plasticidad y el confinamiento, lo cual se incluye en la próxima sección de este artículo.

### **2.3 La integración de los planos de cambio de volumen y de resistencia al corte**

Tomando en consideración que cualquier cambio en una propiedad del suelo afecta las demás, es posible pensar, en primera instancia que ambos planos convencionales relacionados pueden estar relacionados por el eje del confinamiento,  $\sigma'$ , es decir  $\tau-\sigma'$  y  $e-\sigma'$ , entonces cualquier cambio en el confinamiento afectará, al mismo tiempo, tanto a la resistencia al corte como a la relación de vacíos [4]. Por otra parte, como la humedad está relacionada con la relación de vacíos (por la gravedad específica y la saturación), entonces si el esfuerzo confinante cambia, la humedad también debe cambiar al igual que el peso unitario.

Lo anterior genera una correlación única entre la relación de vacíos y la resistencia al corte,  $\tau-e$ , la cual aparece como resultado de unir los planos  $\tau-\sigma'$  y  $e-\sigma'$  y permite hacer un sistema tridimensional del suelo, tal como se ilustra en la gráfica de la izquierda de la Fig. 2-4. En dicho sistema el suelo queda representado por la línea roja en el espacio, la cual se proyecta en los distintos planos para darnos las curvas que conocemos convencionalmente [4]. Cada suelo corresponde a un IP determinado.

De la misma manera, y como se mencionó en los párrafos anteriores, el peso unitario también está relacionado con el cambio de confinamiento, por lo tanto, podemos plantear el mismo tipo de integración antes mencionado pero ahora cambiando el eje de resistencia al corte por el de peso unitario y colocándolo en sentido contrario al esfuerzo cortante, tal como se muestra en la gráfica de la derecha de la Fig. 2-4 [4]. De esta manera se genera la curva morada mostrada en el espacio hacia abajo, la cual depende de la gravedad específica,  $G_s$ , y la saturación,  $S$ , del suelo. Nótese que ambas curvas, la roja y la morada se conectan por el plano horizontal,  $e-\sigma'$ . En otras palabras, las conecta la curva de cambio de volumen con el confinamiento. Si asumimos que el suelo está saturado la curva morada en el espacio se proyecta sobre el plano  $e-\gamma_t$  y define la correlación indicada antes en la Fig. 2-1 [4].

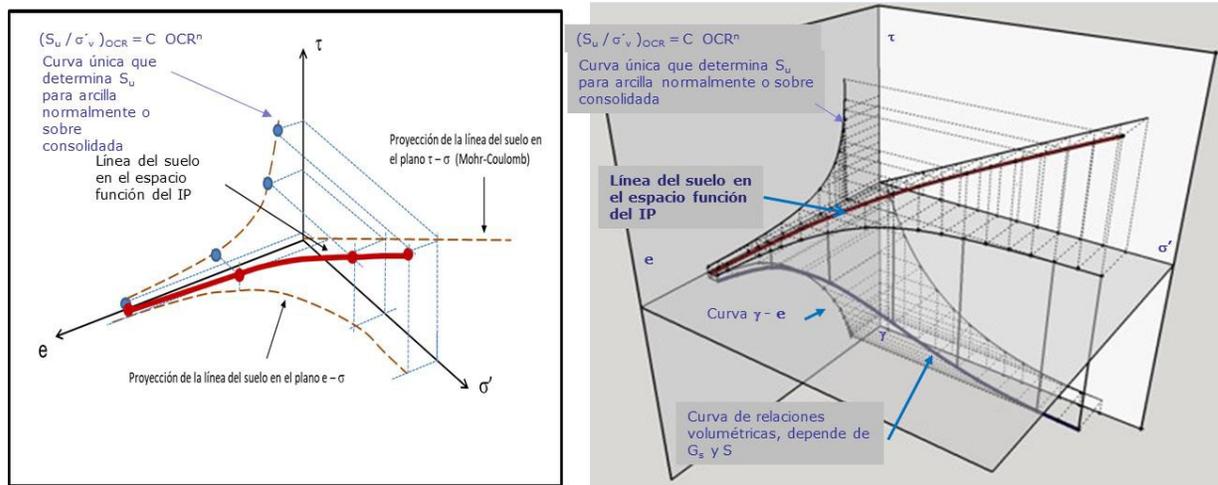


Fig. 2-4 Integración de los planos de resistencia al corte y de cambio de volumen para definir el plano  $\tau$ - $e$  de un suelo con IP conocido, lo cual genera la línea roja en el espacio, (izquierda) y modelo tridimensional integrado de las propiedades ingenieriles y las propiedades volumétricas de un suelo saturado con IP y  $G_s$ , conocidos (derecha) [4].

En el modelo integral del suelo antes descrito todas sus propiedades están relacionadas de manera que el plano horizontal representa, como se ha dicho, el plano  $e-\sigma'$  que es el estudiado en los procesos de consolidación. Unido a este último está el planos  $\tau-\sigma'$ , que se utiliza para la resistencia M-C, el nuevo plano  $\tau$ - $e$ , muy importante para describir procesos de corte no drenado y por la parte inferior están el plano  $e-\gamma_t$  que se utiliza para seguimiento de los cambios de peso unitario con la humedad, según se indicó en la Fig. 2-1 y el plano  $\gamma_t-\sigma'$  para seguir los cambios de peso unitario con el confinamiento. Todos ellos conforman el espacio que interrelaciona todas las propiedades de los suelos.

Como hemos indicado, la curva superior (roja) depende de la plasticidad para arcillas. Dicha curva define los llamados parámetros de ingeniería.

Contrariamente, la curva inferior (morada) depende de la gravedad específica y la saturación del suelo. La misma define las relaciones volumétricas del suelo. El modelo tal como se ha presentado en este artículo aplica sólo para suelos saturados [4].

La verificación de este modelo se realizó mediante la predicción de los valores de parámetros de ingeniería utilizando suelos encontrados en la literatura. Esto se hizo así para darle más robustez al mismo al no utilizar solamente data incluida en su desarrollo.

## 2.4 El plano $e-\tau$ en el comportamiento no drenado de las arcillas

Echezuría [4 y 6] e Izarra y D'Onofrio [8] han demostrado que la resistencia al corte de una arcilla sometida a corte no drenado realmente está controlada por la relación de vacíos de la misma. Así, cuando la arcilla está normalmente consolidada, el valor de la relación de vacíos puede ser calculado directamente de la curva de consolidación virgen de la arcilla. Esto se ilustra en la gráfica de la izquierda de la Fig.2-5 donde se colocan los tres planos de la parte superior del modelo en forma separada pero ajustando los procesos que ocurren durante la consolidación en cada uno en forma simultánea, incluyendo los localizados en la parte inferior del modelo, no mostrados por simplicidad.

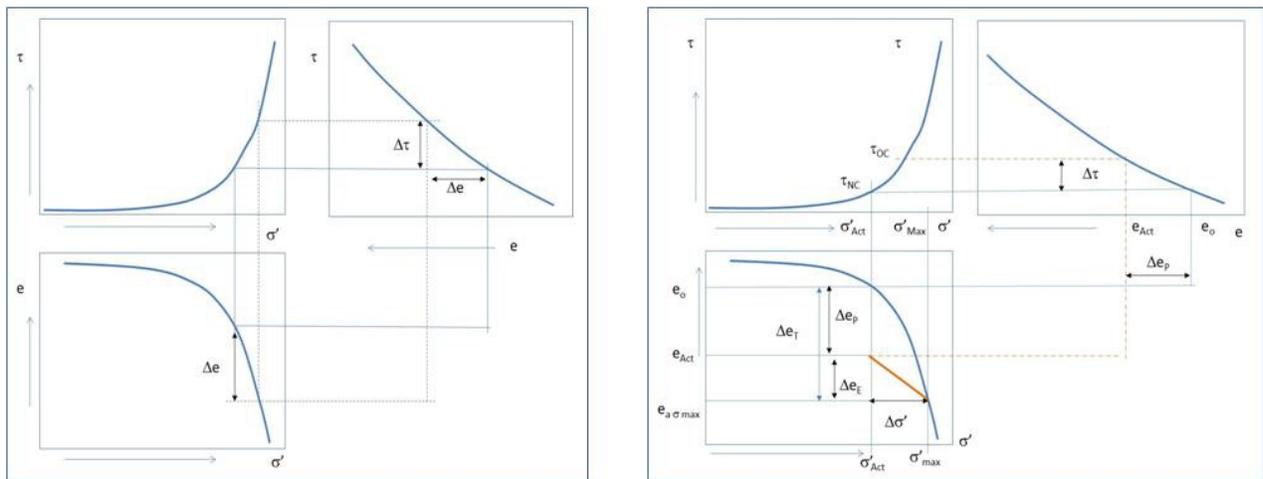


Fig. 2-5 Parámetros de resistencia al corte y cambio de volumen para arcillas NC (izquierda) y cambio en la relación de vacíos y la resistencia al corte al cambiar el esfuerzo confinante por sobre consolidación (derecha) Modificada de [4, 6 y 8].

Por otra parte, cuando la arcilla está sobre consolidada, es necesario hacer el seguimiento de la relación de vacíos final. Luego de haber consolidado la arcilla a la carga máxima pasada se establece la relación de vacíos correspondiente al esfuerzo actual con la curva de descarga-recompresión. Por lo tanto, el cambio neto en la relación de vacíos es la diferencia de la reducción impuesta por la consolidación menos la expansión producto de la descarga. Esto se evidencia en la gráfica de la derecha en la Fig. 2-5.

Nótese que la resistencia al corte está controlada por la relación de vacíos correspondiente al valor del confinamiento actual, es decir, luego de completar el ciclo de sobre consolidación. Eso fue corroborado utilizando un programa que realiza la integración de las propiedades tanto volumétricas como de ingeniería de la misma manera que el modelo y permite hacer el seguimiento a los cambios de relación de vacíos con los niveles de carga para situaciones normalmente consolidadas y sobre consolidadas.

Dicha corroboración fue realizada para varias arcillas con distintos valores de plasticidad ( $10\% < IP < 200\%$ ) encontrando que los valores de las resistencias al corte correspondientes a las relaciones de vacíos al final de las consolidaciones coinciden perfectamente con los valores calculados con los esfuerzos confinantes mediante las ecuaciones de SHANSEP [1]. Lo anterior se ilustra en la Tabla 3-1. [8].

Tabla 2-1 – Valores de resistencia al corte y ángulos de fricción obtenidos con SHANSEP o ensayos de laboratorio comparadas con los obtenidos con el Modelo aquí planteado. Adaptada de Izarra y D’Onofrio, [8].

SUELOS DE LA LITERATURA	OCR	$\omega$ (%)	$\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> )	Prof. (m)	IP (%)	Estimado de finos no plásticos del modelo (%)	$\sigma'_v$ (kN/m <sup>2</sup> )	Ángulo de fricción estimado del modelo (°)	Ángulo de fricción de datos de literatura (°)	Su De ensayos o SHANSEP (kN/m <sup>2</sup> )	Su Del modelo (kN/m <sup>2</sup> )
1	1	60	6,5	10	60	15	65	12,85	12-13	14,95	14,45
2	2	40	8,3	10	60	15	83	12,85	12-13	32,23	32,13
3	1	60	6,5	6	30	80	39	30,53	-	19,81	19,81
4	1,2	53	7,1	2	42	70	14,2	25,58	-	6,13	7,09
5	1	57	6,7	22	15	90	147,4	39,70	-	94,17	94,18
6	1	40	8,2	27	25	65	221,4	29,00	-	107,59	107,59
7	2	36	8,7	15	25	65	130,5	29,00	-	110,42	110,42
8	1	80	5,4	5	60	25	27	14,76	15	-	6,882
9	1	80	5,4	5	25	50	27	25,90	25	-	11,783
10	1	60	6,5	5	70	60	32,5	22,45	23	-	12,404
11	1	60	6,5	5	15	50	32,5	29,55	29	-	16,031

Es bueno destacar que en la Tabla 2-1 se incluyen valores de ensayos realizados en arcillas encontrados en la literatura. El modelo de suelos aquí planteado permite predecir acertadamente cuando la arcilla tiene contenidos de material no plástico además del OCR de dicha arcilla.

Por otra parte, también es necesario resaltar que la trayectoria de estado que define el desarrollo de la resistencia al corte durante el proceso de carga desviadora no drenada es independiente de la generación de la presión de poros y que ésta última solo afecta el plano  $\tau-\sigma'$ . En otras palabras, la trayectoria de estado para condiciones no drenadas en el plano,  $\tau - e$ , es vertical y no curva como sucede con la trayectoria de esfuerzos efectivos del plano,  $\tau - \sigma'$  [4 y 6].

## **2.5 Normalización de curvas esfuerzo deformación por el esfuerzo confinante**

Como el modelo planteado integra el ángulo de fricción con los cambios de volumen y resistencia del suelo, eso permite explicar la razón por la cual las curvas de esfuerzo deformación pueden ser normalizadas por el esfuerzo confinante para las arcillas. Es fácil intuir y demostrar para las arcillas que a partir de las Figs.2-2 a 2-4 la razón de la resistencia al corte entre el esfuerzo confinante será una constante igual al seno del ángulo de fricción. Esto ha sido demostrado separadamente en forma empírica [2] de acuerdo con la Fig 2-6 y queda corroborado con el razonamiento descrito en las secciones anteriores donde se discutió el comportamiento no drenado de las arcillas.

Adicionalmente, para las arcillas las curvas esfuerzo-deformación se hacen más pronunciadas con el IP. Con base en esto, Echezuría [4] comenzó a utilizar ese concepto, para aplicarlo a ensayos de corte simple, modificando el modelo de Duncan y Chan, citado por Herrera y otros [9]. Dicho modelo establece que las curvas esfuerzo deformación son hiperbólicas para ensayos triaxiales (TxT). Echezuría [x] y Ramirez [xx] han demostrado que las curvas esfuerzo-deformación para ensayos de corte simple (DSS) también son hipérbolas.

La justificación para realizar el ajuste entre las curvas de esfuerzo-deformación de los ensayos DSS y TxT es que las deformaciones cortantes y axiales pueden ser representadas en un plano similar al de Mohr-Coulomb (M-C), es decir, existe un círculo de M-C para las deformaciones Echezuría [10]. En tal sentido, ambas deformaciones están directamente asociadas entre sí, tal como se mostrará más adelante. Adicionalmente, para lograr esta adaptación también se estudiaron las curvas normalizadas de degradación de los módulos cortantes con el nivel de deformación cortante [11, 12] utilizando el concepto de que ambos módulos, el de Young, E, y el cortante, G, están relacionados con el coeficiente de Poisson [2].

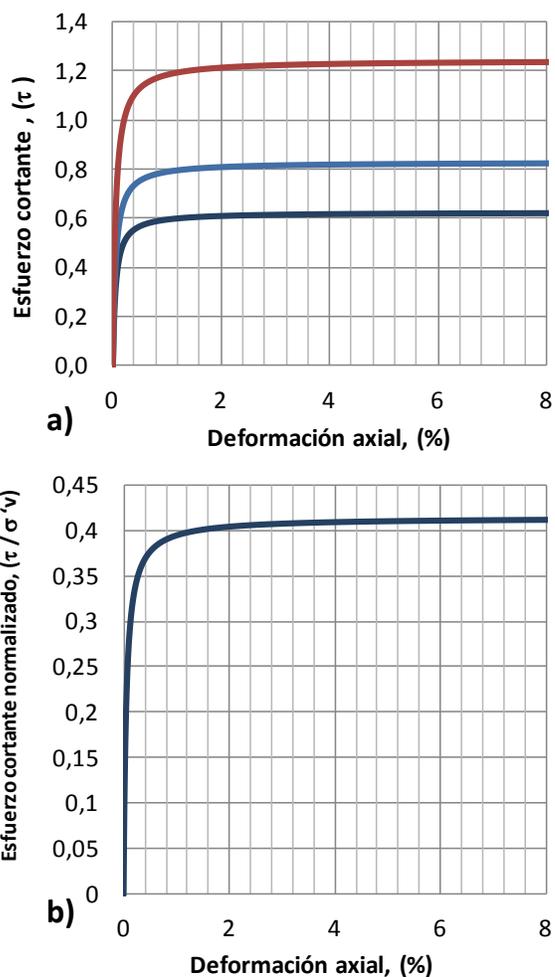


Fig. 2-6 Concepto de normalización de las curvas de esfuerzo deformación de suelos al dividirlos por el esfuerzo confinante [2].

### 2.5.1 La normalización de los módulos del suelo y su relación con las curvas normalizadas de esfuerzo deformación

Existen en la literatura varias correlaciones entre el módulo de corte máximo con el módulo de corte a una deformación cortante cualquiera durante corte no drenado para distintos valores del IP, tal como las mostradas en la Fig. 2-7 [11, 12].

Si atendemos a la correlación entre el módulo cortante,  $G$ , y el módulo de Young,  $E$ , en la teoría elástica, vemos que ambos están correlacionados únicamente con el coeficiente de Poisson con la siguiente expresión:

$$G_{max} = \frac{E_{max}}{2(1 + \mu)} \quad (2.1)$$

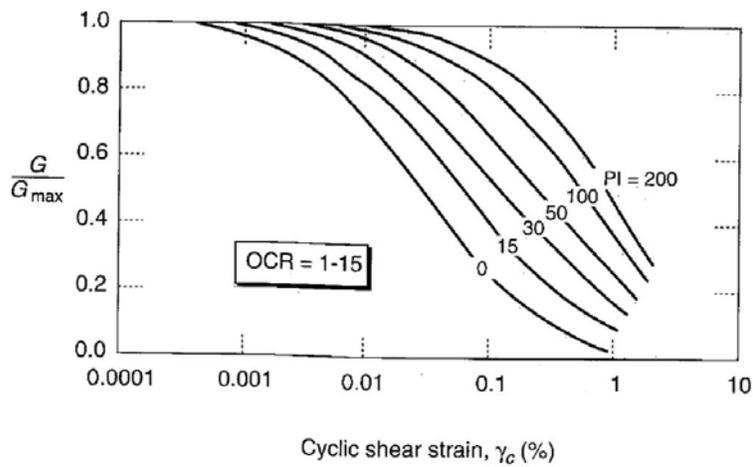


Fig. 2-7 Degradación del módulo de corte con el nivel de deformación cortante [11]

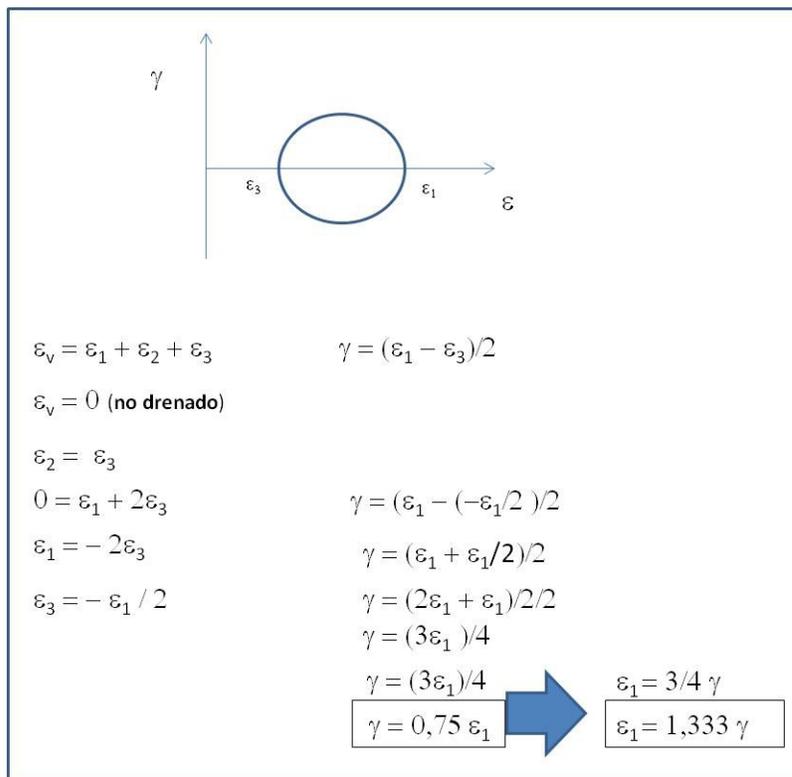


Fig. 2-8 Correlaciones entre las deformaciones de corte y axiales para condiciones no drenadas [4, 10]

Es bueno destacar que si se hace la substitución en la razón  $G/G_{\max}$  del módulo cortante dado por la expresión de la ec.(2.1) se obtiene que la razón  $E/E_{\max}$  resulta idéntica a la de  $G/G_{\max}$  [10], sólo que hay que cambiar las deformaciones cortantes por las axiales. Sin embargo, las mismas pueden ser aproximadas para  $\sigma - \epsilon$  utilizando las correlaciones entre las deformaciones de corte y las axiales según se muestra en la Fig. 2-8. La misma produce una muy buena aproximación de los valores reales medidos en los laboratorios.

De esa manera se prepararon las curvas que se describen en la sección siguiente, las cuales están listas para aplicarlas en procesos de cálculo. Así queda totalmente descrito y justificado el modelo incluyendo las curvas esfuerzo deformación hiperbólicas aplicable a los procesos de corte no drenado, tanto de corte simple como de corte triaxial.

## 2.6 Descripción y aplicación del modelo hiperbólico

Para la simulación de la respuesta mecánica del suelo se han desarrollado varios modelos constitutivos que muestran el suelo como un material no lineal, elástico o elasto-plástico. Dentro de estos modelos está el hiperbólico, el cual, de acuerdo con Herrera y otros [9], fue propuesto inicialmente por Kodner y Zelasko y posteriormente fue mejorado por Duncan y Chan. El mismo parte del precepto de que las curvas esfuerzo-deformación del suelo pueden aproximarse a una hipérbola: Una forma sencilla de verificar que una función es hiperbólica consiste en graficar los valores inversos de sus variables con lo cual se obtiene una recta.

Para el desarrollo de este trabajo de investigación, se utilizó un modelo de respuesta esfuerzo deformación hiperbólica adaptado por Echezuría [4 y 10], el cual describe la ecuación de la hipérbola de la forma siguiente:

$$\chi = N \eta / (\beta + \eta) \quad (2.2)$$

Las curvas doblemente normalizadas de la ec.(2.2) se muestran en la Fig. 2.9. En la ec.(2.2):

$\chi$ , es el nivel de esfuerzo cortante máximo o desviador máximo,  $\tau_{\max} = Su$ , normalizado por el esfuerzo confinante y ese cociente normalizado a su vez por la resistencia al corte sin drenaje,  $Su$ , es decir:  $\chi = [(Su/\sigma'_v)/Su]$ .

$\eta$  es la deformación, para DSS es la cortante,  $\gamma$ , y para TxT, es,  $\epsilon$ .

$\beta$  es el parámetro que ajusta la curvatura de las hipérbolas. Su correlación con el IP se incluye en la Fig. 2-11.

$N$  es el parámetro que define el tope de las curvas normalizadas por el esfuerzo confinante. Es igual a 1 para ensayos TxT y 0,5 para DSS.

Dado que  $\chi = [(Su/\sigma'_v)/\text{sen}(\phi)]$  es necesario conocer el valor de  $\text{sen}(\phi)$ , para obtener la resistencia al corte sin drenaje normalizada por el esfuerzo confinante, lo cual se hace con la ec. (2.3) a continuación:

$$Su/\sigma'_v = C = \text{sen}(\phi) \quad (2.3)$$

El  $\text{sen}(\phi)$  se obtiene de la Fig. 2.10 y al establecer el esfuerzo confinante de trabajo se tiene el valor de la resistencia al corte sin drenaje,  $Su$ . De esa manera, cuando  $\tau_{\text{max}} = Su$ , entonces la hipérbola alcanza el valor de máximo de la resistencia al corte normalizada para cada IP y el esfuerzo confinante de trabajo [4 y 10]. Luego, al multiplicar el cociente  $Su/\sigma'_v$  por el esfuerzo de confinamiento deseado, se obtiene la curva esfuerzo deformación del suelo en estudio. Se destaca en la Fig. 2.10 el rango de aplicación del método SHANSEP original, el cual oscila para  $10^\circ < \phi < 13^\circ$ .

Para el ajuste final de las curvas esfuerzo-deformación se deben definir los valores de las deformaciones a las cuales se espera que los esfuerzos comiencen a hacerse asintóticos con el máximo esfuerzo que puede tomar el suelo,  $\epsilon_u$ . Estos se incluyen en la Fig. 2-12. Descritas de esta manera, las hipérbolas no necesitan el valor de la resistencia al corte para  $\epsilon_{50}$  que utiliza el modelo de Duncan y Chang y que requiere la realización de ensayos triaxiales (TxT) para su aplicación. Es bueno destacar que los valores de  $\epsilon_u$  y  $\beta$  son valores medios obtenidos de regresiones y representan el entorno en el cual la curva esfuerzo-deformación comienza a hacerse asintótica.

Las curvas normalizadas de la Fig. 2-9 fueron preparadas a partir de las curvas contenidas en la literatura para degradación de los módulos en ensayos de corte simple (DSS), es decir son para  $\tau - \gamma$  [4, 11 y 12]. La aproximación entre la deformación cortante y la axial mostrada en la Fig. 2-8 permite utilizarlas para ensayos TxT. La verificación del modelo se presenta en la Sección 2-10 de este trabajo tanto para ensayos triaxiales como de corte simple.

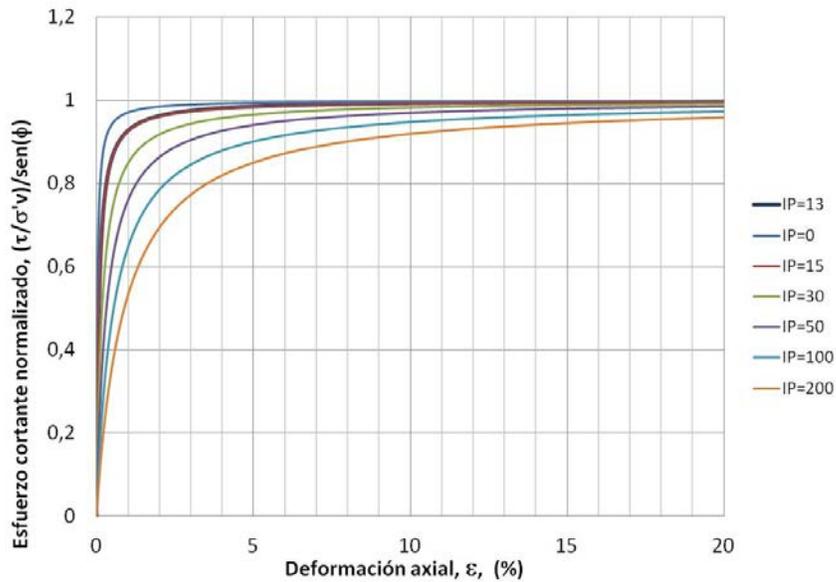


Fig. 2-9. Curvas de esfuerzo cortante normalizadas tanto por el esfuerzo confinante como por el  $\sin(\phi)$  del suelo vs. Deformación axial, para distintos índices de plasticidad de los suelos [4 y 10].

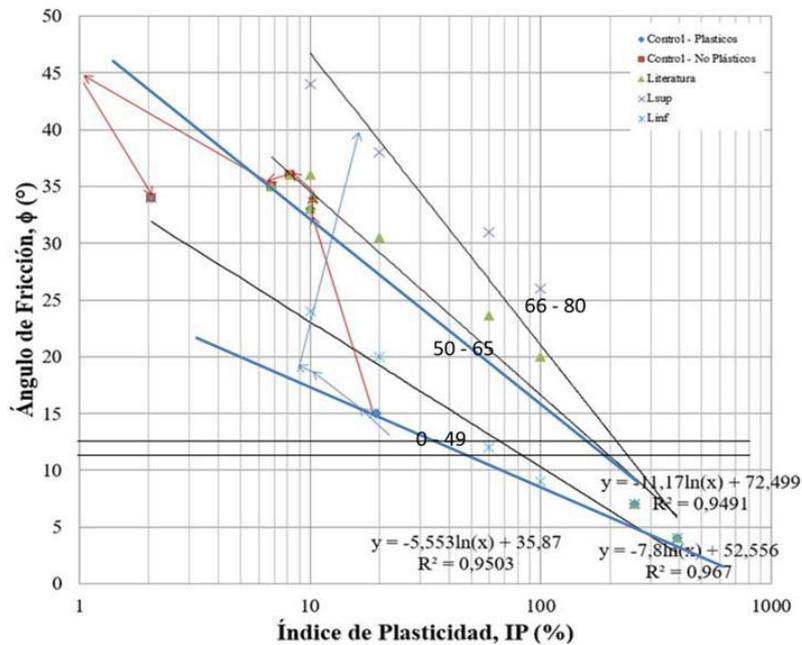


Fig. 2-10 Correlación entre el Índice de Plasticidad, IP con el seno del ángulo de fricción,  $\phi$ . Los valores mostrados en rangos en la zona media de la figura corresponden al contenido de material no plástico.

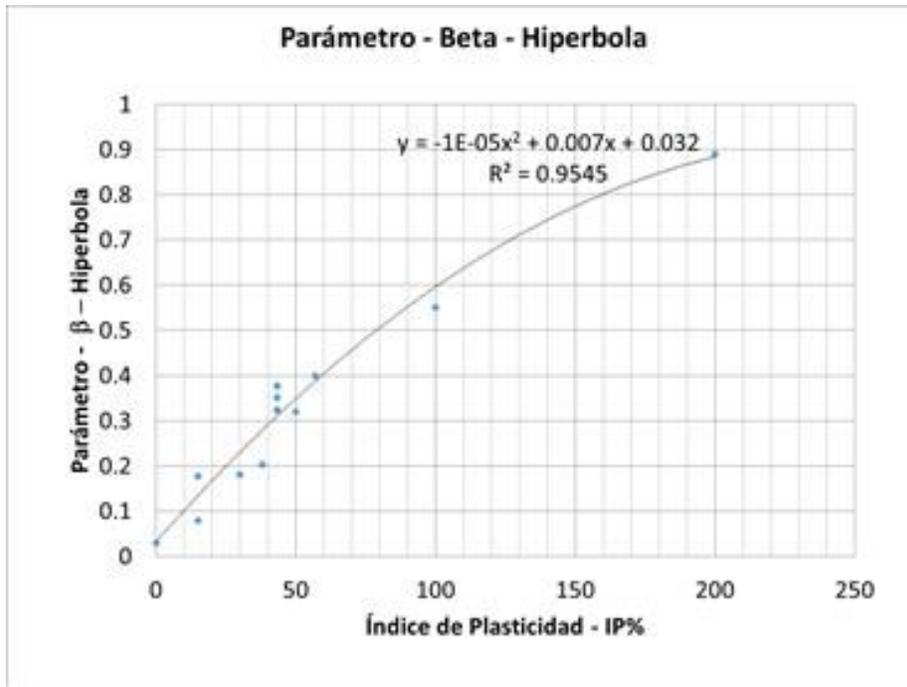


Fig. 2-11 Parámetros “ $\beta$ ” de las funciones hiperbólicas en función del IP del suelo.

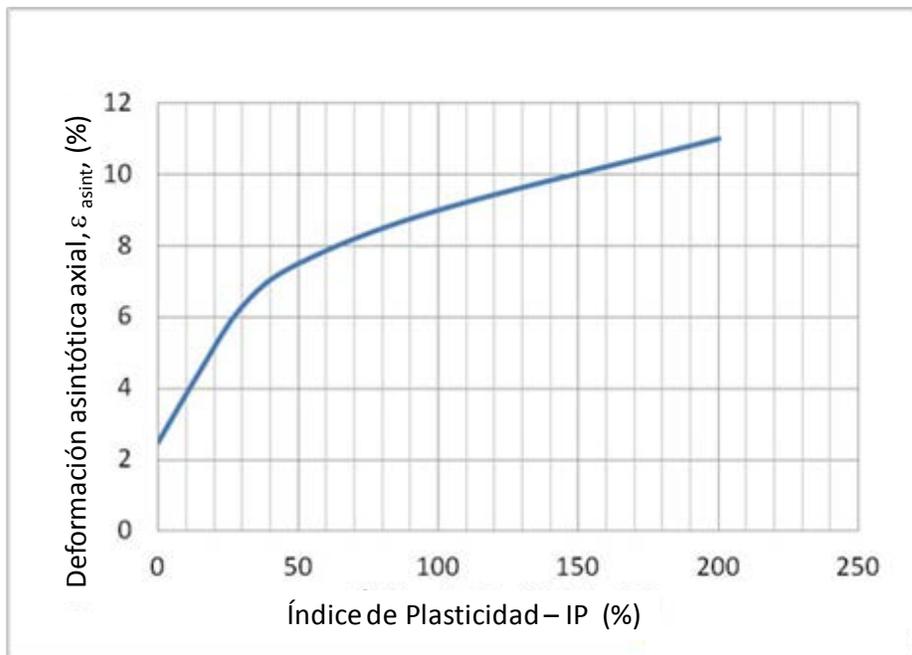


Fig. 2-12 Valores asintóticos de la deformación para la curva hiperbólica

## 2.7 Las curvas de desarrollo de presión de poros durante el corte no drenado

Skempton [9] ya había notado que la generación de la presión de poros aumentaba medida que aumentaba el esfuerzo desviador. A tal efecto, había definido el parámetro, “A”, para la presión de poros y el esfuerzo desviador durante ensayos Triaxiales no drenados. En esta Sección se formula y se verifica que el desarrollo de las presiones de poros durante el corte no drenado también corresponde a una hipérbola que depende del índice de plasticidad (IP) del suelo.

A tal efecto, en la Fig. 2-13, se grafican los valores inversos de la presión de poros y la deformación, lo cual resulta en líneas rectas. Esta verificación se realizó para varios ensayos disponibles en la literatura, con lo cual se demostró que la respuesta de la presión de poros es hiperbólica. Ahora bien, conocido el hecho de que la respuesta en presión de poros depende del esfuerzo desviador aplicado se decidió verificar si las mismas también dependían del IP.

Para ello se utilizaron las curvas normalizadas de la Fig. 2-7 a fin de verificar el desarrollo de las presiones de poros podía ser ajustado con las mismas. Eso resultó adecuado y solo fue necesario ajustar los parámetros de las hipérbolas de la Fig.2-7 para conseguir las respuestas de la presión de poros durante el corte no drenado para cada IP. Este es un hallazgo muy significativo de este trabajo de investigación.

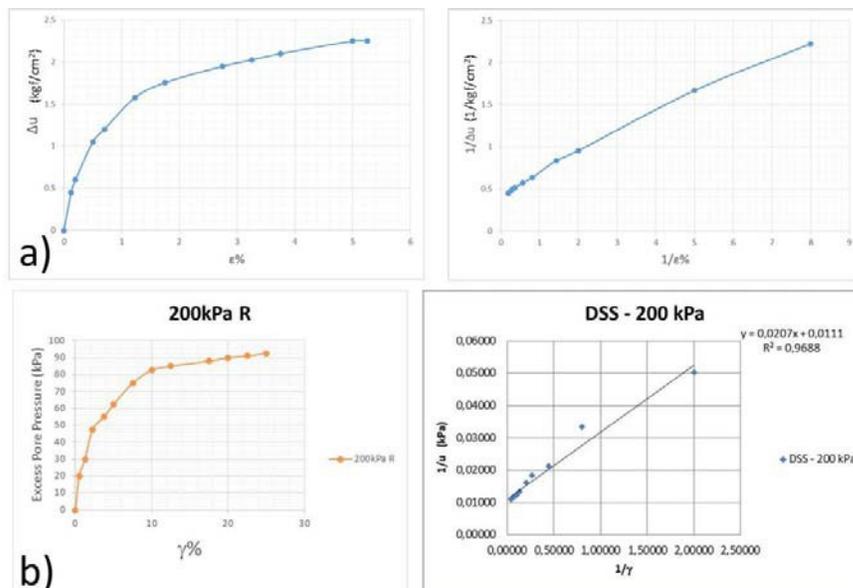


Fig. 2-13 Correlación entre presión de poros y deformación para ensayos, a) TxT en Arcilla Kawasaki, OCR=1,33 y b) DSS en Arcilla de México, OCR=1. A la izquierda en ambos casos las curvas originales de los ensayos y a la derecha el gráfico de los inversos de ambas variables. Nótese que estos últimos son lineales, lo cual confirma que son hiperbólicos.

En la Tabla 2-2 [13] se incluyen los valores de los parámetros de las hipérbolas que describen el desarrollo de presiones de poros durante el corte no drenado para distintos IP. La correlación esperada del parámetro  $\beta$  con el IP para la presión de poros se incluye en la Fig. 2-14 junto con la observada para los esfuerzos que aparece en la Fig. 2-9. Se incluyen además en la Fig. 2-14 los valores que se han podido obtener de ensayos de la literatura para la presión de poros.

Tabla 2-2. Datos Parámetro  $\beta$  -Hipérbola Presión de poros deformación. Tomada de [13].

IP	$\beta$	N
15	0.679	1.08
38	1.110	1.13
43.5	2.645	1.07
57	2.808	1.38

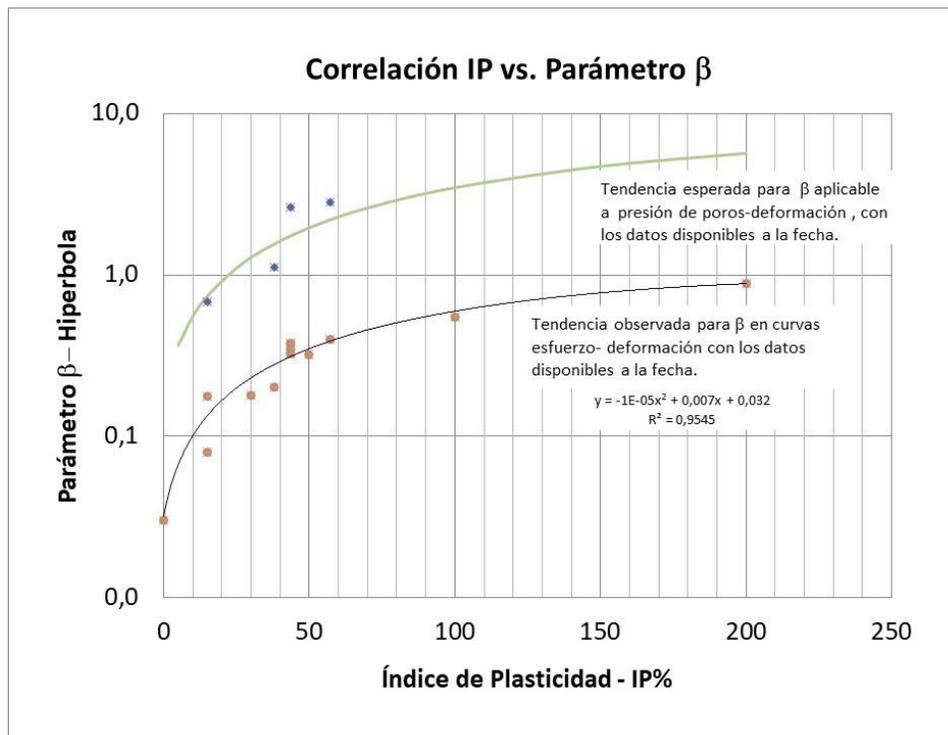


Fig. 2-14. Correlación del IP con el parámetro “ $\beta$ ” de las hipérbolas de esfuerzo y curva esperada para los “ $\beta$ ” de presión de poros con deformación. Tomado de [13].

Por otra parte, es bueno destacar que para aplicaciones prácticas es muy conveniente contar con el gráfico  $\tau$ - $u$ , el cual correlaciona directamente el esfuerzo aplicado con el nivel de presión de poros desarrollado hasta el mismo nivel de deformación. Esta correlación también se verificó como hiperbólica, tal como se ilustra en la Fig. 2-15. En otras palabras, el desarrollo de las presiones de poros con el corte no drenado tanto TxT como DSS responde a una curva hiperbólica. Esto también será destacado en la sección 2-10 de este trabajo cuando se muestre la verificación del modelo.

Es bueno destacar, no obstante, que en los ensayos de laboratorio las presiones de poros observadas en los diagramas presión deformación los valores asintóticos de la presión de poros no corresponden con los valores asintóticos de los esfuerzos. De hecho, en muchos casos analizados mientras los esfuerzos habían alcanzado su valor asintótico, la presión de poros correspondiente a esos valores de deformación continuaba creciendo y por debajo de su valor asintótico. Esto será destacado en la Sección 2-10 de este trabajo cuando se muestre la verificación del modelo. Esto puede ser una consecuencia del contenido de material no plástico y está en proceso de estudio.

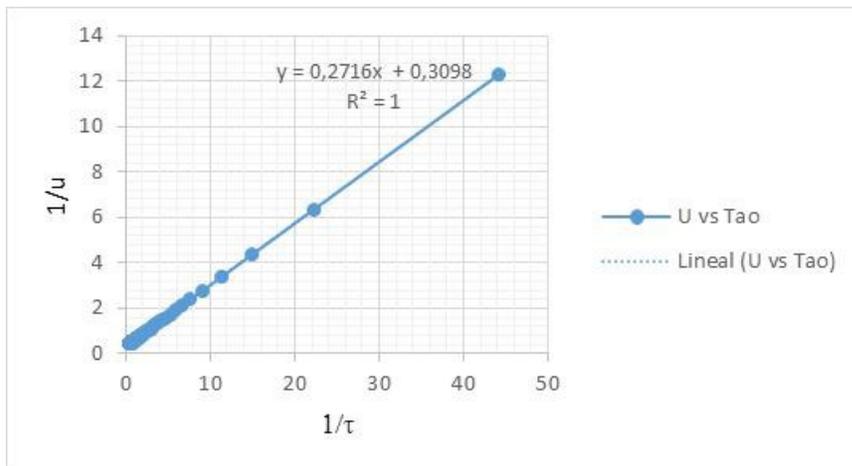


Fig. 2-15 Correlación Lineal entre los inversos de la Resistencia al corte y la Presión de poros, lo cual indica que también es hiperbólica.

Fuente: Propia

## 2.8 Preparación de las curvas esfuerzo deformación para aplicaciones en procesos de corte no drenado

El proceso para preparar las curvas de esfuerzo deformación para cualquier esfuerzo confinante que se desee, se describe a continuación. Con el valor del IP, el contenido de material no plástico y el valor de la constante,  $\beta$ , se obtiene el valor de  $\sin(\phi)$  de la Fig. 2-

10. Seguidamente, se prepara la curva hiperbólica doblemente normalizada (por el esfuerzo confinante y  $S_u$  de la Fig. 2-9 para el valor de IP utilizando la ec. (2.2). Para aplicar la ecuación se debe seleccionar el valor del parámetro  $\beta$  de la Fig. 2.11 y el valor de la deformación para que dicha curva se haga asintótica de la Fig. 2.12, ambos valores a partir del IP del suelo. Posteriormente, para el valor del esfuerzo confinante de interés se completa la curva correspondiente a ese confinamiento e IP del suelo utilizando la normalización correspondiente a la ec.(2.3),  $S_u/\sigma'_v = \text{sen}(\phi)$  para suelos normalmente consolidados. El proceso se ilustra a continuación con un ejemplo.

Si se tiene un suelo con un valor de IP=30 y la cantidad de finos cercana al 65%, lo primero es estimar el ángulo de fricción,  $\phi$ . De la Fig. 2-10 se tiene que está entre  $24^\circ$ - $25^\circ$ . Así, el  $\text{sen}(\phi) \approx 0,41$ . Con IP=30 se obtiene de la Fig. 2-11 el parámetro  $\beta \approx 2,22$  y de la Fig. 2-12 el valor de la deformación axial para la cual la hipérbola se hace asintótica al valor  $\text{sen}(\phi) = 0,41$  que resulta en  $\epsilon \approx 6,3\%$ . La Fig 2-16a muestra la hipérbola doblemente normalizada y la Fig. 2-16b la curva correspondiente a la arcilla en estudio normalizada por el esfuerzo confinante.

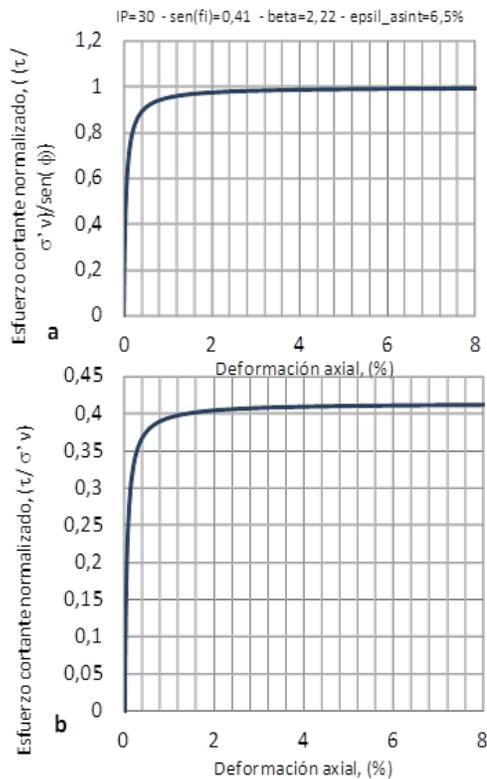


Fig. 2-16. Preparación de las curvas hipérbolas esfuerzo deformación con el modelo propuesto, a) doblemente normalizada, b) resistencia al corte normalizada por el esfuerzo confinante efectivo.

Para preparar las curvas de presión de poros se sigue exactamente el mismo procedimiento, solo que cambiando los parámetros,  $\beta$ , de las hipérbolas esfuerzo deformación por los de presión de poros deformación utilizando la Fig. 9. Como en este caso los valores asintóticos no necesariamente coinciden con los de esfuerzo deformación, hay que verificar si los datos de la Fig. 8 permiten un buen ajuste de la curva de presión de poros.

Este procedimiento es ideal para estimar las curvas de esfuerzo deformación bajo las fundaciones si se consideran substratos que permitan tomar un valor de confinamiento promedio en el centro del mismo y un valor del incremento promedio inducido por la fundación. Esto se explicará en más detalle en el Capítulo 3 de este trabajo de investigación.

Para las curvas de presión de poros se sigue exactamente el mismo procedimiento, solo que variando los parámetros de las hipérbolas esfuerzo deformación por las de presión de poros deformación, convenientemente.

## **2.9 Descripción del funcionamiento del modelo**

Al completar la consolidación de un ensayo DSS solamente conocemos el esfuerzo vertical máximo. Luego, al agregar el esfuerzo cortante, la trayectoria de esfuerzos totales se despliega como una línea vertical a partir del valor del esfuerzo vertical de confinamiento, y alcanza hasta la resistencia al corte no drenado, tal como se observa en la Fig. 2-17. La trayectoria de esfuerzos efectiva, es una línea curva la cual toca la línea de falla definida por el ángulo  $\alpha$ . La diferencia entre ambas es la presión de poros máxima que se desarrolla en dicho ensayo. Véase la Fig. 2-17.

Ahora bien sabemos que al consolidar la muestra en el ensayo de corte simple la relación de vacíos define la resistencia al corte de la muestra, la cual limita el desarrollo de las presiones de poros y las trayectorias de esfuerzos. En otras palabras, la resistencia al corte ( $S_u$ ) define el punto máximo del círculo de Mohr y la trayectoria de esfuerzos totales crecerá hasta alcanzar su valor. En ese punto, la presión de poros es la máxima alcanzable durante el corte. Esto es adecuadamente predicho por el modelo ya que el mismo contiene los planos que definen el comportamiento del suelo que están correlacionados entre sí.

Para el caso de un ensayo triaxial consolidado isotrópicamente no drenado (CIU) la trayectoria de esfuerzos totales se despliega como una línea de  $45^\circ$ , mientras que la trayectoria de esfuerzos efectiva es una línea curva que toca la línea de falla definida por el ángulo  $\alpha$ , tal como se ilustra en la Fig. 2-18. La diferencia entre ambas es la presión de poros que se desarrolla durante dicho ensayo. La diferencia entre la curva verde y la roja define el desarrollo de la presión de poros con el nivel de corte, la cual es hiperbólica, según se demuestra en la sección anterior.

De nuevo, al consolidar la muestra la relación de vacíos final define la resistencia al corte, la cual será limitante para el desarrollo de las trayectorias de esfuerzos al igual que el ensayo de Corte Directo. Si consideramos lo que sucede si la muestra se somete a una nueva presión de confinamiento mayor que la anterior, al estar confinada a una presión mayor la muestra alcanza una relación de vacíos menor y, a su vez, desarrolla una resistencia al corte mayor. En consecuencia, se espera obtener una presión de poros mayor, tal como se muestra en la Fig. 2-19.

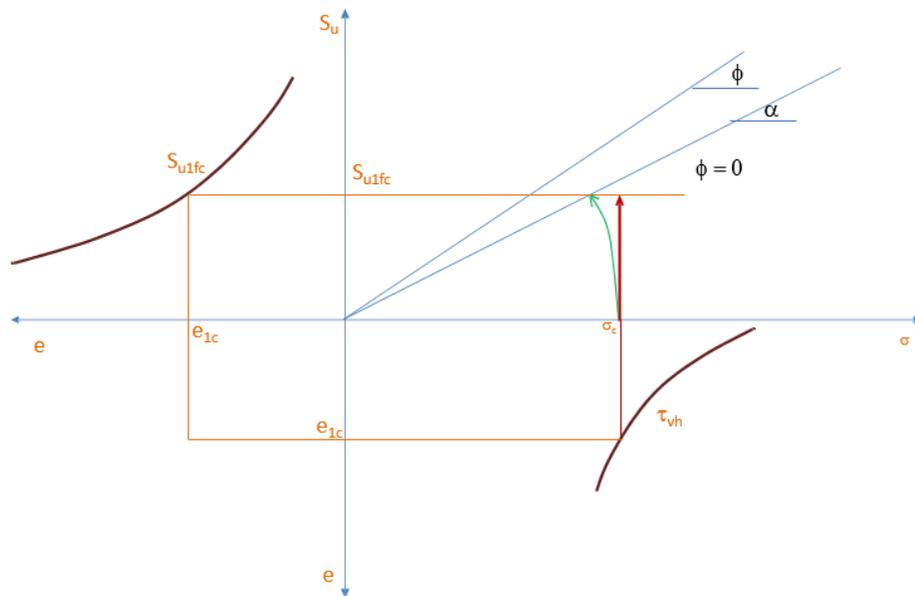


Fig. 2-17. Comportamiento en corte no drenado en ensayo de corte simple directo (DSS). La diferencia entre la curva verde y la roja define el desarrollo de la presión de poros con el nivel de corte, la cual es hiperbólica, según se demuestra en la sección anterior.

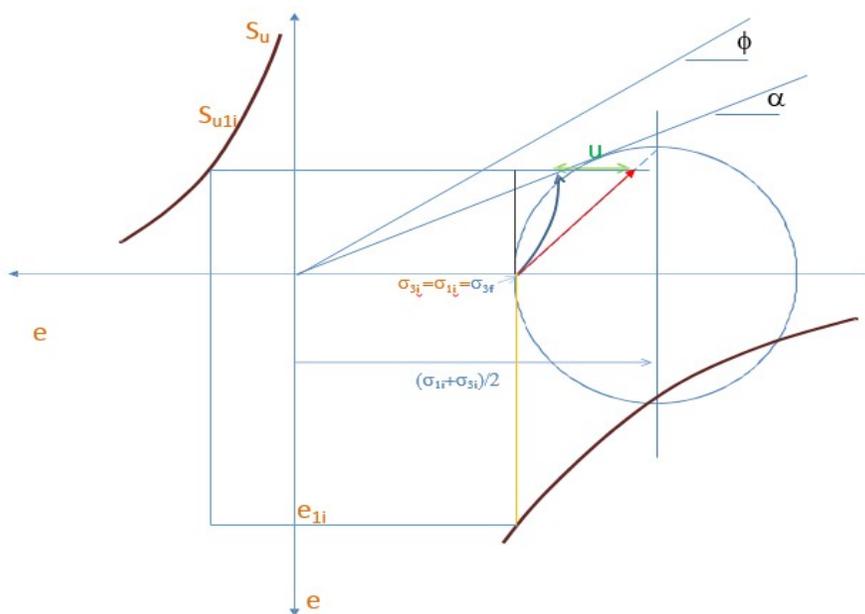


Figura 2-18. Comportamiento del corte no drenado en ensayo triaxial (TxT). Fuente: Propia

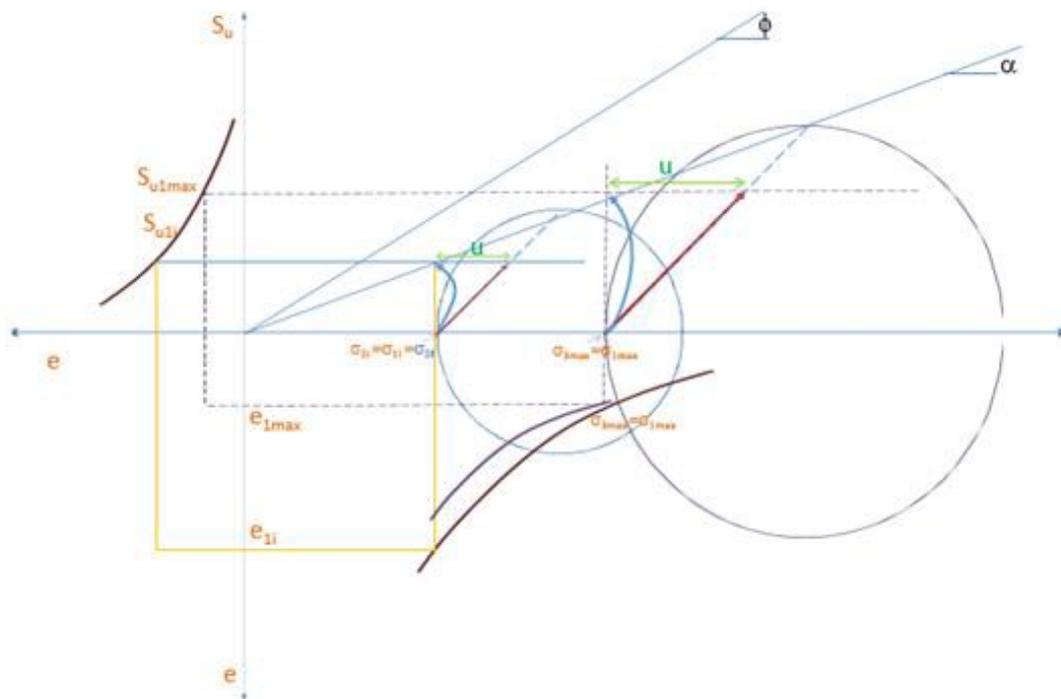


Fig. 2-19. Ensayo Triaxial a una nueva presión de confinamiento mayor que la anterior  
Fuente: Propia

Ahora bien, si el suelo es descargado a una nueva condición de esfuerzos, la fracción elástica de la relación de vacíos se recupera pero la fracción plástica se mantiene. Esta última es la que controla la respuesta al corte no drenado del suelo desde el nuevo confinamiento menor pero genera una resistencia al corte definido por el nivel de la relación de vacíos plástica alcanzada con la carga máxima. Esto puede verse en la Fig. 2-20. Nótese que la nueva trayectoria de esfuerzos genera un nuevo ángulo de fricción que corresponde al estado sobre consolidado.

En otras palabras, en el estado sobre consolidado el suelo responde con las curvas esfuerzo-deformación y desarrollo de presión de poros iguales a las que respondería si se hubiera ensayado a la presión más alta en condiciones normalmente consolidadas.

Como ya se mencionó, el suelo reacciona ante el corte de acuerdo con la relación de vacíos plástica que haya alcanzado al soportar la presión máxima que haya sido impuesta sobre él. Esto fue verificado por [4, 8 y 13] con datos de esfuerzos y presiones de poros de ensayos TxT y DSS existentes en la literatura y es uno de los hallazgos más importantes de este trabajo de investigación.

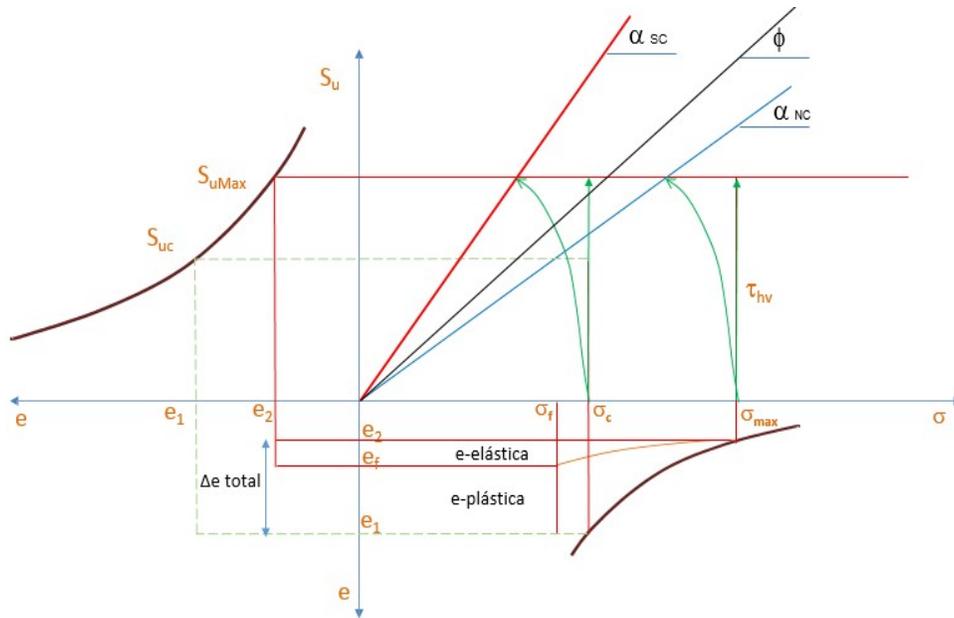


Fig. 2-20. Cambio en Relación de vacíos. Fuente: Propia

## 2.10 Verificación del modelo con ensayos de la literatura

Para la verificación del modelo se compararon los resultados de varios ensayos tomados de la literatura con las predicciones del modelo. Primeramente, el modelo esfuerzo deformación fue probado por Izarra y D'Onofrio, 2018 [8] utilizando información disponible en la literatura para arcillas con distintos IP, para ensayos triaxiales. En la Fig. 2-21 se ilustran las comparaciones de las curvas esfuerzo deformación para ensayos triaxiales en arcillas con distintos IP disponibles en la literatura [8].

Una comparación más detallada que incluye las presiones de poros y las curvas de esfuerzo-deformación para ensayos triaxiales y de corte simple, tanto en condiciones normalmente consolidadas como sobre consolidadas fue realizada por Ramírez [13]. En caso de que no se tuviera disponible, el ángulo de fricción para la condición normalmente consolidada, el mismo se obtuvo de la Fig.7, con el índice de plasticidad y el contenido de material no plástico de la muestra.

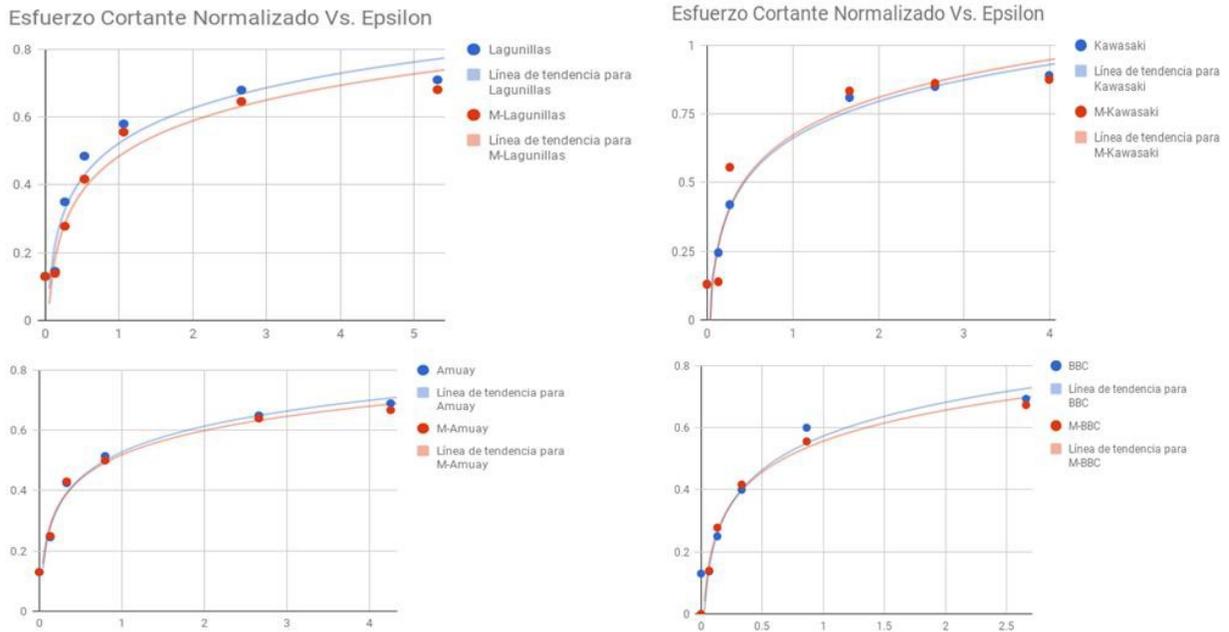


Fig. 2-21 Comparación de las curvas esfuerzo-deformación de ensayos triaxiales para varios suelos. Modificado de Izarra y D’Onofio, 2018 [8].

### 2.10.1 Ensayos triaxiales (TxT) [15]

#### 1.10.1.1 Muestra TxT literatura 1

En la Fig. 2-22 y la Fig. 2-23 se comparan los datos de laboratorio con los resultados obtenidos según el modelo tanto para los esfuerzos como para las presiones de poros para la arcilla Kawasaki, OCR=1,33:

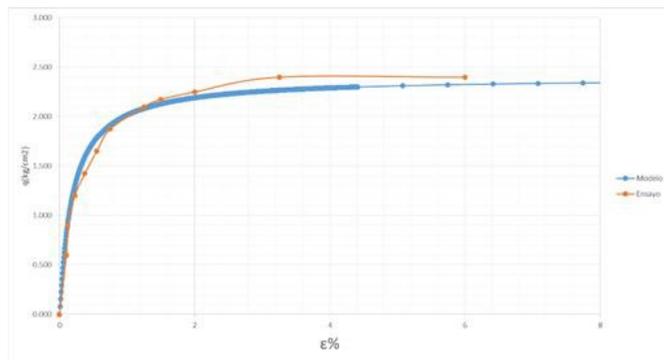


Fig. 2-22. Resultado. Esfuerzo Vs Deformación, arcilla Kawasaki, OCR=1,33. Curva Azul: resultados del modelo, Curva Naranja: extraída de literatura. Tomado de [13]

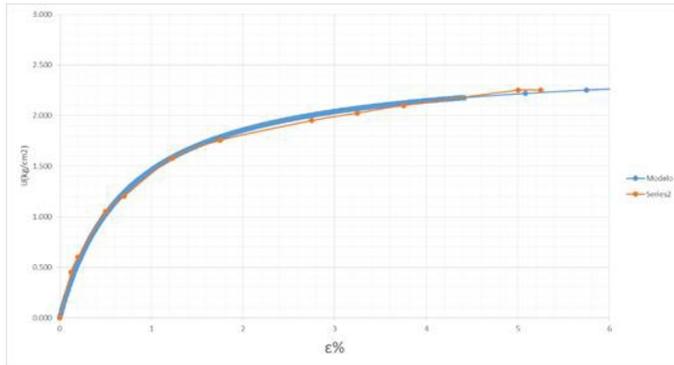


Fig. 2-23. Resultado. Presión de Poros vs Deformación, arcilla Kawasaki, OCR=1,33

Tomado de [13]

Curva Azul: resultados del modelo, Curva Naranja: extraída de literatura

Una vez obtenido los valores de resistencia al corte y presión de poros, ambos parámetros pueden ser relacionados, para conocer a cualquier resistencia, el valor de la presión de poros, ya que para un valor de deformación existe un valor de  $\tau - u$ .

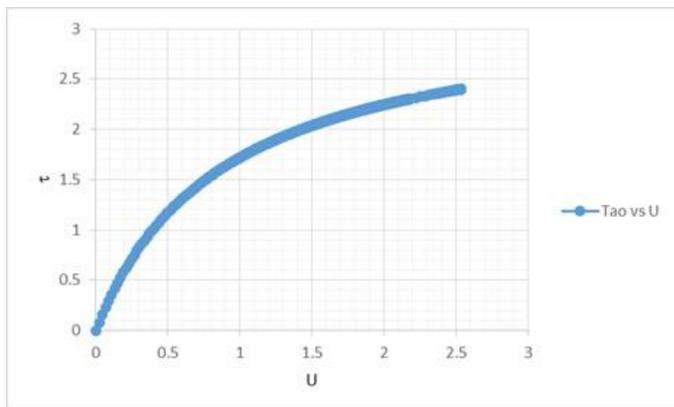


Fig. Fig. 2-24. Correlación Resistencia al corte vs Presión de poros, arcilla Kawasaki, OCR=1,33

Tomado de [13]

### 2.10.1.2 Muestra TxT literatura 2

En las Fig. 2-25 y 2-26 se muestran los resultados obtenidos según el modelo para arcilla Boston Blue, OCR=1,39.

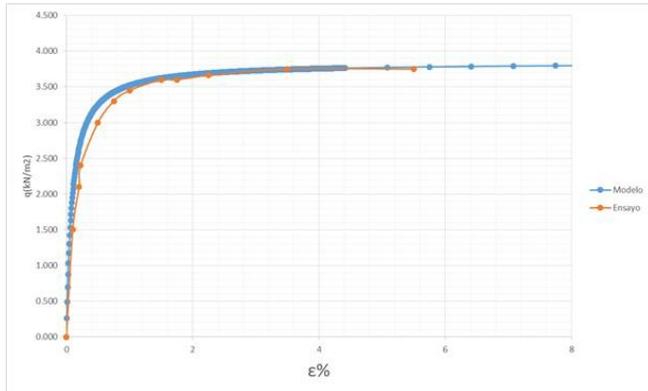


Fig. Fig. 2-25. Resultado. Esfuerzo Vs Deformación, arcilla Boston Blue, OCR=1,39.

Tomado de [13]

Curva Azul: resultados del modelo, Curva Naranja: extraída de literatura

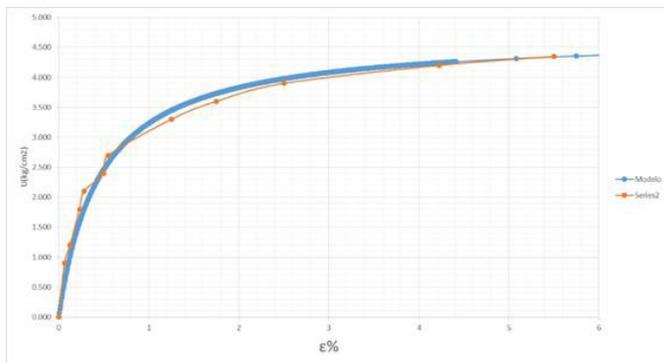


Fig. Fig. 2-26. Resultado. Presión de Poros vs Deformación, arcilla Boston Blue, OCR=1,39.

Tomado de [13]

Curva Azul: resultados del modelo, Curva Naranja: extraída de literatura

Como el caso anterior se obtiene la relación entre la resistencia al corte y la presión de poros.

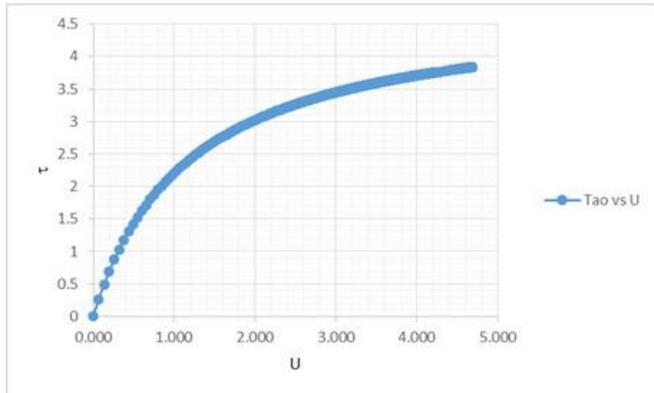


Fig. Fig. 2-27. Correlación Resistencia al corte vs Presión de poros para la arcilla Boston Blue, OCR=1,39.

Tomado de [13].

### 2.10.1.3 Muestra TxT literatura 3

Arcilla Bangkok, OCR=1,49.

Resultados obtenidos según el modelo para la arcilla Bangkok, OCR=1,49

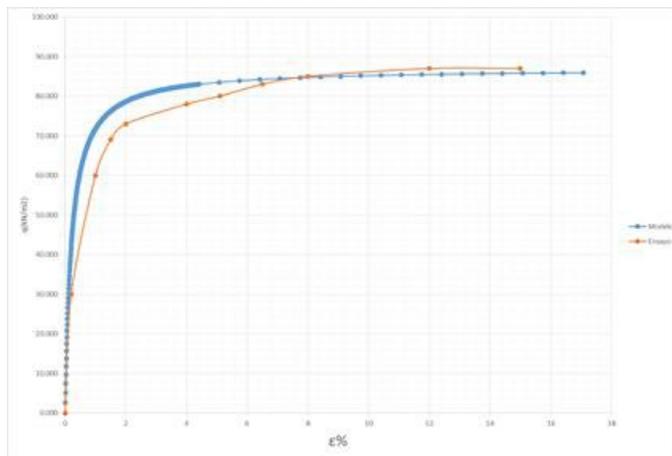


Fig. 2-28. Resultado. Esfuerzo Vs Deformación, arcilla Bangkok, OCR=1,49.

Tomado de [13]

Curva Azul: resultados del modelo, Curva Naranja: extraída de literatura

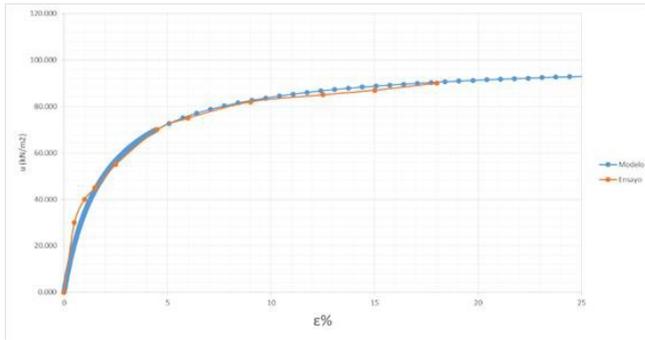


Fig. 2-29. Resultado. Presión de Poros vs Deformación, arcilla Bangkok, OCR=1,49.

Tomado de [13].

Curva Azul: resultados del modelo, Curva Naranja: extraída de literatura

Como el caso anterior se obtiene la relación entre la resistencia al corte y la presión de poros

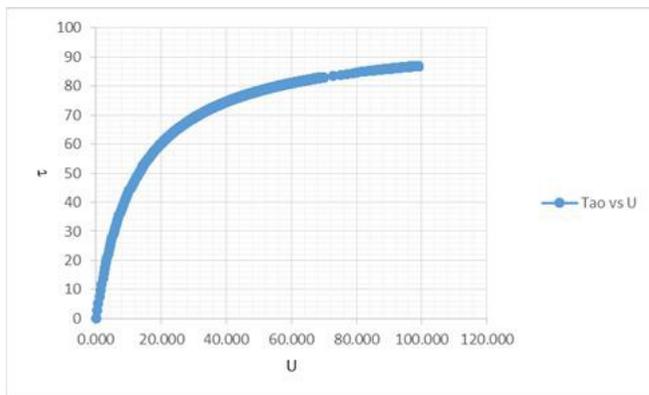


Fig. 2-30. Correlación Resistencia al corte vs Presión de poros para la arcilla Bangkok, OCR=1,49

Tomado de [13]

## 2.10.2 Ensayo de Corte Simple Directo (DSS).

### 2.10.2.1 DSS-1, Arcilla del Golfo de México, OCR= 1 [16]

Resultados obtenidos según el modelo. Nota: Recuérdese que en el ensayo de corte simple se debe ajustar el valor de la hipérbola N a 0,5.

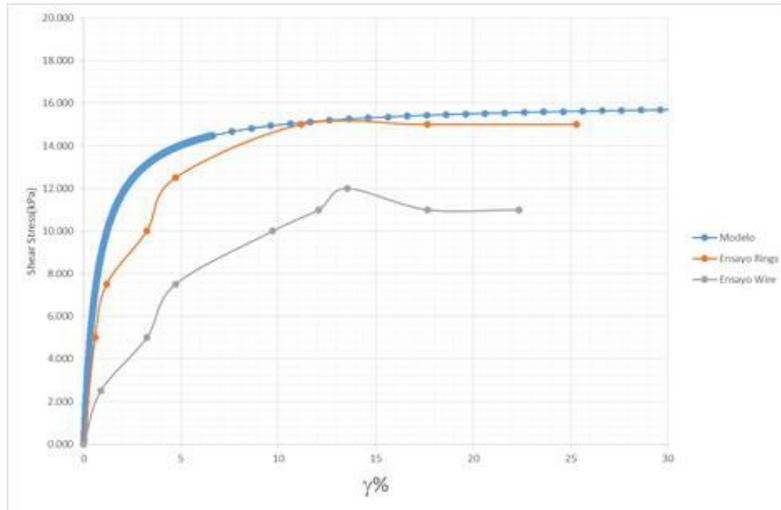


Fig. 2-31. Resultados DSS-1. Esfuerzo cortante Vs Deformación, arcilla del Golfo de México, OCR= 1. Tomado de [13]

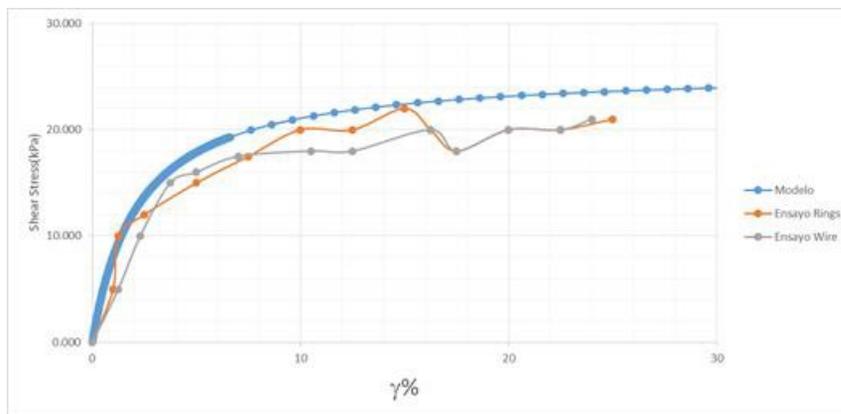


Fig. 2-32. Resultados DSS-1. Presión de Poros vs Deformación, arcilla del Golfo de México, OCR= 1.

Tomado de [13].

Una vez obtenido los valores de resistencia al corte y presión de poros, ambos parámetros pueden ser relacionados, para de una forma sencilla conocer a cualquier resistencia, el valor de la presión de poros.

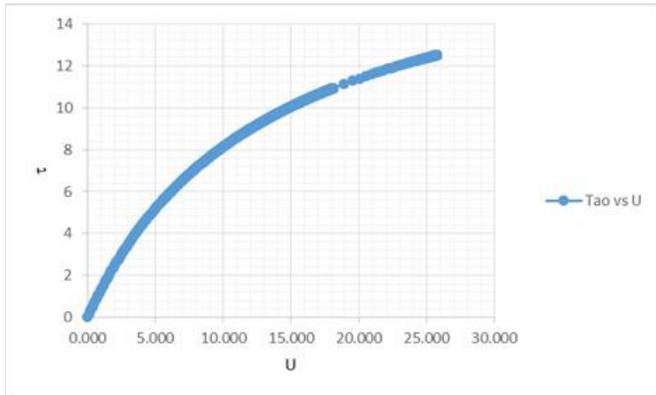


Fig. 2-33. DSS-1, Correlación Resistencia al corte vs Presión de poros  
Tomado de [13]

### 2.10.2.2 DSS-2, arcilla del Golfo de México, OCR= 1

Resultados obtenidos según el modelo, arcilla del Golfo de México, OCR= 1

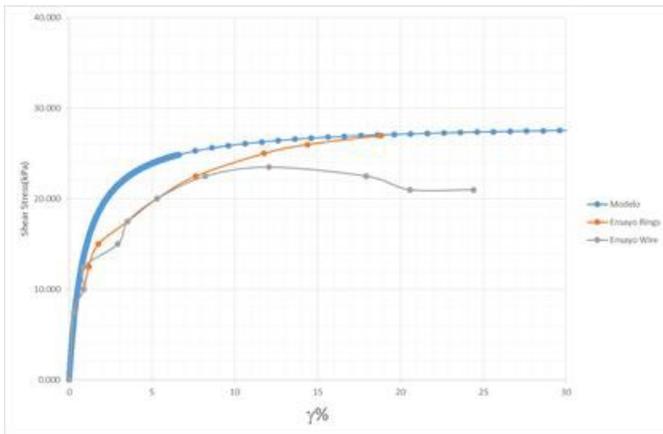


Fig. 2-34. Resultado DSS-2. Esfuerzo cortante Vs Deformación  
Tomado de [13]

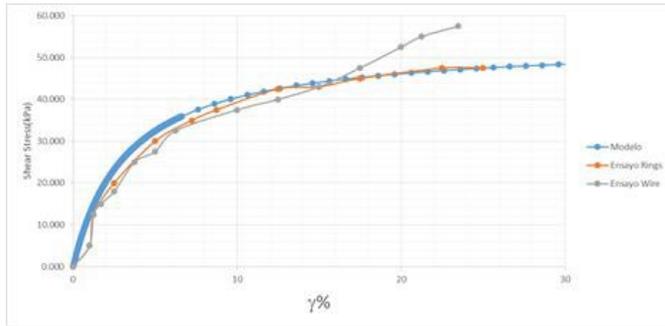


Fig. 2-35. Resultado DSS-2. Presión de Poros vs Deformación, arcilla del Golfo de México, OCR= 1

Tomado de [13].

Como el caso anterior se obtiene la relación entre la resistencia al corte y la presión de poros

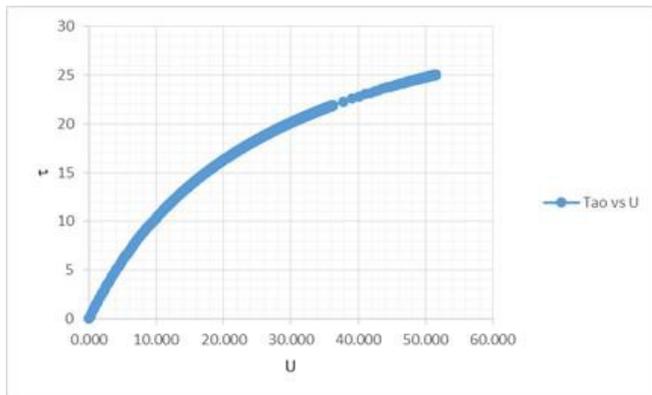


Fig. 2-36. DSS-2, Correlación Resistencia al corte vs Presión de poros

Tomado de [13]

### 2.10.2.3 DSS-3, arcilla del Golfo de México, OCR= 1

Resultados obtenidos según el modelo, arcilla del Golfo de México, OCR= 1

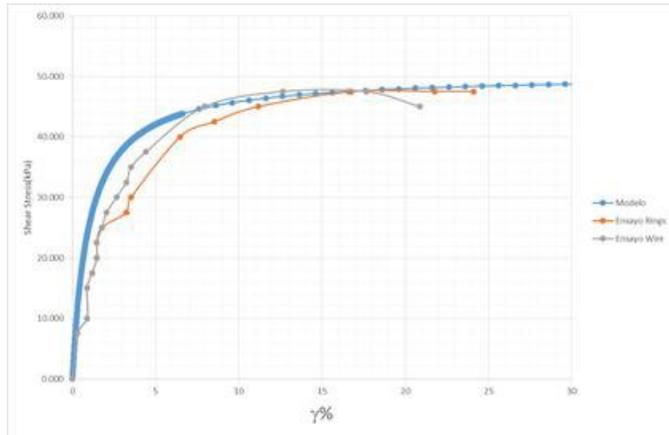


Fig. 2-37. Resultados DSS-3. Esfuerzo cortante Vs Deformación, arcilla del Golfo de México, OCR= 1

Tomado de [13]

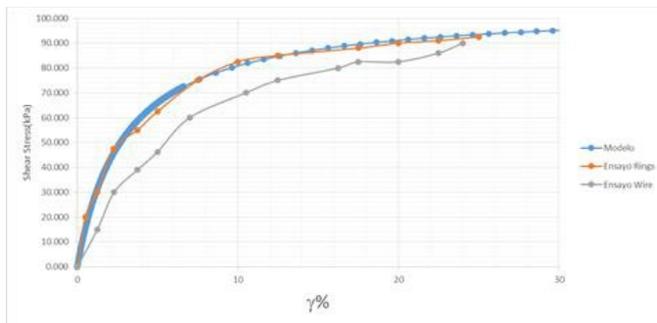


Fig. 2-38. Resultados DSS-3. Presión de Poros vs Deformación, arcilla del Golfo de México, OCR= 1

Tomado de [13].

Como el caso anterior se obtiene la relación entre la resistencia al corte y la presión de poros.

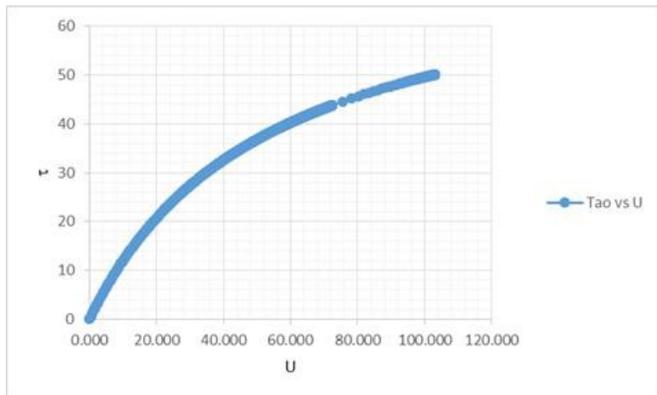


Fig. 2-39. DSS-3, Correlación Resistencia al corte vs Presión de poros

Tomado de [13]

### 2.11. Importancia del modelo

El logro más resaltante del modelo aquí propuesto es que con solamente cuatro (4) parámetros permite establecer las correlaciones que definen el comportamiento del suelo tanto al corte (ángulo de fricción) como al cambio de volumen ( $C_c$  y  $C_{sr}$ ). Con esos cuatro parámetros el modelo define las curvas esfuerzo deformación y las presiones de poros generadas durante el corte. Ahora bien, con la humedad natural se puede estimar el peso unitario y establecer si el suelo está normalmente o sobre consolidado. Esto transforma al modelo en una extraordinaria herramienta para los procesos de caracterización geotécnica.

Los parámetros requeridos son:

- i) El índice de Plasticidad (IP),
- ii) La gravedad específica ( $G_s$ ),
- iii) El contenido de material no plástico y
- iv) El contenido de humedad natural

De esta manera es fácil establecer con unos pocos ensayos de laboratorio si el suelo responde tal como se espera o si hay alguna otra condición particular, tales como por ejemplo presencia de gases o materia orgánica, que lo haga responder de una manera diferente.

Particularmente importante resulta el hecho de que las presiones de poros estimadas a partir de las trayectorias de esfuerzos también coinciden con las estimadas a partir del modelo. Adicionalmente, el modelo indica que el suelo responde de acuerdo con la presión máxima que ha experimentado aunque ahora tenga una presión de confinamiento menor. Esto fue evidenciado en detalle por Ramírez [13] y explica completamente, para cualquier mezcla de

suelos, otros modelos como el, SHANSEP, el cual está basado únicamente en esfuerzos y solo aplica para arcillas.

La explicación a lo expuesto en el párrafo anterior es que, al ocurrir la descarga del confinamiento la relación de vacíos aumenta por la respuesta elástica del suelo. No obstante, el suelo mantiene la deformación plástica, que es mucho mayor y es la que controla la respuesta al corte no drenado. Eso genera una nueva condición en el suelo ya que responde con un ángulo de fricción mayor que cuando está normalmente consolidado. Este es uno de los hallazgos más importantes de este trabajo.

El hecho de que las curvas de presión de poros-deformación sean hipérbolas corrobora lo indicado por Skempton [4] para los ensayos triaxiales, en el sentido de que la presión de poros depende del nivel de corte al que el suelo esté siendo sometido. El modelo explica eso tanto para ensayos TX como DSS.

## **2.12 Conclusiones del Capítulo 2**

Se demuestra en esta investigación que las propiedades del suelo están íntimamente relacionadas entre sí y no es posible cambiar una de ellas sin afectar a las demás. Las relaciones entre las propiedades del suelo permiten integrarlas en un modelo tridimensional capaz de predecir el comportamiento de suelos plásticos no sensitivos tanto para condiciones normalmente consolidadas como sobre consolidadas.

Tanto el ángulo de fricción como los índices de compresibilidad y descarga re-compresión del suelo dependen del IP, lo cual hace posible el modelo indicado. Similarmente, el peso unitario y la relación de vacíos dependen de la Gravedad específica del suelo y de la relación de vacíos. Eso a su vez, permite relacionarlos junto con los esfuerzos confinantes con las otras propiedades ingenieriles para conformar un modelo único tridimensional del suelo.

Se demuestra que la constante al normalizar la resistencia al corte entre el confinamiento es igual al seno del ángulo de fricción. De tal manera que el método SHANSEP original aplica para arcillas con ángulos de fricción entre  $10^\circ$  y  $13^\circ$ .

El plano,  $e-\tau$ , producto de dicha integración explica que la resistencia al corte de los suelos plásticos depende directamente de la relación de vacíos al final del proceso de confinamiento y no de los esfuerzos de confinamiento. De manera que la curva que relaciona la relación de vacíos con la resistencia al corte,  $e-\tau$ , es única y no debe ser afectada por ningún factor de ajuste para la condición sobre consolidada.

De la misma manera, el modelo planteado permite predecir las curvas esfuerzo-deformación del suelo con base en el IP debido a que las mismas pueden ser normalizadas tanto por el esfuerzo confinante como por la resistencia al corte. Las curvas de presión de poros-deformación también son hipérbolas y dependen del IP y el nivel de corte aplicado. Al igual

que las curvas de esfuerzo-deformación los parámetros de las hipérbolas pueden ajustarse con el IP para poder aplicar el modelo sin la necesidad de realizar ensayos para ajustarlas.

El logro más resaltante del modelo es que con solamente cuatro parámetros, a saber: i) el índice de Plasticidad (IP); ii) la gravedad específica (Gs), iii) el contenido de material no plástico y iv) el contenido de humedad natural, permite establecer los parámetros y las correlaciones que definen el comportamiento del suelo al corte y al cambio de volumen, incluyendo el peso unitario. Luego, dependiendo de las condiciones del sitio, es decir el contenido de humedad natural y los niveles de confinamiento y de corte desviador, permite identificar si el suelo está normalmente o sobre consolidado.

Con este modelo se pueden estimar los parámetros de diseño para proyectos de Ingeniería Conceptual y Básica, para los cuales generalmente los fondos son muy limitados. Adicionalmente, de esta manera es fácil establecer con unos pocos ensayos de laboratorio si el suelo responde tal como se espera o si hay alguna condición particular, tal como por ejemplo presencia de gases o materia orgánica, que lo haga responder de una manera diferente.

Los criterios y correlaciones integradas entre los parámetros del suelo plástico sometido a corte no drenado, utilizado en el modelo aquí propuesto nuevamente verifican la robustez de estas interrelaciones entre parámetros lo cual es un elemento fundamental para la caracterización de suelos.

## **2.12 Referencias del Capítulo 2**

- 1 Ladd, C.C. and R. Foote, "A new design procedure for stability of soft clays", Journal of the Geotechnical Engineering Division. ASCE, Vol. 100, No. GT7, pp. 763-786, 1974.
- 2 Lambe, T. W. y Whitman, R.. Soil Mechanics. (Primera Edición). Inglaterra. John Wiley and Sons Ltd., 1969
- 3 Das, B., Principles of Foundation Engineering, CENGAGE Learning, 2016.
- 4 Echezuría, H., "Integración 3-d de las propiedades ingenieriles del suelo y la importancia del plano, q-e", Memorias de las Jorn. de Investig. Y Encuent. Académ. Indust. de la Facult. de Ing. de la Univ. Central de Venez., 25 Octubre, 2018.
- 5 Rogers, David, Correlations Between Soil Plasticity and Strength Parameters, Geological Sciences & Engineering GE 441 - Advanced Engineering Geology & Geotechnics, Missouri University of Science and Technology, on line courses, spring 2004.
- 6 Echezuría, H., "La Resistencia al Corte y la Licuación de Suelos con Plasticidad", Tekhné. Vol. 20, Núm 1 (2017):081-089 2017

- 7 Privitera, V., Variación de la resistencia al corte de suelos plásticos sin drenaje en estado remoldeado con el contenido de humedad para fines de clasificación, Trabajo de Grado para Ingeniero Civil, Univ. Católica Andrés Bello, Caracas, Oct. 2016.
- 8 Izarra, G. y A. D’Onofrio, Verificación del comportamiento de un modelo integrado de suelos plásticos no drenados y su programación en matlab, Trabajo de Grado para Ingeniero Civil, UCAB, Caracas, Junio, 2018.
- 9 SKEMPTON, H. W. (1954). “The Pore Pressure Coefficient A and B”, *Geotechnique*, Vol. 4, pp. 143-147.
- 10 Echezuría, H., Notas personales y apuntes de postgrado, Stanford Univ. 1983.
- 11 Vucetic, M. and R. Dobry, “Effect of soil plasticity on cyclic response”, *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 117, N°1, pp 89-107, 1991.
- 12 Darendeli, Baris; Mehmet, *Development of a new family of normalized modulus reduction and material damping curves*, PhD Thesis Univ. of Texas at Austin, August, 2001.
- 13 Ramírez, Angelimar; *Evaluación de la predicción de las presiones de poros durante ensayos de corte con el modelo integrado suelo*, Trabajo de Grado, Univ. Católica Andrés Bello, Octubre, 2019.
- 14 LADD, C. C. (1965). “Stress- Strain Behaviour of Anisotropically Consolidated Clays During Undrained Shear” International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Recuperado de: [https://www.issmge.org/uploads/publications/1/39/1965\\_01\\_0062.pdf](https://www.issmge.org/uploads/publications/1/39/1965_01_0062.pdf)
- 15 BAXTER, C.D.P, A.S. BRADSHAW, M. OCHOA-LAVERGNE Y R. HANKOUR (2010). “DSS Test Results Using Wire-Reinforced Membranes and Stacked Rings”, *Geotechnical Special Publication*, DOI: 10.1061/41095(365)57, Conference: GeoFlorida 2010, February, Recuperado de [https://www.researchgate.net/publication/269146206\\_DSS\\_Test\\_Results\\_Using\\_Wire-Reinforced\\_Membranes\\_and\\_Stacked\\_Rings#fullTextFileContent](https://www.researchgate.net/publication/269146206_DSS_Test_Results_Using_Wire-Reinforced_Membranes_and_Stacked_Rings#fullTextFileContent)

## **CAPÍTULO 3**

### **APLICACIONES DEL MODELO DE SUELOS PROPUESTO EN LOS CÁLCULOS DE ASENTAMIENTOS ELÁSTICOS DE FUNDACIONES SUPERFICIALES**

#### **3.1 Introducción**

Al momento de colocar una carga sobre una masa de suelo, debido a la construcción de las fundaciones, ocurre un aumento en los esfuerzos debajo del centro de la fundación hasta una profundidad que oscila entre 3 y 5 veces el ancho de la fundación. Esto origina dos tipos de asentamientos: el asentamiento inmediato y el asentamiento por consolidación.

Para los asentamientos inmediatos, el suelo responde asentándose de acuerdo con la rigidez del mismo. Dicho asentamiento se produce mientras se balancean todas las fuerzas dentro de la masa de suelo y es un problema difícil de resolver debido a que el suelo es un agregado de partículas y no un continuo. Sin embargo, la Teoría Elástica, que aplica a medios continuos, permite plantear buenas aproximaciones si se selecciona adecuadamente el rango lineal de los parámetros que intervienen en el proceso.

Para los asentamientos por consolidación, el proceso es distinto y depende de la velocidad con que el agua es expulsada de la matriz de suelo debido a la presencia de los esfuerzos inducidos por la fundación. Los parámetros que intervienen en este proceso son distintos a los que controlan los asentamientos inmediatos. El asentamiento total es la suma de ambos. En este Capítulo nos concentraremos en los asentamientos inmediatos, los cuales dependen de la rigidez del suelo, la cual a su vez, está relacionada con el modelo integrado de suelos estudiado en el Capítulo anterior.

Durante el proceso de diseño de la fundación, existe la limitación de no tener definido el tamaño de la misma, ya que ese es el objetivo del diseño. Por ende, también se desconocen los niveles de esfuerzos y las deformaciones que existirán a diferentes profundidades; eso limita la selección inicial del módulo de Young aplicable para el cálculo de asentamientos a distintas profundidades bajo la fundación.

Dado que para completar el diseño se debe tener un buen estimado de los asentamientos es conveniente contar con un método que permita establecer los valores del parámetro del módulo de Young. El modelo planteado en el Capítulo anterior permite determinar las curvas de esfuerzo deformación de los suelos a partir de otros parámetros básicos del mismo. De esta manera es posible estimar los módulos de Young atendiendo el nivel de carga y el confinamiento del suelo.

El hecho de calcular los valores de los módulos considerando tanto el confinamiento como el nivel de esfuerzos es un paso importante que representa una mejoría considerable con relación a la forma convencional de estimar dichos parámetros. En la literatura sobre

fundaciones se estima el Módulo de Young tomando en consideración el confinamiento pero no el nivel de esfuerzos inducidos por la fundación.

Esos módulos así obtenidos redondean de una manera poco representativa la distribución de esfuerzos debajo de la fundación, la cual es altamente no lineal. El procedimiento alternativo aquí planteado sí permite considerar la no linealidad de la distribución de las cargas bajo la fundación y mejora significativamente la selección del módulo de Young a utilizar según los valores de dichas cargas inducidas bajo la fundación.

Este procedimiento incorpora el modelo presentado en este trabajo el cual se incluyó en un programa de cálculo de asentamientos inmediatos para fundaciones superficiales tipo zapatas y losas [1]. Dicho programa selecciona automáticamente el Módulo de Young más apropiado considerando el esfuerzo de confinamiento y el nivel de carga impuesto.

Los esfuerzos transmitidos por debajo de la base de la fundación son estimados como submúltiplos de la capacidad portante última, utilizando el factor de seguridad seleccionado por el diseñador. De esta manera se tiene una mejor forma para establecer la capacidad admisible considerando al mismo tiempo los asentamientos y la capacidad última dividida por el factor de seguridad. Estos asentamientos para los distintos niveles de carga seleccionados se grafican tal como se muestra en la Fig. 3-1 [2].

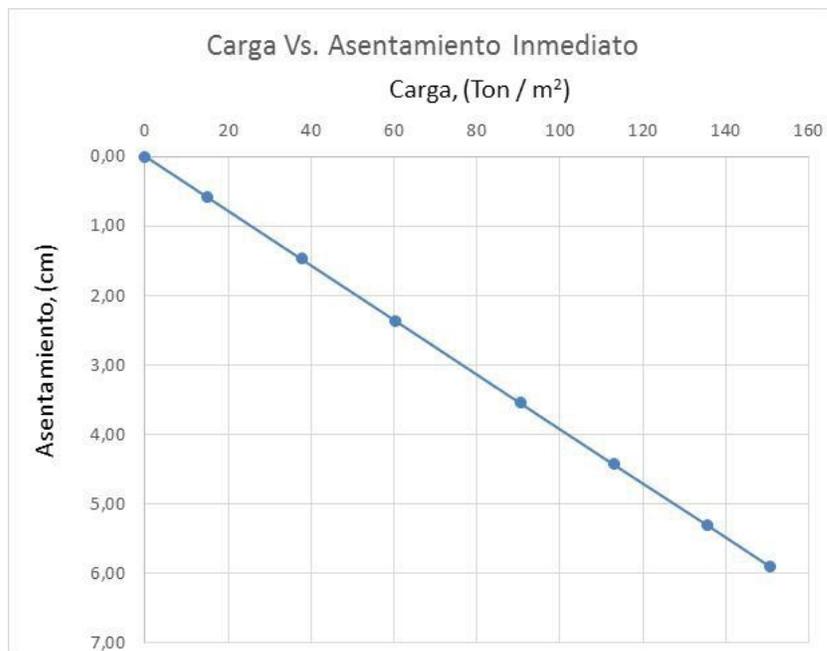


Fig. 3-1. Gráfico Carga vs. Asentamiento inmediato para un perfil de suelo estratificado con módulo de Young adaptado a las condiciones de plasticidad y confinamiento del suelo y nivel de carga [1].

Para mayor precisión, el procedimiento de cálculo subdivide el perfil geotécnico homogéneo en sub-estratos, a los cuales se les calcula el asentamiento inmediato parcial producido por el nivel de carga inducido. Por consiguiente, el asentamiento inmediato total será la suma de los asentamientos parciales de los sub-estratos. Cuando existan distintos estratos en el perfil bajo la fundación, la misma distribución de esfuerzos aplica ya que es independiente del tipo de suelos [2].

Con este procedimiento, pueden hacerse los ajustes necesarios en las dimensiones de la fundación para soportar debidamente la carga aplicada proveniente de la estructura. Por ésta razón, el procedimiento aquí incluido resulta ser de gran utilidad para el diseño de las fundaciones de toda obra, ya que el ingeniero debe manejar un rango de valores de asentamientos, que en primera instancia le permita diseñar la fundación que mejor se adapte al suelo y a su vez a la carga producida por la estructura que se planifique construir.

A continuación se describe el procedimiento aquí propuesto para estimar los valores del módulo de Young junto con los principios para ajuste lineal de dicho parámetro.

### **3.2 Comportamiento esfuerzo-deformación de un material elástico lineal y no lineal.**

En los gráficos de la Figura 3-2, se observa la diferencia entre el comportamiento de un material elastoplástico, Caso A a la izquierda, con el comportamiento del suelo que es totalmente inelástico o no lineal desde el comienzo, Caso B a la derecha. El Caso A representa un material que en cierto rango se comporta lineal, es decir, toma carga y se deforma de manera lineal hasta que alcanza el punto en que cambia abruptamente la pendiente con la carga. En esta última etapa, el material se deforma mucho más que en la etapa lineal aun para niveles pequeños de incremento de la carga. Eventualmente, el material llega a una condición en que prácticamente no toma ninguna carga sino que sigue deformándose (fluencia). No obstante, en el rango lineal del material, si se le reduce la carga (descarga), el mismo recupera casi en su totalidad toda la deformación que se le indujo y vuelve a su estado inicial.

Por el contrario en el Caso B, para un suelo que como se observa, tiene una curva que se comporta de manera no lineal desde el comienzo (origen), se observa en sus procesos de descargas que una fracción de la deformación no se llega a recuperar. Sin embargo, la práctica común es tomar un módulo secante hasta el nivel esperado de deformación que tendrá el suelo durante la carga. En general, como ese nivel de deformación no es conocido, el proceso se debe hacer iterativo hasta lograr la convergencia de la deformación. Esto constituye la aproximación lineal antes mencionada que permite utilizar la teoría elástica para la estimación de los asentamientos.

Ahora bien, el módulo de Young en los suelos depende del confinamiento, por lo que los valores del módulo de Young en un perfil geotécnico debajo de una fundación crecerán de acuerdo con el aumento del esfuerzo confinante a medida que se profundiza. Por tal razón,

dichos valores tendrán una distribución muy parecida a la triangular si los materiales están normalmente consolidados.

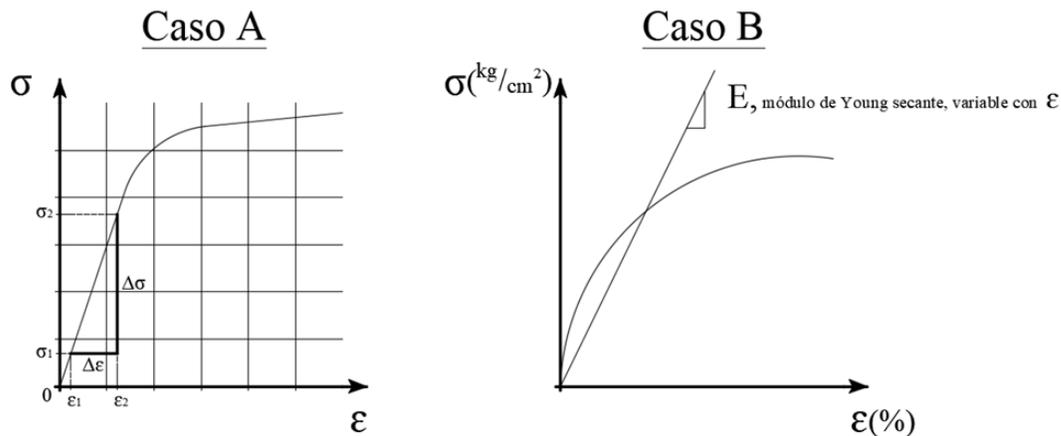


Fig. 3-2. Curva Esfuerzo-Deformación de un material inicialmente lineal cuyo Módulo de Young secante  $E$  es constante hasta superar el punto de fluencia (Caso A). Curva Esfuerzo-Deformación de un suelo no lineal desde el principio y cuyo Módulo de Young secante es variable con respecto a  $\epsilon$  (%), (Caso B). Tomada de [2].

### 3.3 Distribución de esfuerzos bajo la cimentación cargada

La distribución de esfuerzos en la masa de suelos se puede estimar con ayuda de la teoría elástica. Generalmente, se acepta calcular los esfuerzos a una profundidad cualquiera por debajo de una cimentación con una distribución 2 vertical a 1 horizontal (2:1), tal como se muestra en la Fig. 3-3. [3].

De la distribución de esfuerzos antes indicada se puede establecer la variación de los mismos bajo el centro de la cimentación, tal como se ilustra en la Fig. 3-4. De igual manera, esta información se puede utilizar para definir la profundidad de exploración del subsuelo.

La presión de contacto en la base de la fundación se denomina,  $q_0$ , y se calcula dividiendo la carga impuesta sobre la fundación entre el área total de la misma. Esta representa realmente el esfuerzo promedio de contacto entre la fundación y el suelo. A medida que se va profundizando se verifica que el suelo experimenta una fracción de este valor de  $q_0$ . En general, se utiliza un valor límite igual a  $0,1q_0$ , es decir, el 10% del valor de la presión de contacto, el cual se consigue entre tres (3) y seis (6) veces el ancho  $B$  de la fundación, dependiendo de la forma de la misma. Los esfuerzos verticales generados bajo el centro de la

cimentación producto de una carga aplicada sobre ésta, son independientes del tipo de suelo, tal como se aprecia en la Fig. 3-5.

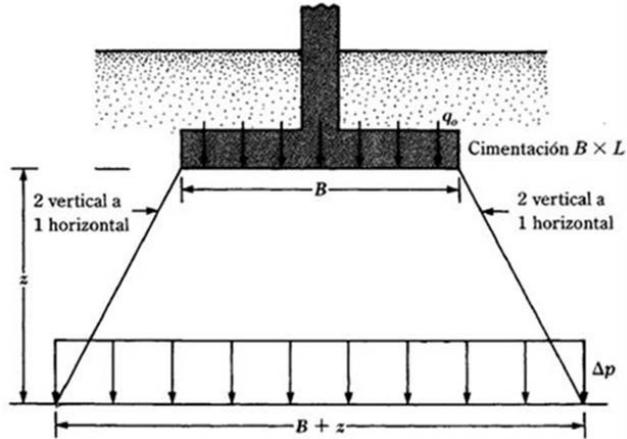


Fig. 3-3 Distribución de la carga con método de proyección 2:1 vertical a horizontal Modificada de [2].

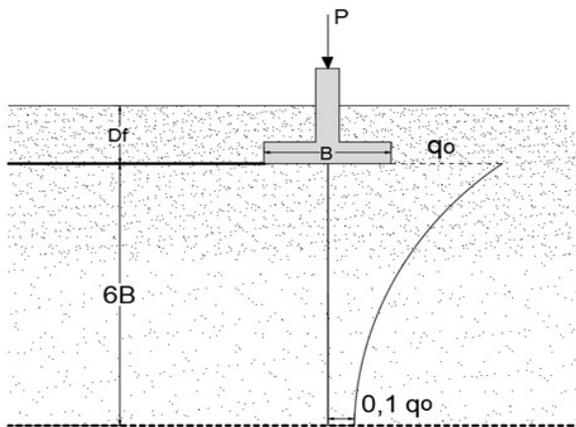


Fig. 3-4. Distribución de esfuerzos verticales con profundidad bajo el centro de una fundación. Se ha tomado como límite inferior el valor igual a 0,1 el esfuerzo vertical inducido por la cimentación. Tomada de [2].

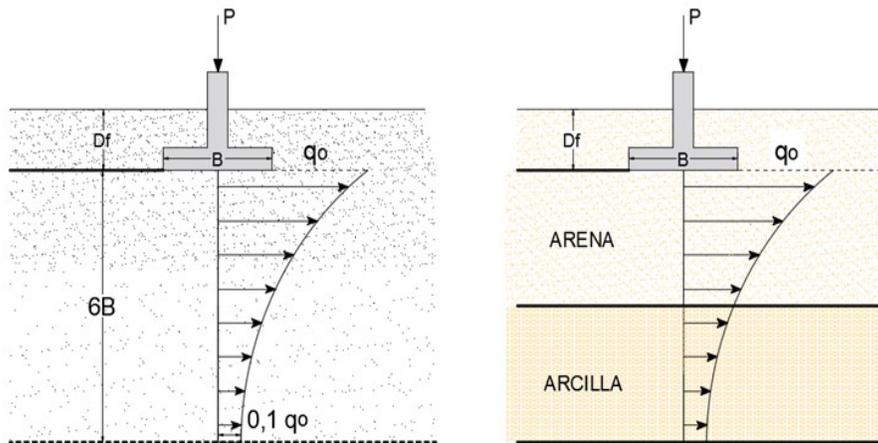


Fig. 3-5. Distribución de esfuerzos bajo el centro de la fundación indiferente del perfil geotécnico del suelo Lado izquierdo (Suelo Homogéneo) y lado derecho (Suelo Estratificado). Tomada de [2].

Debido a que el módulo de Young no es constante con la profundidad a causa del confinamiento la práctica común es realizar la selección de dicho módulo atendiendo al cambio de confinamiento con la profundidad. Esto se aprecia en la Fig. 3-6.

No obstante, en la Fig. 3-6 también se observa que los niveles de esfuerzo inducidos por la fundación varían mucho con la profundidad. Los mismos son muy altos en el tope y muy pequeños entre 3 y 6 veces el ancho de la fundación, dependiendo de la forma. En consecuencia, es necesario tomar en cuenta este último valor para la adecuada selección del módulo.

En la Fig. 3-7 se esquematiza el cambio en los valores de los módulos con la profundidad, lo cual es la base para el proceso de selección descrito en este trabajo de investigación. Se observa en dicha figura que cerca de la base de la fundación el confinamiento es pequeño pero el nivel de carga es el máximo. Esto quiere decir que la curva esfuerzo deformación corresponde a un material poco rígido sobre el cual se aplica una carga alta. En consecuencia, ese nivel de carga generará un módulo secante pequeño (con pendiente muy alta) en la curva esfuerzo deformación.

Contrariamente, para una profundidad alta a la cual solamente se genera una fracción la presión de contacto, por ejemplo en el orden de  $0,3q_0$ , la curva esfuerzo deformación es bastante más rígida que la descrita antes mientras que la carga impuesta por la fundación es más pequeña. Véanse las Figs.3-6 y 3-7. En consecuencia, el módulo en este caso corresponde a un material más rígido en comparación con el que está cercano a la base de la fundación.

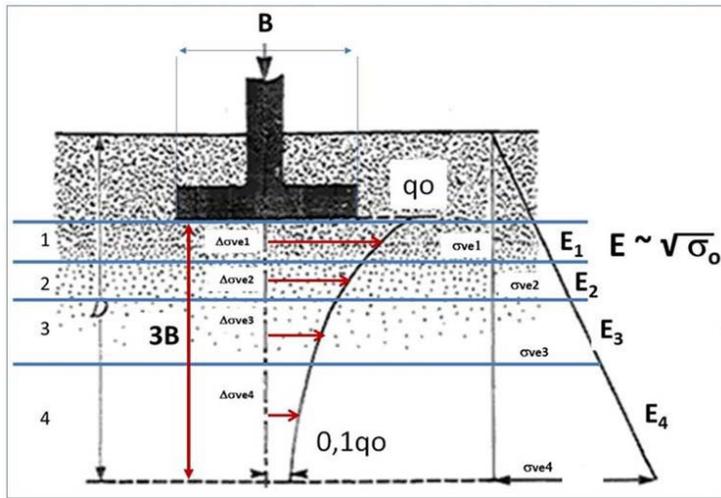


Fig. 3-6. Distribución de cargas con profundidad en el centro de una cimentación. A la derecha, distribución del módulo de Young de acuerdo con el confinamiento por profundidad. Modificada de [2].

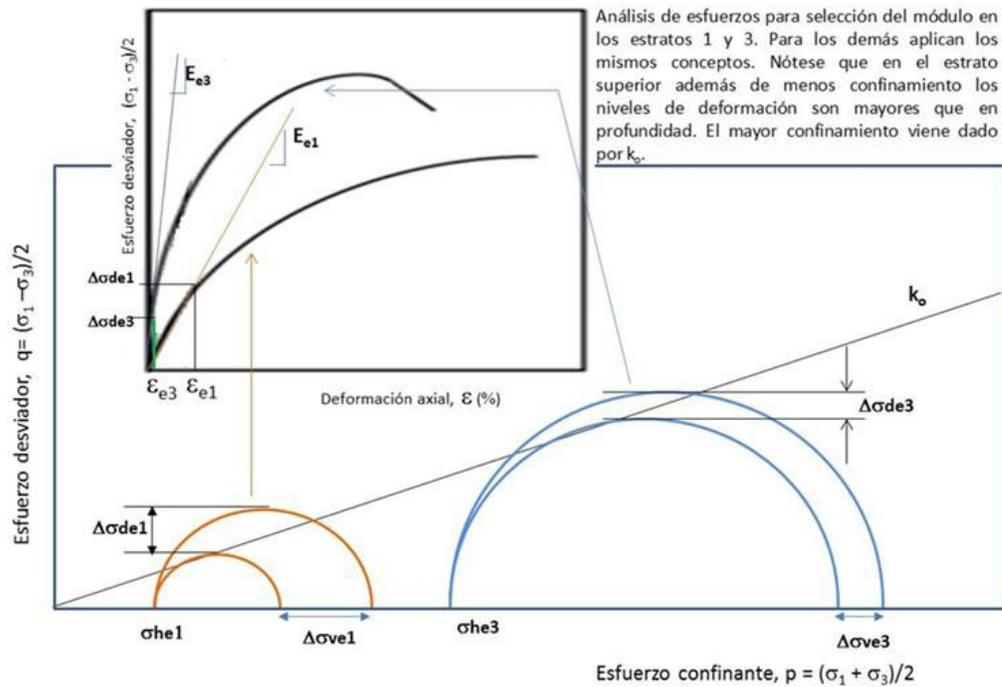


Fig. 3-7. Selección del módulo de Young para las distintas condiciones de confinamiento y nivel de carga bajo una cimentación. Figura de elaboración propia.

La mayoría, si no todos los libros de Ingeniería de Fundaciones, proponen que se promedien los módulos en la profundidad de influencia de las cargas bajo la fundación. La justificación para esto ha sido que para aplicar la teoría elástica es necesario transformar los parámetros del suelo en equivalentes lineales. Sin embargo al hacer esto sin considerar que la naturaleza de las cargas impuestas bajo la fundación también es altamente no lineal, se comete un grave error en la selección del módulo representativo, debido a las razones indicadas en los párrafos anteriores.

En efecto, cuando se utiliza un único Módulo de Young promedio para todo el perfil geotécnico se están subestimando los asentamientos en la parte superior del perfil pero se están sobrestimando en la parte inferior. Ahora bien, debido a la naturaleza altamente no lineal de la distribución de cargas en el perfil debajo de la fundación, el hecho de sobrestimar la parte con menos esfuerzos inducidos es crucial y es la fuente de los mayores errores de sobrestimación de los asentamientos inmediatos. Véanse las Figs. 3-6 y 3-7.

La forma correcta de tomar las aproximaciones equivalente lineales de los módulos es dividiendo el perfil debajo de la fundación en sub-estratos con un nivel de carga promedio y un confinamiento promedio. Eso permite, por un lado, seleccionar adecuadamente la curva esfuerzo deformación conveniente con el confinamiento y, por otro lado, establecer en la forma debida el módulo de Young de acuerdo con el nivel de carga en promedio inducido por la fundación en dicho estrato. El módulo de Young se estima en la forma descrita en el Capítulo anterior de este trabajo de investigación.

Así pueden calcularse los asentamientos parciales de cada uno de los sub-estratos seleccionados con los valores de los parámetros adecuadamente transformados en equivalentes lineales. El asentamiento inmediato o elástico total es la suma de los asentamientos parciales de los distintos sub-estratos dentro de la zona de influencia de la fundación.

### **3.4 Aplicación del método propuesto al cálculo de asentamientos inmediatos**

El asentamiento inmediato tiene lugar durante o inmediatamente después de la construcción de una estructura. Según Das, 2001[3], el mismo se calcula con la siguiente expresión:

$$Se = \int_0^H z dz = \int_0^H \frac{1}{E} (\Delta p_z - \mu_s \Delta p_x - \mu_s \Delta p_y) dz \dots(4.1)$$

Donde, Se = asentamiento elástico

Es = Módulo de elasticidad del suelo

H = espesor del estrato e suelo

$\mu_s$  = relación de Poisson del suelo

$\Delta p_x, \Delta p_y, \Delta p_z$  = Incremento del esfuerzo debido a la carga neta aplicada a la cimentación, en las direcciones x, y, z, respectivamente.

En la Fig. 3-8 se incluyen varios substratos utilizables para el cálculo según se indicó antes cuando el perfil es homogéneo. Si asumimos que debajo del centro de la fundación existen condiciones similares a las de ensayos triaxiales cuyas cargas se toman según los promedios asociados con los sub-estratos, entonces, podemos establecer el incremento de corte en el plano de  $45^\circ$  debido al aumento de los esfuerzos verticales debajo de la fundación. Esto se esquematiza en la parte izquierda de la Fig. 3-9, en la cual:  $\Delta\sigma'_v$  es la carga promedio inducida por la fundación a la profundidad analizada,  $\tau$ , es el esfuerzo de corte existente a la profundidad analizada por la condición geostática,  $\Delta\tau$  es el incremento de esfuerzo cortante en el plano de  $45^\circ$  debido al aumento del esfuerzo vertical. Nótese que el aumento del esfuerzo cortante en el plano de  $45^\circ$  corresponde al incremento total de dicho esfuerzo.

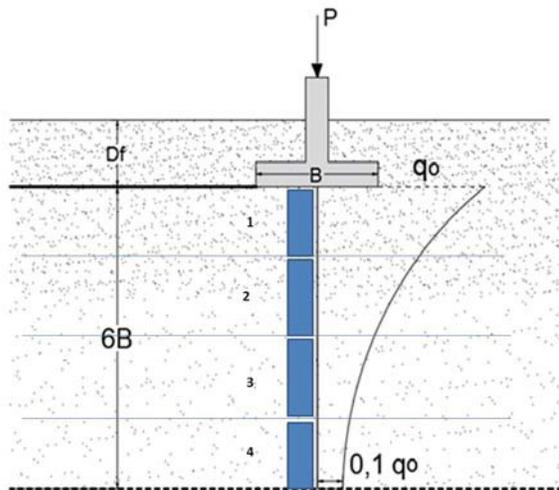


Fig. 3-8. Selección de substratos para establecer los niveles de corte inducidos por el incremento de esfuerzos verticales debajo de una cimentación. Tomada de [2].

Para aplicar las curvas normalizadas del modelo propuesto en esta investigación se procede de la siguiente manera. Si consideramos el suelo con  $IP=30$  utilizado en el Capítulo anterior para explicar el método se obtiene un valor de  $\sin(\phi) = 0,41$  correspondiente a una cantidad de finos entre 75 y 80%. Con esos datos se obtiene de la Fig. 3-8 un ángulo de fricción entre  $27^\circ$  y  $28^\circ$  y la Fig 2-16b es la curva normalizada,  $\tau/S_u$ , para  $IP=30$ , de acuerdo con el modelo hiperbólico integrado de Echezurúa [3] la cual se muestra desnormalizada para un confinamiento igual a  $0,5 \text{ kgf/cm}^2$  y ajustada para  $\tau-\gamma$  en la parte derecha de la Fig. 3-9.

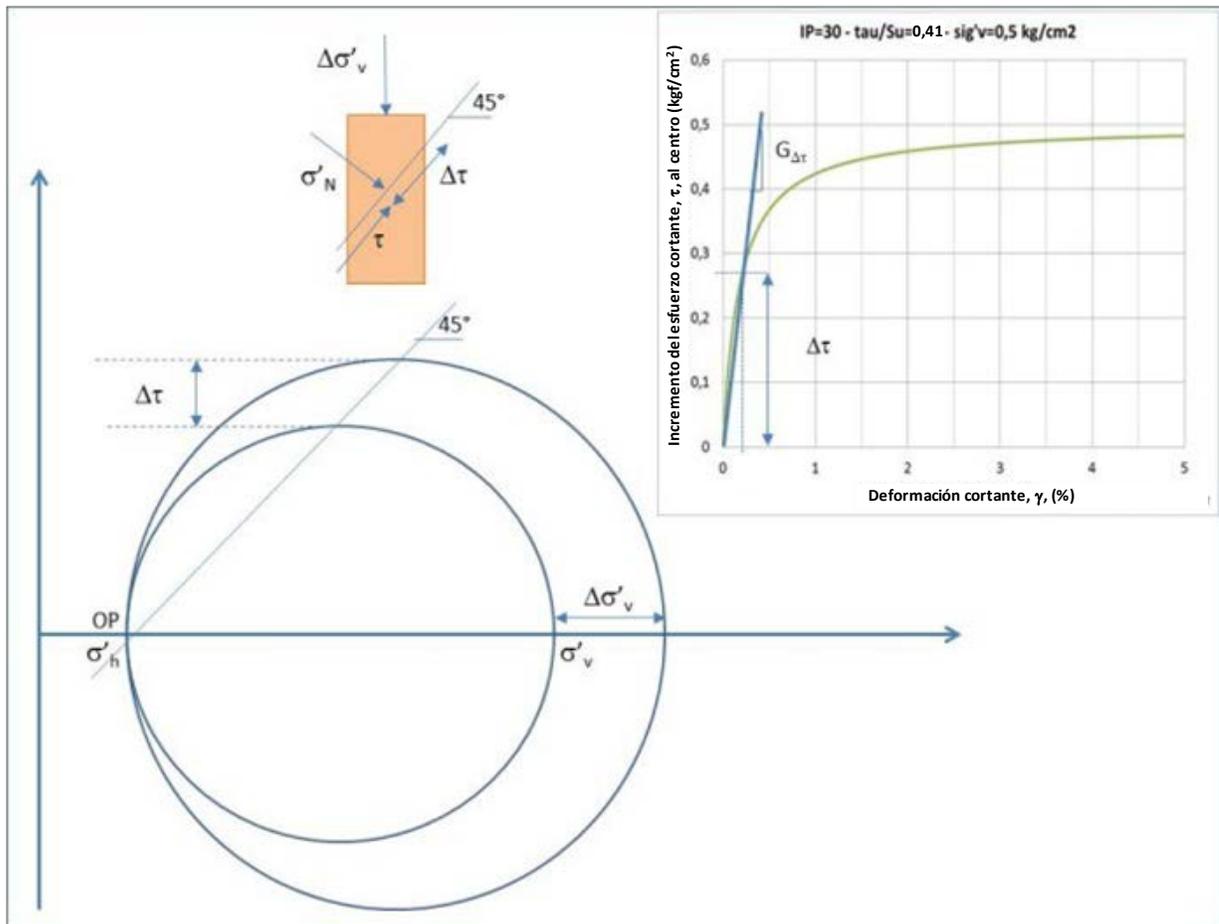


Fig. 3-9. Esquema de transformación de la curva esfuerzo deformación de Echezuría [3] ajustada para  $\tau - \gamma$ . Tomada de [2].

Luego, se toma el aumento de esfuerzo cortante inducido y se lleva a la curva esfuerzo deformación para establecer el nivel de deformación cortante asociado a dicha carga. Eso se esquematiza en la gráfica de la derecha en la Fig. 3-9. Así se obtiene el módulo cortante asociado con dicho nivel de esfuerzo aplicado a la profundidad en análisis. Es muy importante destacar que de esta manera se elimina la necesidad de conocer el nivel de deformación y hacer iteraciones como es costumbre en el método convencional. Las deformaciones se obtienen de la Fig. 3-9 una vez conocido el nivel de esfuerzo inducido por la fundación. Esto representa otra tremenda ventaja ya que se trabaja con los esfuerzos que sí son conocidos.

### 3.5 Análisis y discusión sobre la aplicabilidad del método propuesto para estimar asentamientos

Debido a que los asentamientos dependen de las condiciones del perfil geotécnico debajo de la fundación se muestran algunos cálculos de asentamientos para algunos perfiles. Los cálculos se realizaron, por una parte, asumiendo un módulo de Young promedio para todo el perfil debajo de la fundación considerando solamente el confinamiento y; por otra parte, aplicando el método propuesto en esta investigación para estimar dicho módulo con base en el confinamiento y el nivel de carga aplicada por la fundación. Para los casos en los cuales se calcularon los asentamientos con base a un solo módulo de Young representativo de todo el estrato, los valores de los mismos se tomaron de la bibliografía tal como se muestran en la Tabla 2-2 [3].

Tabla 2-2. Parámetros elásticos para varios suelos. [3]

Tipo de suelo	Módulo de elasticidad, $E_s$		
	lb/pulg <sup>2</sup>	MN/m <sup>2</sup>	Relación de Poisson, $\mu_s$
Arena suelta	1,500-3,500	10.35 - 24.15	0.20-0.40
Arena densa media	2,500-4,000	17.25 - 27.60	0.25-0.40
Arena densa	5,000-8,000	34.50 - 55.20	0.30-0.45
Arena limosa	1,500-2,500	10.35 - 17.25	0.20-0.40
Arena y grava	10,000-25,000	69.00 - 172.50	0.15-0.35
Arcilla suave	600-3,000	4.1 - 20.7	
Arcilla media	3,000-6,000	20.7 - 41.4	0.20-0.50
Arcilla firme	6,000-14,000	41.4 - 96.6	

Para los cálculos de supusieron diferentes perfiles homogéneos de distintos suelos. Similarmente se utilizaron fundaciones superficiales de 2 x 2,5 m para arcillas y de 3 x 4 m para arenas. Los resultados de esos cálculos se muestran en la Tabla 2-3. Como se aprecia en dicha tabla, los resultados obtenidos, asumiendo un módulo de Young representativo para todo el perfil geotécnico, arroja valores bastante mayores de asentamientos que el método aquí propuesto, tanto para el caso de arenas como para arcillas.

Eso se debe a que, como ya se mencionó, al utilizar un módulo promedio para todo el perfil se están sobrestimado, significativamente, su valor en la parte superior del perfil (más rígido que en la realidad), la cual presenta mayores niveles de carga inducida y menor confinamiento. Contrariamente, a los estratos más profundos, los cuales presentan un grado de confinamiento mayor pero menor carga inducida por la fundación, se les asigna un módulo bastante menor que el real (debe ser muy rígido porque es más confinado y la carga inducida es menor). Como resultado, se sobreestiman mucho los asentamientos en la zona inferior que en realidad es la que menos contribuye a los asentamientos en la realidad y se

subestiman muchísimo los asentamientos en la parte superior del perfil que en la realidad es la que más debe contribuir a los asentamientos.

En consecuencia, los asentamientos son mayores que los que deben ocurrir en la realidad. Este problema se acentúa para suelos más blandos o sueltos tal como se muestra en la Tabla 2-3.

Tabla 2-3 Valores de asentamientos elásticos en centímetros para perfiles homogéneos de suelos con módulos de Young seleccionados de manera diferente. Tabla de preparación propia.

Número de golpes SPT	Arcillas Zapata de 2 x 2 m		Arenas Zapata de 3 X 4 m	
	Promedio para todo el estrato	Nuevo método propuesto	Promedio para todo el estrato	Nuevo método propuesto
	Muy blandas		Muy sueltas	
2-3	4,3	0,8	7,7 – 13,5	0,6 – 4,5
	Blandas		Sueitas	
2-6	7,4	1,3 – 2,3	7 – 12,5	2 – 4
	Media		Media	
6 – 15	6,3 – 11, 3	2,3 – 4,0	6,5 – 15,8	1,5 – 3,9
	Dura		Densa	
20 – 40	9,9	6,0	5,7 – 31,0	1,1- 3,3

Con estas pruebas queda en evidencia que es conveniente utilizar los parámetros equivalentes lineales debidamente ajustados las condiciones de confinamiento y nivel de carga para garantizar que el valor obtenido para que el cálculo sea el más representativo para las condiciones que impone la fundación en el perfil geotécnico.

Es bueno cerrar esta sección indicando que el asentamiento elástico es el que ocurre una vez cargada la fundación, por tal razón es imperativo que el cálculo del mismo sea lo más ajustado posible a la realidad y a la verdadera respuesta que tendrá el suelo en el sitio.

### **3.6 Conclusiones del Capítulo 3**

El método propuesto para seleccionar el módulo de Young con base en el nivel de confinamiento y la carga inducida por la fundación permite calcular los asentamientos de forma realista. Esto obedece a que las cargas inducidas por la fundación son altas en la parte cercana a la fundación pero decaen muy rápidamente. Entonces la doble influencia del confinamiento bajo y una carga alta inducida por la fundación hacen que el módulo sea realmente bajo. En contraste, si solamente se considera el confinamiento y se promedian los valores con otros altos de módulos inferiores con mayor confinamiento, entonces el módulo resultante es bastante más rígido que el real.

Similarmente, a medida que se desciende debajo de la fundación el nivel de esfuerzo confinante es cada vez más alto lo cual da módulos relativamente rígidos. Adicionalmente, dado que los niveles inducidos por la fundación son muy bajos, entonces el módulo real deberá ocurrir a deformaciones muy pequeñas, con lo cual resultan más rígidos que los estimados solamente con el confinamiento tal como se recomienda en la literatura. Así, los módulos para este sector poco cargado terminan siendo mucho menores que los realistas con lo cual se sobre estiman los asentamientos.

En otras palabras, cuando se selecciona el módulo atendiendo al confinamiento y el nivel de carga inducida, no se incurre en los errores que tienen otros métodos disponibles en la literatura con los cuales se toma un solo módulo único para todo el perfil. Cuando no se consideran ambas variables, se sobrestima el módulo (haciéndolo más rígido que en la realidad) en la parte superior del perfil que tiene menor confinamiento y mayores cargas inducidas por la fundación. Con lo cual se sub estiman significativamente los asentamientos en ese sector. Contrariamente, en la parte inferior del perfil, la cual tiene mayor confinamiento junto con menores cargas inducidas por la fundación, se subestima el módulo lo cual genera asentamientos mayores que los reales.

El método aquí propuesto se incorporó en un programa de computación que calcula los módulos considerando tanto los niveles de confinamiento como de carga inducida por la fundación. De esta manera se calculan los asentamientos inmediatos de forma más robusta y los asentamientos obtenidos resultan menores que los que se calculan considerando un único valor de Módulo de Young para todo el perfil.

Finalmente, el método también grafica los asentamientos correspondientes a cargas que son múltiplos de la capacidad última con lo cual el diseñador cuenta con toda la información necesaria al mismo tiempo. De esta forma, se puede seleccionar mejor la capacidad admisible considerando asentamientos, capacidad última y factor de seguridad al mismo tiempo.

### 3.7 Referencias del Capítulo 3

- 1 Tochón, M. G. y J. Torres, “Automatización del método de cálculo de asentamientos de fundaciones superficiales en perfiles geotécnicos heterogéneos”, Trabajo De Grado para optar al Título de Ingeniero Civil, Univesidad Católica Andrés Bello, Caracas, Junio, 2018.
- 2 Das, B. M. *Principles of Foundation Engineering* (8th Ed.), (Cengage Learning, 2016).
- 3 Echezuría, H., “Integración 3-d de las propiedades ingenieriles del suelo y la importancia del plano, q-e”, Memorias de las Jorn. de Investig. y Encuent. Académ. Indust. de la Facult. de Ing. de la Univ. Central de Venez., 25 Octubre, 2018.