

UNIVERSIDAD CATÓLICA ANDRÉS BELLO

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

TRABAJO DE GRADO

**EVALUACIÓN DE LA PREDICCIÓN DE LAS PRESIONES DE
POROS DURANTE ENSAYOS DE CORTE CON EL MODELO
INTEGRADO SUELO**

Presentado ante la Universidad Católica Andrés Bello

Como parte de los requisitos para optar por el título de

INGENIERO CIVIL

Tesista:

RAMIREZ CAMACHO, Angelimar

Tutor

Ing. Heriberto Echezuría

Caracas, Octubre de 2019

UNIVERSIDAD CATÓLICA ANDRÉS BELLO

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

TRABAJO DE GRADO

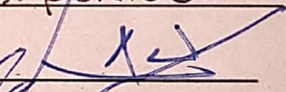
**EVALUACIÓN DE LA PREDICCIÓN DE LAS PRESIONES DE
POROS DURANTE ENSAYOS DE CORTE CON EL MODELO
INTEGRADO SUELO**

Este Jurado, una vez realizado el examen del presente trabajo ha evaluado
su contenido con el resultado de: VEINTE (20) PUNTOS.

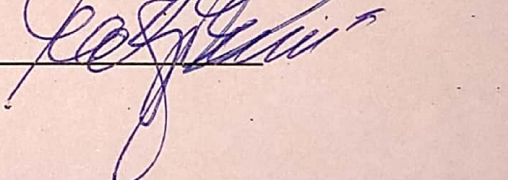
Álvaro Boiero



Roque García



Heriberto Echezuría



Trabajo de Grado Presentado ante la Universidad Católica Andrés Bello

Como parte de los requisitos para optar por el título de

INGENIERO CIVIL

Tesista:

RAMIREZ CAMACHO, Angelimar

Tutor

Ing. Heriberto Echezuría

Caracas, Octubre de 2019



DEDICATORIA

A Dios por permitirme concluir esta etapa de mi vida.
A mis padres, por su apoyo incondicional, por siempre creer en mí.
Angelimar Ramírez

AGRADECIMIENTOS

A Dios y a la Virgen del Valle por darme la fortaleza en los momentos más difíciles.

A mis padres, por siempre animarme cuando el panorama pintaba mal, jamás dejaron de creer en mí y en la capacidad que tenía para poder lograr este sueño.

A la Universidad Católica Andrés Bello por regalarme los mejores años de mi vida, la mejor educación, y a los mejores amigos los cuales se convirtieron en familia.

A mi tutor y padrino Heriberto Echezuría, por su paciencia, por su guía, y su total dedicación en el desarrollo de este trabajo de grado.

A mis amigos por siempre estar en los momentos caóticos, donde juntos nos apoyamos para sacar adelante una materia, sacarnos sonrisa unos a otros cuando más los necesitamos. Aprendimos que juntos lograríamos lo que sea, y que el triunfo de uno es la felicidad de todos.

A los bibliotecarios y Amigos: Morela, Andy y el Sr José por todas sus atenciones conmigo durante todo este tiempo.

INDICE GENERAL

DEDICATORIA.....	ii
AGRADECIMIENTOS	iii
INDICE GENERAL	iv
ÍNDICE DE TABLAS Y FIGURAS.	vi
INTRODUCCIÓN	1
I EL PROBLEMA.	3
1.1 Planteamiento del problema.....	3
1.2 Objetivos de la investigación.	3
1.2.1 Objetivo general.....	3
1.2.2 Objetivos específicos.....	3
1.3 Alcance y limitación.	4
1.3.1 Alcance.	4
1.3.2 Limitación.....	4
II MARCO TEÓRICO	6
2.1 Suelo	6
2.2 Propiedades del Suelo	6
2.3 Normalización del suelo	7
2.4 Consolidación.....	8
2.5 Ensayos de Laboratorio	8
III MARCO METODOLOGICO	10
3.1 Conceptualización del modelo	10

3.1.1 Ensayo de Corte Simple	11
3.1.2 Ensayo Triaxial.....	12
3.2 Funcionamiento del modelo	14
IV.RESULTADOS	18
4.1 Ensayo Triaxial.....	19
4.2 Ensayo de Corte Simple.	35
IV. ANALISIS DE RESULTADOS	48
V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.	51
5.1. Conclusiones.....	51
5.2. Recomendaciones.	52
BIBLIOGRAFÍA	53

ÍNDICE DE TABLAS Y FIGURAS.

Figuras

Figura 1. Acoplamiento de los tres planos	1
Figura 2. Relación entre volumen vs contenido humedad	7
Figura 1. Acoplamiento de los tres planos	10
Figura 3. Planos del Modelo Semiempirico	11
Figura 4. Comportamiento en Ensayo de Corte Simple	12
Figura 5. Comportamiento en Ensayo Triaxial.	13
Figura 6. Ensayo Triaxial a una nueva presión de confinamiento.	13
Figura 7. Correlación ángulo de fricción ϕ vs índice de plasticidad.....	15
Figura 8. Plano de Cambio de volumen.	16
Figura 9. Cambio en Relación de vacíos.	16
Figura 10. Plano de Resistencia Mohr-Coulomb.....	17
Figura 11. Esfuerzo vs deformación, muestra 1.....	20
Figura 12. Resultado. Esfuerzo Vs Deformación	21
Figura 13. Resultado. Presión de Poros vs Deformación.....	22
Figura 14. Resultado. Esfuerzo, Presión de Poros vs Deformación.....	22
Figura 15. Plano de Resistencia Mohr Coulomb.	23
Figura 16. Presión de Poros vs Deformación	23
Figura 17. Trayectorias de esfuerzos muestra 1.....	24
Figura 18. Correlación Resistencia al corte vs Presión de poros	24
Figura 19. Correlación Resistencia al corte vs Presión de poros Lineal	25
Figura 20. Esfuerzo vs deformación muestra 2.....	26

Figura 21. Resultado. Esfuerzo Vs Deformación	27
Figura 22. Resultado. Presión de Poros vs Deformación.....	28
Figura 23. Presión de Poros vs Deformación	29
Figura 24. Trayectorias de esfuerzos muestra 2	29
Figura 25. Correlación Resistencia al corte vs Presión de poros	30
Figura 26. Esfuerzo vs deformación muestra 3.....	31
Figura 27.Resultado. Esfuerzo Vs Deformación	32
Figura 28. Resultado. Presión de Poros vs Deformación.....	33
Figura 29. Presión de Poros vs Deformación	34
Figura 30. Trayectorias de esfuerzos muestra 3.....	34
Figura 31. Correlación Resistencia al corte vs Presión de poros	35
Figura 32. Esfuerzo cortante vs Esfuerzo vertical.....	35
Figura 33. Correlación ángulo de fricción vs. Índice de plasticidad.....	36
Figura 34. Resultados. Esfuerzo cortante Vs Deformación.....	37
Figura 35. Resultados. Presión de Poros vs Deformación.....	37
Figura 36. Trayectorias de esfuerzos muestra 4	38
Figura 37. Correlación Resistencia al corte vs Presión de poros	38
Figura 38. Resultado. Esfuerzo cortante Vs Deformación	39
Figura 39. Resultado. Presión de Poros vs Deformación.....	40
Figura 40. Trayectorias de esfuerzos muestra 5.....	40
Figura 41. Correlación Resistencia al corte vs Presión de poros	41
Figura 42. Resultados. Esfuerzo cortante Vs Deformación.....	42
Figura 43. Resultados. Presión de Poros vs Deformación.....	42
Figura 44. Trayectorias de esfuerzos muestra 6.....	43

Figura 45. Correlación Resistencia al corte vs Presión de poros	43
Figura 46. Correlación IP vs. Parámetro β	45
Figura 47. Correlación IP vs. Parámetro β Hipérbola Esfuerzo vs. Deformación.....	46
Figura 48. Correlación IP vs. Parámetro β –Hipérbola Presión de Poros vs. Deformación.	47
Figura 49. Correlación Parámetro β	47

Tablas

Tabla 1. Datos de literatura 1	19
Tabla 2. Datos de literatura 2	25
Tabla 3. Datos de literatura 3	30
Tabla 4. Datos de literatura 4	36
Tabla 5. Datos de literatura 5	39
Tabla 6. Datos de literatura 6	41
Tabla 7. Datos Parámetro β -Hipérbola Esfuerzo vs. Deformación.....	44
Tabla 8. Datos Parámetro β -Hipérbola Esfuerzo vs. Deformación.....	45
Tabla 9. Datos Parámetro β -Hipérbola Presión de poros vs Deformación.	46

INTRODUCCIÓN

El modelo semiempírico Echezuría [1] indica que al variar una propiedad del suelo las demás propiedades también sufrirán un cambio, debido a que todas están íntimamente correlacionadas por el índice de plasticidad (IP). El modelo se ilustra en forma esquemática.

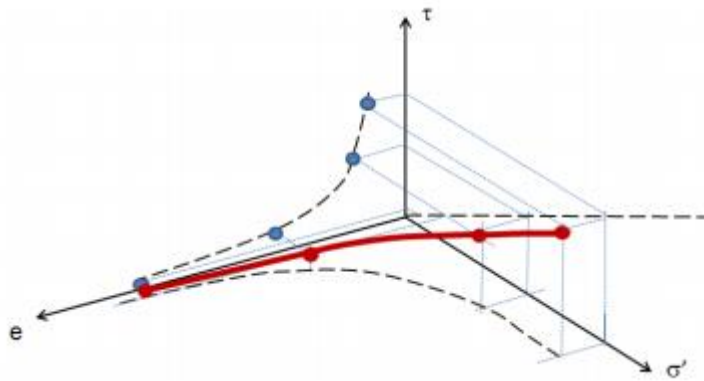


Figura 1. Acoplamiento de los tres planos

Fuente: Echezuría 2016

Se ve claramente que hay una curva general en el espacio τ , σ , e que define el suelo con base en el IP. Dicha curva se proyecta en los planos σ - e y τ - σ para definir la curva de consolidación y la envolvente de Mohr-Coulomb, respectivamente. En el plano, τ - e ; también se proyecta con una correlación muy poco utilizada en la Geotecnia convencional, pero que es la que define la resistencia al corte no drenado con la relación de vacíos [1]. Otro aspecto relevante en el funcionamiento efectivo de modelo es que la resistencia al corte no drenado del suelo, S_u , depende del índice de plasticidad, IP, y el contenido de finos no plásticos del suelo, F_{np} . De la misma manera, las curvas de esfuerzo deformación del suelo toman en consideración el esfuerzo confinante y la relación de sobre-consolidación. Nótese que al conocer el ángulo ϕ también se conoce el ángulo α , ya que $\text{sen}(\phi) = \tan(\alpha)$.

Este modelo funciona verificando que la relación de vacíos, el contenido de humedad y el peso unitario sean congruentes con el estado de esfuerzos al que se encuentra el suelo, bien sea normalmente consolidado o sobre-consolidado.

Dado que la resistencia al corte, S_u , es conocida, así como el ángulo α , el punto donde se intercepta la horizontal correspondiente al valor de S_u con el ángulo α , define el final de la trayectoria de esfuerzos efectiva. Si la trayectoria de esfuerzos totales también es conocida, la presión de poros máxima o en la falla se obtiene como la diferencia entre ambos puntos. Esto se indica en la Figura 4 y Figura 5.

El modelo también predice las curvas de esfuerzo deformación del suelo con base en el IP y considerando dichas curvas como hiperbólicas, según Kondner [2] y Duncan [3]. Para ello utiliza unas curvas doblemente normalizadas por el valor del seno del ángulo ϕ y el esfuerzo confinante.

Lo que se propone en este trabajo de grado es la predicción de las presiones de poros durante el corte no drenado. A tal efecto, se compararán los resultados obtenidos por el modelo con los ensayos de laboratorio obtenidos mediante data histórica, verificando la capacidad de predicción o el alto potencial de ajuste. De particular interés es la verificación de la naturaleza de las curvas de desarrollo de presión de poros, es decir, si las mismas son también hiperbólicas. Similarmente, comparar los valores del parámetro A de Skempton [4] con dichas curvas en ensayos Triaxiales.

Finalmente en este TG se programará lo indicado en los párrafos anteriores con relación a las curvas de generación de presión de poros utilizando el programa Excel [5] permitiendo manejar la información de forma sencilla.

I EL PROBLEMA.

1.1 Planteamiento del problema

El estudio de la geotecnia ha avanzado con el paso de los años, creando modelos que permiten tener una estimación cercana a los parámetros mecánicos que caracterizan el suelo, teniendo en cuenta las propiedades índice del suelo como por ejemplo los límites de Atterberg, relación de vacíos, humedad entre otros, los cuales tendrán un efecto en las propiedades ingenieriles del suelo. El modelo integrado creado por el profesor Heriberto Echezurúa [1] es una herramienta utilizada para anticipar cuales son los parámetros mecánicos básicos del suelo antes de la realización de dichos ensayos, basándose en correlaciones con las propiedades índices.

En este caso se realizará la evaluación de las presiones de poros con el modelo y las mismas serán verificadas con los ensayos de corte simple y corte Triaxial. De esta manera, es posible predecir el comportamiento total del suelo con base en sus propiedades índices, lo cual es una herramienta de mucho valor para la caracterización geotécnica. Así, cualquier variación en los valores estimados indicaría que la muestra puede estar en presencia de anomalías tales como subpresiones, o diatomeas con lo cual la muestra respondería fuera del patrón convencional esperado con el modelo

1.2 Objetivos de la investigación.

1.2.1 Objetivo general

Evaluar la capacidad de predicción de las presiones de poros durante ensayos de corte simple y corte Triaxial del modelo integrado para suelos plásticos con base a data histórica

1.2.2 Objetivos específicos

1. Evaluar el comportamiento de las presiones de poros durante ensayos de corte simple mediante el modelo integrado con base a data histórica

2. Evaluar el comportamiento de las presiones de poros durante ensayos de corte Triaxial mediante el modelo integrado con base a data histórica
3. Desarrollar en un sistema automatizado (Excel) la capacidad de predicción de presiones de poros del modelo integrado para su aplicación.

1.3 Alcance y limitación.

1.3.1 Alcance.

Para efectos de este Trabajo de Grado, se realizará la evaluación de la robustez del modelo integrado para predecir presiones de poros durante procesos de corte simple y procesos de corte triaxial la cual será comprobada mediante la comparación con ensayos realizados en el laboratorio. De la misma manera, en este TEG se integrará dicha capacidad de generación de presión de poros en el modelo integrado mediante un sistema automatizado (Excel) para permitir su aplicación.

1.3.2 Limitación

La evaluación será mediante suelos con comportamiento plástico por lo que los resultados no podrán ser comparados para mezclas de comportamiento intermedio o no plásticos.

También, para la preparación de este TEG se utilizarán, preferiblemente, ensayos de laboratorio tomados de la literatura o de empresas dedicadas a la geotecnia. En caso de que el triaxial de la UCAB esté operativo se tratará de realizar ensayos en el Laboratorio de suelos Fernando Trias de la UCAB.

II MARCO TEÓRICO

2.1 Suelo

El suelo es todo agregado natural de partículas minerales separables por medios mecánicos de poca intensidad.

Debido a que el suelo es el material de apoyo de las estructuras, es importante conocer cada una de sus propiedades y su comportamiento en respuesta a las cargas dispuestas en él, para ser utilizados de forma confiable en el diseño de obras civiles.

2.2 Propiedades del Suelo

2.2.1 Límite Líquido: es el porcentaje de humedad a partir del cual el suelo pasa de estado plástico a líquido.

2.2.2 Límite Plástico: es el porcentaje de Humedad a partir del cual el suelo pasa d estado semisólido a plástico.

2.2.3 Índice de Plasticidad (IP): es la diferencia entre el límite líquido y el límite Plástico.

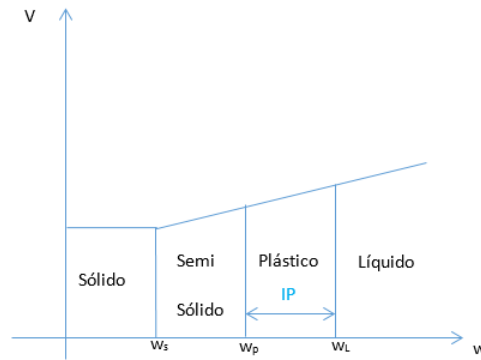


Figura 2. Relación entre volumen vs contenido humedad

Fuente: Propia

2.2.4 Angulo de fricción ϕ : es un ángulo el cual su tangente es el coeficiente promedio de fricción entre las partículas de un suelo.

2.2.5 Parámetro de Skempton A: es un parámetro no drenado de presión intersticial, indica el cambio de la presión intersticial en una muestra de suelo respecto al cambio en el valor del esfuerzo principal mayor, durante un ensayo de compresión Triaxial (Skempton, 1954) [4].

2.3 Normalización del suelo

En estudios previos realizados por el profesor Echezuría [1], comprobó que el seno del ángulo de fricción ϕ , el cual depende del índice de plasticidad y el contenido de finos no plásticos en el suelo, es igual a la relación entre resistencia al corte no drenada y el esfuerzo confinamiento, siendo la constante de normalización definida por SHANSEP [6] el Seno ϕ .

$$\left(\frac{Su}{\sigma'_v}\right)_{NC} = C$$

$$\left(\frac{Su}{\sigma'v}\right)_{NC} = \sin \phi$$

2.4 Consolidación

El suelo puede encontrarse en alguno de estos dos estados básicos de consolidación:

2.4.1 Normalmente consolidado (OCR=1): sucede cuando el suelo soporta la máxima carga que pudo haber resistido en su historia.

2.4.2 Sobreconsolidado (OCR>1): sucede cuando el suelo soportó una carga mayor a la que está soportando actualmente.

2.4.3 OCR: Siendo el OCR la relación de sobreconsolidación.

2.5 Ensayos de Laboratorio

2.5.1 Ensayo de Corte Simple: “El suelo se coloca en una caja que se rompe por un plano medio. Se aplica una fuerza de confinamiento y a continuación una fuerza tangencial que origina un desplazamiento relativo entre las dos partes de la caja” (Lambe y Whitman) [7].

Es un ensayo el cual permite obtener un valor de resistencia última del suelo, con buena precisión, donde sus resultados pueden ser utilizados en proyectos, ya que los esfuerzos que debe soportar el suelo impuesto por las estructuras son similares a los resultados arrojados por dicho ensayo.

2.5.2 Ensayo Triaxial: “Constituye el método mejor y más versátil para el estudio de las propiedades esfuerzo-deformación. Con esta prueba puede obtenerse una gran variedad de estados reales de carga” (Lambe y Whitman) [7].

Mediante este ensayo podemos seguir eventualmente cualquier trayectoria de esfuerzo que sigue al elemento de suelo. Existen varios tipos de ensayos triaxiales, donde se modela la condición física del sitio:

- La muestra puede estar consolidada o sin consolidar, se puede consolidar isotrópicamente (CI) o de forma anisotrópicamente (CA).

- Drenada (D) o no drenada (U)

- De extensión (E) o compresión (C)

III MARCO METODOLOGICO

En este trabajo de grado se quiere evaluar la predicción de las presiones de poros durante ensayos de corte con el modelo integrado suelo creado por Echezuría en el año 2016 [1]. Este hecho obedece a que el modelo indica que no puede haber la modificación de un parámetro sin que afecte a los demás. En el caso de la presión de poros por ejemplo, ya Skempton [4] había notado este hecho y había definido el parámetro A para la presión de poros y el esfuerzo cortante, durante ensayos Triaxiales no drenados. La intención es verificar que las curvas hiperbólicas para la presión de poros dependen exclusivamente del IP y del estado de consolidación del suelo, tal como sucede en las curvas Esfuerzo vs. Deformación.

3.1 Conceptualización del modelo

El modelo propuesto por Echezuría 2016 se basa en tres planos que son los que describen el comportamiento del suelo:

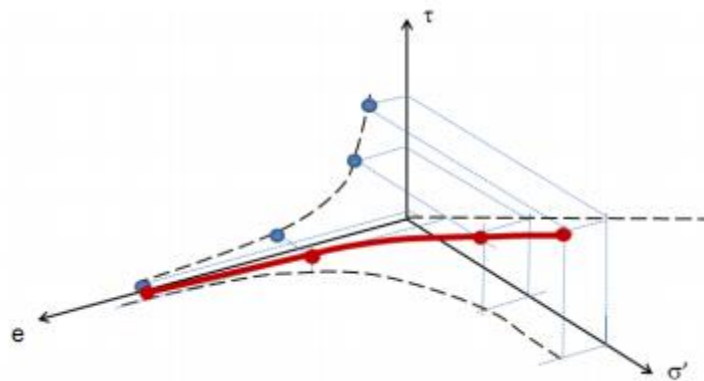


Figura 1. Acoplamiento de los tres planos

Fuente: Echezuría 2016

Existe un plano de cambio de volumen (σ - e) un plano de resistencia al corte Mohr-coulomb(τ - σ) y el tercero el cual vincula la resistencia al corte con la relación de

vacíos (τ - e) siendo el plano que controla todo el proceso, demostrando que no es posible modificar una propiedad del suelo sin alterar las demás.

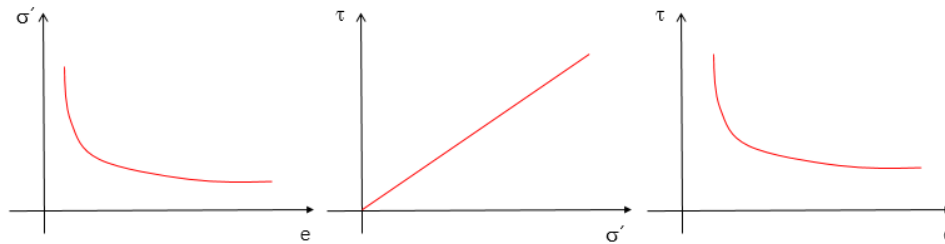


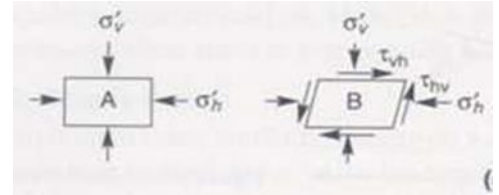
Figura 3. Planos del Modelo Semiempirico

Fuente: propia

3.1.1 Ensayo de Corte Simple

En un Ensayo de Corte Simple para cada estado del suelo se obtiene un círculo de Mohr, el cual al agregar un esfuerzo cortante su diámetro es afectado, aumentando el radio del círculo de Mohr original. La trayectoria de esfuerzos totales se despliega como una línea vertical la cual empieza en la presión de confinamiento, hasta la resistencia al corte no drenada, mientras que la trayectoria de esfuerzos efectiva, es una línea curva la cual toca la línea de falla k_f , la diferencia entre ambas es la presión de poros máxima que se desarrolla en dicho ensayo.

Al consolidar la muestra se obtiene una resistencia al corte, siendo la limitante para el desarrollo de las trayectorias de esfuerzos, es decir que si la resistencia al corte (S_u) queda por debajo del punto máximo del círculo de Mohr la trayectoria de esfuerzos llegará al valor de S_u ya que es lo que la muestra puede resistir. Esto es posible ya que el modelo contiene planos los cuales definen el comportamiento del suelo estando correlacionados entre sí.



Fuente: Propia

En un Ensayo Triaxial consolidado isotrópicamente no drenado (CIU) la trayectoria de esfuerzos totales se despliega como una línea de 45° la cual pasa por el punto máximo de cada Círculo de Mohr, mientras que la trayectoria de esfuerzos efectiva es una línea curva la cual toca la línea de falla k_f , la diferencia entre ambas es la presión de poros máxima que se desarrolla en dicho ensayo.

Al consolidar la muestra trae como consecuencia que se genere una resistencia al corte, la cual será limitante para el desarrollo de las trayectorias de esfuerzos, es decir que si la resistencia al corte (S_u) queda por debajo del punto máximo del círculo de Mohr la trayectoria de esfuerzos estará limitada al valor de S_u ya que es lo que la muestra puede resistir al igual que el ensayo de Corte Directo.

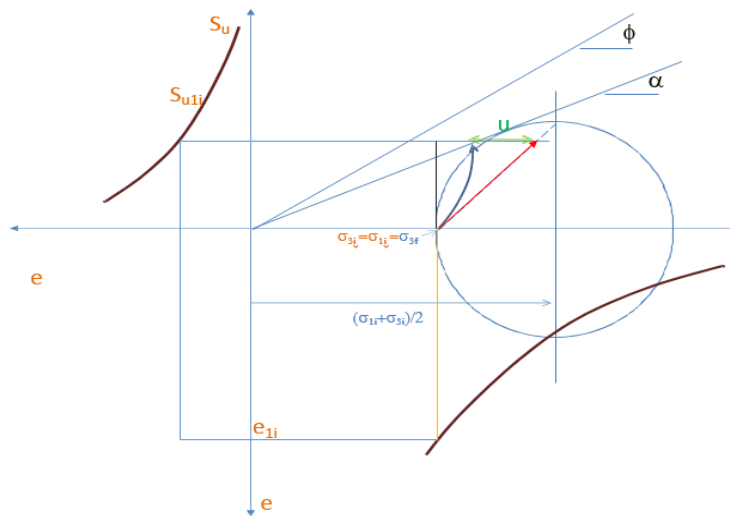


Figura 5. Comportamiento en Ensayo Triaxial.

Fuente: Propia

Lo mismo sucede si la muestra se somete a una nueva presión de confinamiento, siendo ésta mayor a la anterior, al estar confinada a una presión mayor la muestra desarrolla una resistencia al corte mayor, y a su vez una relación de vacíos menor. Es decir se podrá obtener una mayor presión de poros.

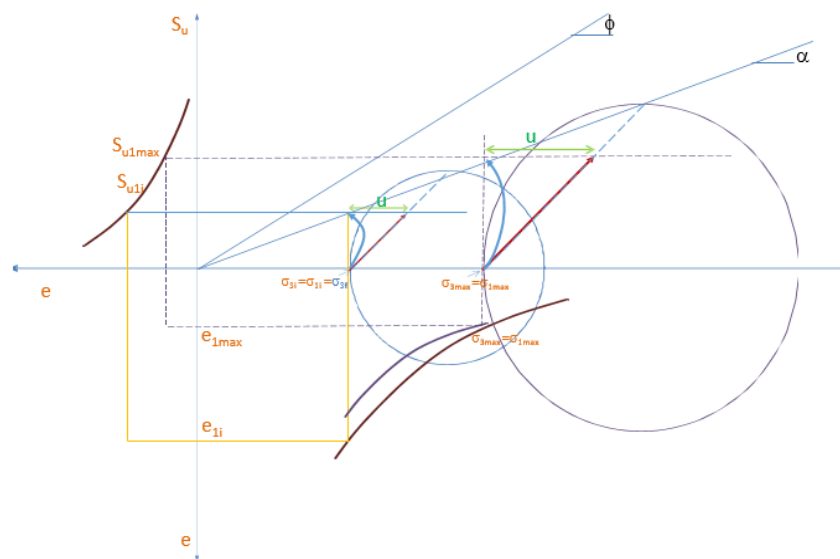


Figura 6. Ensayo Triaxial a una nueva presión de confinamiento.

Fuente: Propia

3.2 Funcionamiento del modelo

El comportamiento para el gráfico Esfuerzo vs. Deformación manejado por el modelo es hiperbólico, lo mismo encontramos en este TG para el gráfico Presión de poros vs. Deformación, lo cual será demostrado más adelante. Todos estos gráficos dependen del IP y de la presión de confinamiento. Estas hipérbolas se encuentran normalizadas, por ende se debe realizar la desnormalización correspondiente para la comparación con los ensayos de laboratorio, para ello se utilizará la siguiente formula:

$$\left(\frac{Su}{\sigma'v}\right)_{NC} = \sin \phi$$

El ángulo de fricción (ϕ) depende del índice de plasticidad y del contenido de finos no plásticos que posea el suelo Privitera [8], tal como se ilustra la Fig.7, y la cual fue modificada por Echezuría para incluirla en el modelo.

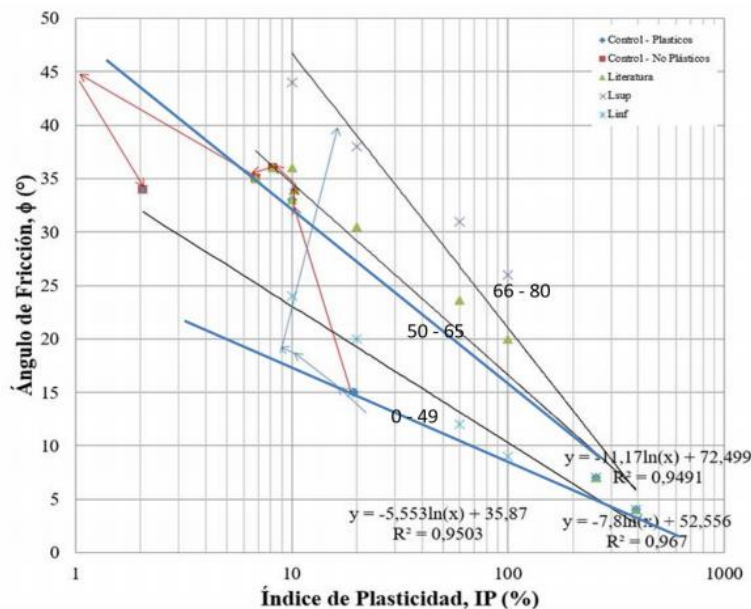


Figura 7. Correlación ángulo de fricción ϕ vs índice de plasticidad

Fuente: Privitera

De la gráfica anterior se observa que a menor contenido de finos no plásticos en la muestra, menor es el ángulo de fricción.

Al cambiar los esfuerzos de una muestra a una profundidad cualquiera el suelo se consolida, por lo tanto tendrá una relación de vacíos menor, presentando un nuevo estado que controlará todo el sistema. Si es sometido a corte no drenado, el suelo va a responder aunque este se encuentre a una consolidación menor que la máxima experimentada, como hubiese respondido si hubiese permanecido sometido a la carga máxima. Es decir el suelo recuerda la relación de vacíos que alcanzó al soportar la presión máxima que fue impuesta sobre él. En otras palabras, la componente plástica del cambio en relación de vacíos es la que controla la respuesta al corte no drenado. Este es uno de los hallazgos más importantes de Echezuría al momento formular el modelo el cual fue demostrado por Izarra y D'Onofrio [9] con datos existentes en la literatura. Esto se explica con mayor detalle en el párrafo siguiente.

Al consolidarlo a la presión máxima se obtiene un potencial cambio en relación de vacíos. Al dejar descargar el suelo se presenta un delta de relación de vacíos como se muestra en la siguiente figura.

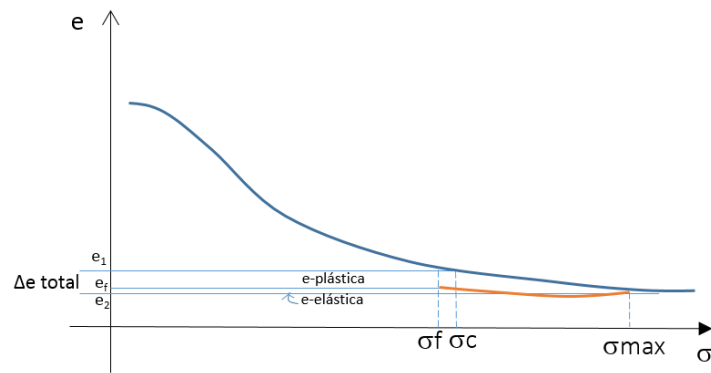


Figura 8. Plano de Cambio de volumen.

Fuente: Propia

El cual se divide en una parte elástica y en una parte plástica. La porción de relación de vacíos elástica no es relevante, ya que el suelo responde con la relación de vacíos de la presión máxima y es recuperada al momento de la descarga, por ende la porción plástica es la que controlará la resistencia del material. Fue verificado por Echezuria [Notas personales no publicadas 2019] y por Izarra y D'nofrio [9].

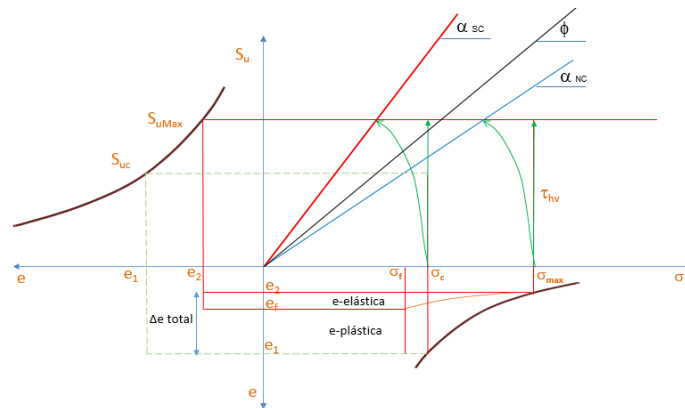


Figura 9. Cambio en Relación de vacíos.

Fuente: Propia

El hallazgo anterior implica con respecto a la presión de consolidación, que se obtendrá una relación de vacíos menor, lo que conlleva mayor peso unitario, siendo el suelo es más denso, trayendo como consecuencia un ángulo mayor.

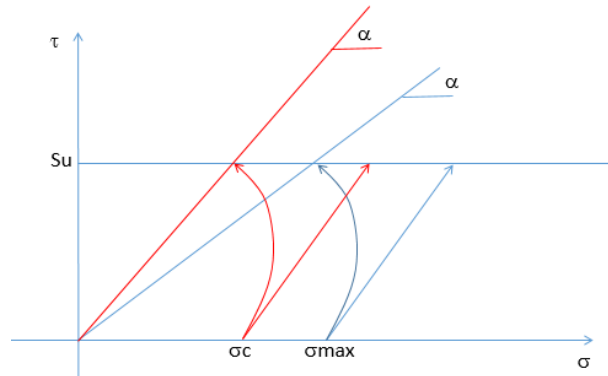


Figura 10. Plano de Resistencia Mohr-Coulomb.

Fuente: Propia

En la próxima sección se incluyen los gráficos de presión de poros deformación y esfuerzo cortante o desviador deformación que corroboran este comportamiento del suelo.

IV. RESULTADOS

Para la verificación del modelo se comparan los resultados obtenidos en los ensayos adquiridos de la literatura con las predicciones del modelo.

Para el manejo de este último se debe tener la siguiente información de la muestra: presión de confinamiento del ensayo, índice de plasticidad, y contenido de finos no plásticos.

El ángulo de fricción se obtiene de la Fig.7, con el índice de plasticidad y el contenido de finos no plásticos de la muestra. Con ello el modelo dibujará las predicciones de las hipérbolas esfuerzo vs deformación y Presión de Poros vs deformación, para las presiones de confinamiento que se deseen. Las curvas esfuerzo vs. Deformación ya estaban incluidas en el modelo Izarra y D'Onofrio [9], cuando realizaron la primera verificación del modelo en el 2018, con ensayo triaxiales y las condiciones de sobreconsolidación para verificar el modelo SHANSEP [6]. Las curvas Presión de Poros vs deformación, son el resultado de esta investigación y las mismas también responden a un comportamiento hiperbólico, tal como será demostrado más adelante.

La resistencia al corte no drenada, será calculada mediante la siguiente fórmula:

$$\left(\frac{Su}{\sigma'v}\right)_{NC} = \sin \phi$$

Siendo:

Su : Resistencia al corte no drenada.

σ'_v : Esfuerzo efectivo vertical.

ϕ : Ángulo de fricción.

4.1 Ensayo Triaxial

• 4.1.1 Muestra literatura 1

La data de la muestra fue extraída de la siguiente referencia: “Stress- Strain Behaviour of Anisotropically Consolidated Clays During Undrained Shear, publicado por el departamento de Ingeniería Civil del Instituto Tecnológico de Massachusetts, U.S.A.

Recuperado de: https://www.issmge.org/uploads/publications/1/39/1965_01_0062.pdf”. Donde se ensayó una muestra de arcilla Kawasaki.

Datos de la muestra 1 utilizados para correr el modelo y para su verificación.

Muestra	IP	ϕ	σ_c (Kg/cm ²)
Kawasaki	38	37	3

Tabla 1. Datos de literatura 1

Fuente: Propia

Con los datos de la muestra 1 gráficamente se obtiene la resistencia al corte.

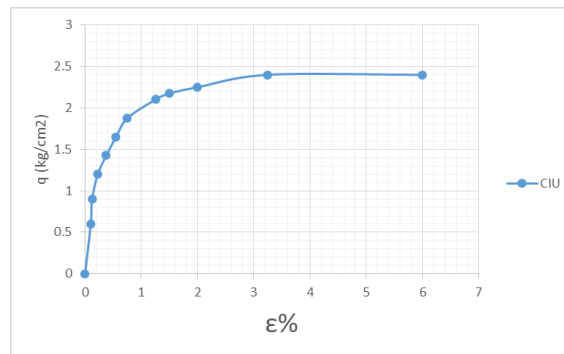


Figura 11. Esfuerzo vs deformación, muestra 1.

Fuente: Propia

$$Su = 2.4 \text{ Kg/cm}^2$$

Se debe verificar si se cumple la siguiente relación, para suelos normalmente consolidados:

- $\left(\frac{Su}{\sigma'v}\right)_{NC} = \sin \phi$
- $\sin(\phi) = \sin(37) = 0.602$
- $\left(\frac{Su}{\sigma'v}\right)_{NC} = \left(\frac{2.4}{3}\right) = 0.8$

La ecuación anterior no se cumple, en conclusión la muestra no se encuentra normalmente consolidada, esto explica lo discutido y representado en la Fig. 10. Se comprueba lo antes descrito, calculando la presión máxima a la que fue sometida la muestra.

- $\left(\frac{Su}{\sigma'v}\right)_{NC} = \sin \phi$
- $\sigma'v = \left(\frac{Su}{\sin \phi}\right)_{NC}$
- $\sigma'v = \left(\frac{2.4}{\sin 37}\right)_{NC} = 3.99 \text{ Kg/cm}^2$

La presión máxima a la que fue sometida la muestra es mayor a la presión de consolidación utilizada en el ensayo, por ende la muestra se encuentra sobreconsolidada.

En estos casos hay que encontrar el ángulo real de sobreconsolidación.

- $\left(\frac{Su}{\sigma'v}\right)_{NC} = \sin \phi$
- $\phi = \text{Arcoseno}\left(\frac{Su}{\sigma'v}\right)_{NC}$
- $\phi = \text{Arcoseno}\left(\frac{2.4}{3}\right) = 53.1^\circ$

- Resultados obtenidos según el modelo

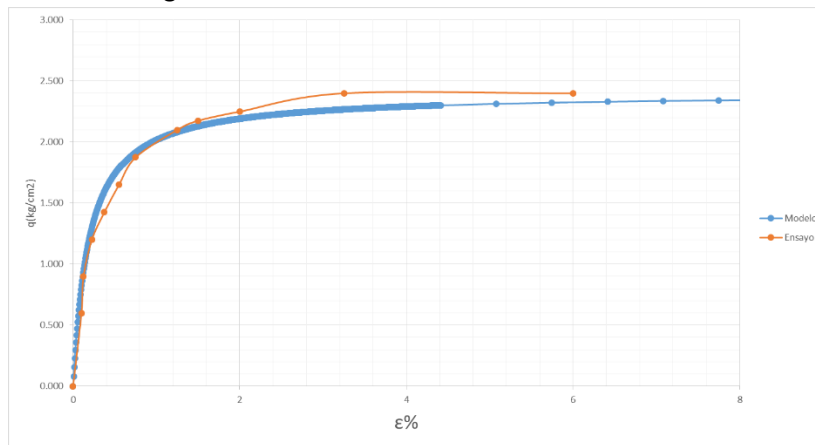


Figura 12. Resultado. Esfuerzo Vs Deformación

Fuente: Propia

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

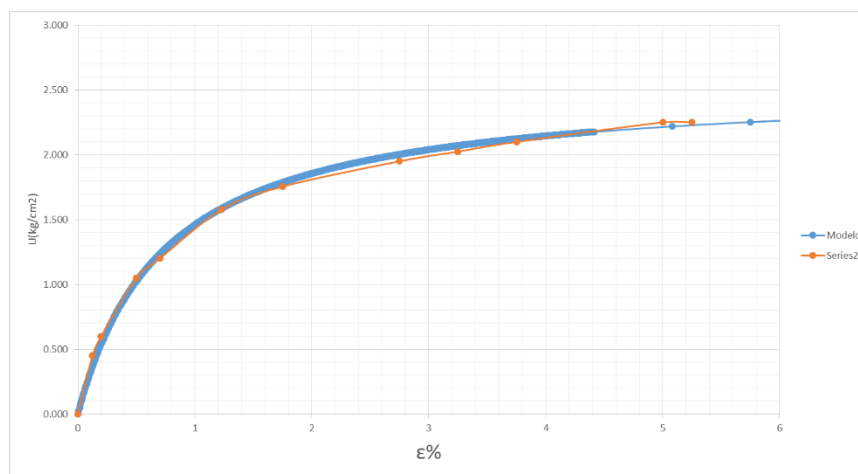


Figura 13. Resultado. Presión de Poros vs Deformación

Fuente: Propia

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

Los gráficos obtenidos anteriormente se pueden fusionar en uno para mayor facilidad en campo.

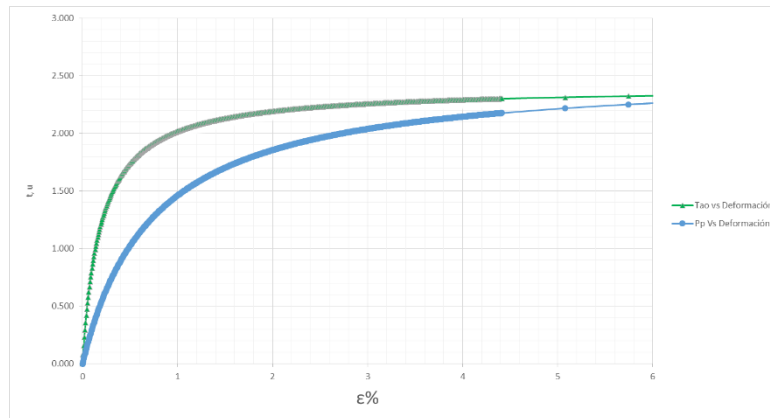


Figura 14. Resultado. Esfuerzo, Presión de Poros vs Deformación

Fuente: Propia

Lo que demuestra que sin esfuerzo no hay presión de poros y que para un valor de deformación existe un valor de esfuerzo y de presión de poros.

A pesar que la presión de confinamiento del ensayo fue de $\sigma_c = 3 \text{ Kg/cm}^2$, la muestra se recordará la relación de vacíos en consecuencia de la máxima presión que tuvo en un momento de su historia.

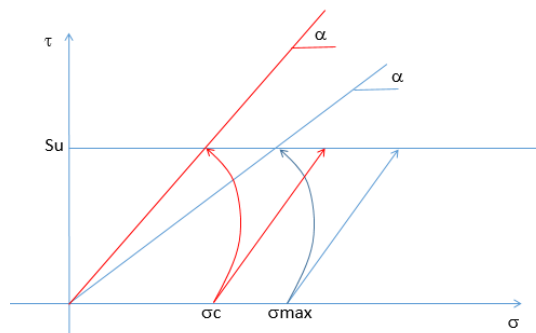


Figura 15. Plano de Resistencia Mohr Coulomb.

Fuente: Propia

- $\left(\frac{U_{max}}{\sigma'v}\right) = \sin \phi$

Se calculará como comprobación el nuevo ángulo por sobreconsolidación dejando la presión de poros constante.

Siendo la Presión de Poros máxima. $U_{max} = 2.4 \text{ kg/cm}^2$

$$\phi_{Sc} = \text{Arcosen}\left(\frac{2.4}{3}\right) = 53.1^\circ$$

- Resultados obtenidos según el modelo

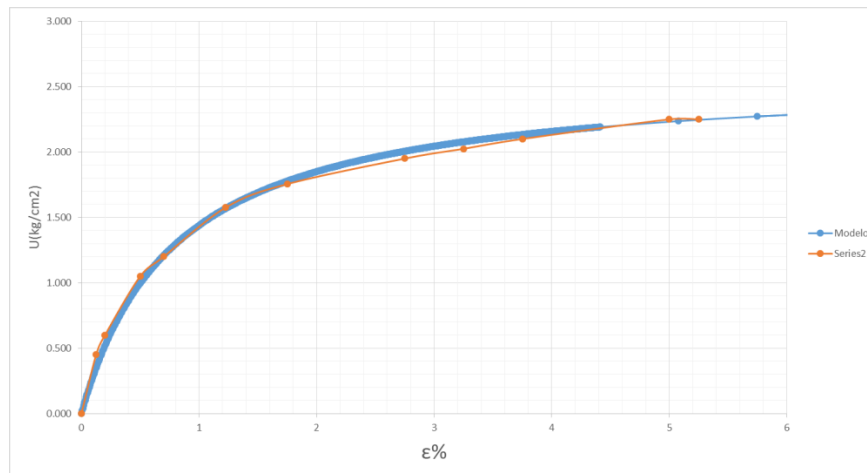


Figura 16. Presión de Poros vs Deformación

Fuente: Propia

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

La presión de poros máxima obtenida por el modelo es de $U_{max} = 2.29 \text{ kg/cm}^2$ a una deformación de $\varepsilon = 4.04\%$

Y la presión de poros máxima de $U_{max} = 2.4 \text{ kg/cm}^2$ calculada será demostrada en la siguiente figura

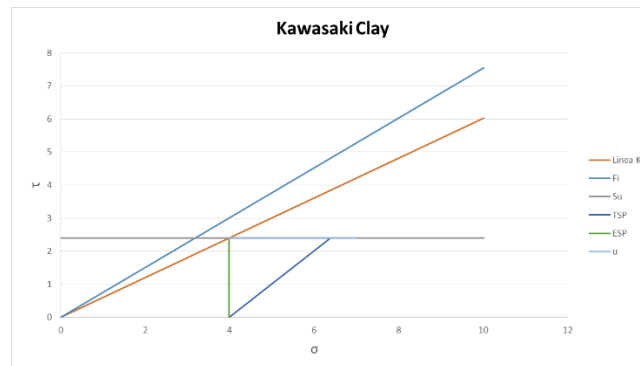


Figura 17. Trayectorias de esfuerzos muestra 1.

Fuente: propia.

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 τ e u .

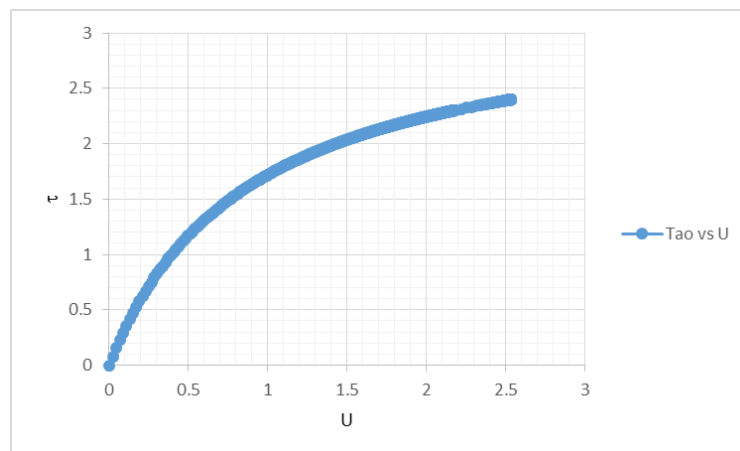


Figura 18. Correlación Resistencia al corte vs Presión de poros

Fuente: Propia

La correlación mostrada en la figura 15. También describe una hipérbola, pero al colocar la inversa de cada parámetro dicha hipérbola se transforma en una recta.

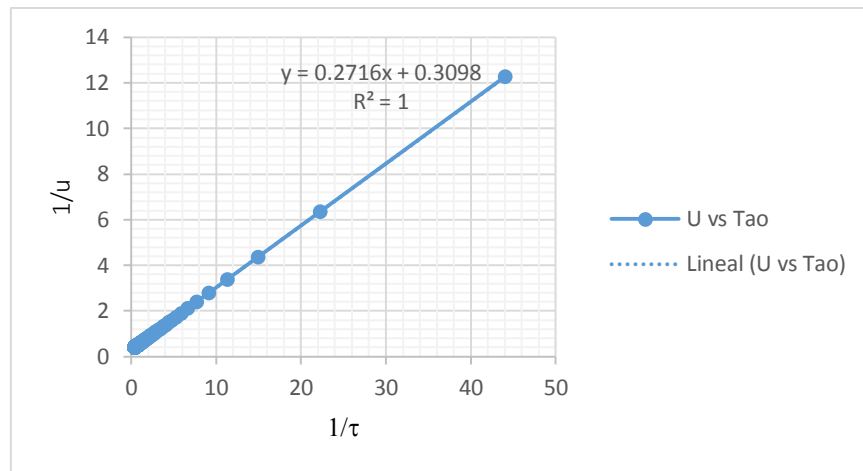


Figura 19. Correlación Resistencia al corte vs Presión de poros Lineal

Fuente: Propia

• 4.1.2 Muestra literatura 2

La data de la muestra fue extraída de la siguiente referencia: “Stress- Strain Behaviour of Anisotropically Consolidated Clays During Undrained Shear, publicado por el departamento de ingeniería civil del Instituto Tecnológico de Massachusetts, U.S.A.

Recuperado de: https://www.issmge.org/uploads/publications/1/39/1965_01_0062.pdf. Donde se ensayó una muestra de arcilla Boston Blue.

Datos de la muestra 2 utilizados para correr el modelo y para su verificación.

Muestra	IP	ϕ	σ_c (Kg/cm ²)
Boston Blue Clay	15	27.5	6

Tabla 2. Datos de literatura 2

Fuente: Propia

Con los datos de la muestra 2 gráficamente se obtiene la resistencia al corte.

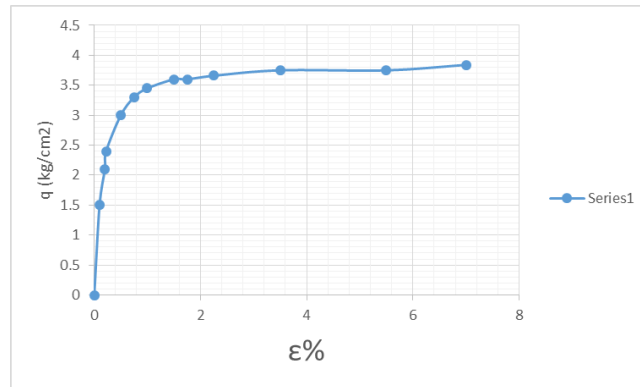


Figura 20. Esfuerzo vs deformación muestra 2

Fuente: Propia

$$Su = 3.84 \text{ Kg/cm}^2$$

Se debe verificar si se cumple la siguiente relación, para suelos normalmente consolidados:

- $\left(\frac{Su}{\sigma'v}\right)_{NC} = \sin \phi$
- $\sin(\phi) = \text{sen}(27.5) = 0.462$
- $\left(\frac{Su}{\sigma'v}\right)_{NC} = \left(\frac{3.84}{6}\right) = 0.64$

La ecuación anterior no se cumple, en conclusión la muestra no se encuentra normalmente consolidada, esto explica lo discutido y representado en la Fig. 10. Se comprueba lo antes descrito, calculando la presión máxima a la que fue sometida la muestra.

- $\left(\frac{Su}{\sigma'v}\right)_{NC} = \sin \phi$

- $\sigma'v = \left(\frac{su}{\sin \phi} \right)_{NC}$
- $\sigma'v = \left(\frac{3.84}{\sin 27.5} \right)_{NC} = 8.32 \text{ Kg/cm}^2$

La presión máxima a la que fue sometida la muestra es mayor a la presión de consolidación, por ende la muestra se encuentra sobreconsolidada.

Hallando el ángulo real de sobreconsolidación.

- $\left(\frac{su}{\sigma'v} \right)_{NC} = \sin \phi$
- $\phi = \text{Arcoseno} \left(\frac{su}{\sigma'v} \right)_{NC}$
- $\phi = \text{Arcoseno} \left(\frac{3.84}{6} \right) = 38.7^\circ$

- Resultados obtenidos según el modelo

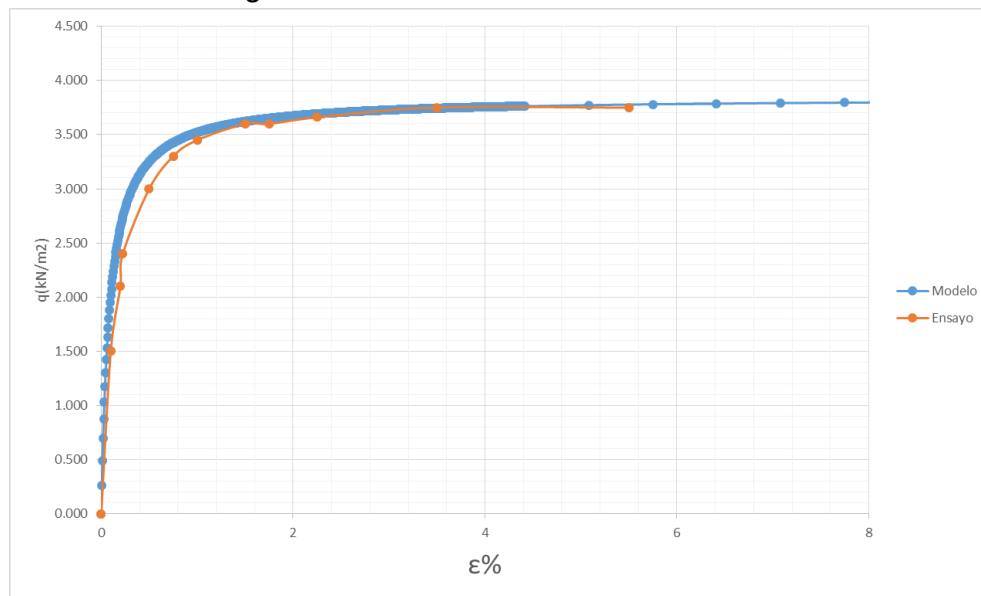


Figura 21. Resultado. Esfuerzo Vs Deformación

Fuente: Propia

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

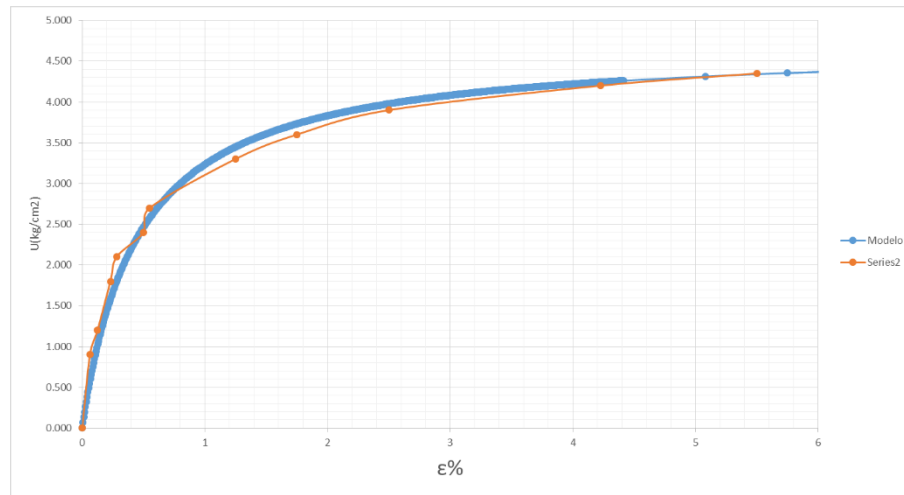


Figura 22. Resultado. Presión de Poros vs Deformación

Fuente: Propia

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

Segunda comprobación en Presión de Poros

- $\left(\frac{U_{max}}{\sigma'v}\right) = \sin \phi$

Siendo la Presión de Poros máxima. $U_{max} = 4.35 \text{ kg/cm}^2$

$$\phi_{Sc} = \text{Arcosen}\left(\frac{4.35}{6}\right) = 38.68^\circ$$

- Resultados obtenidos según el modelo

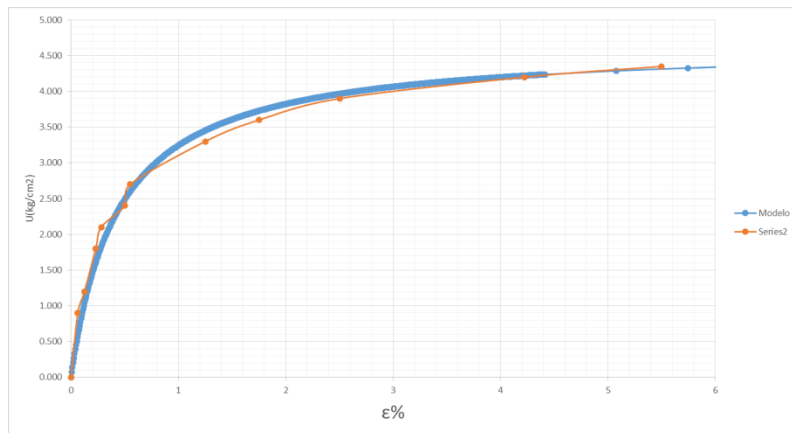


Figura 23. Presión de Poros vs Deformación

Fuente: Propia.

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

La presión de poros máxima obtenida por el modelo es de $U_{max} = 3.834 \text{ kg/cm}^2$ a una deformación de $\varepsilon = 2.02\%$

Y la presión de poros máxima de $U_{max} = 3.84 \text{ kg/cm}^2$ calculada será demostrada en la siguiente figura

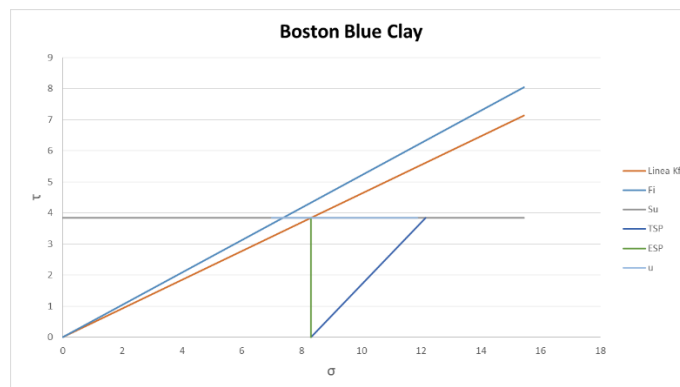


Figura 24. Trayectorias de esfuerzos muestra 2

Fuente: propia.

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

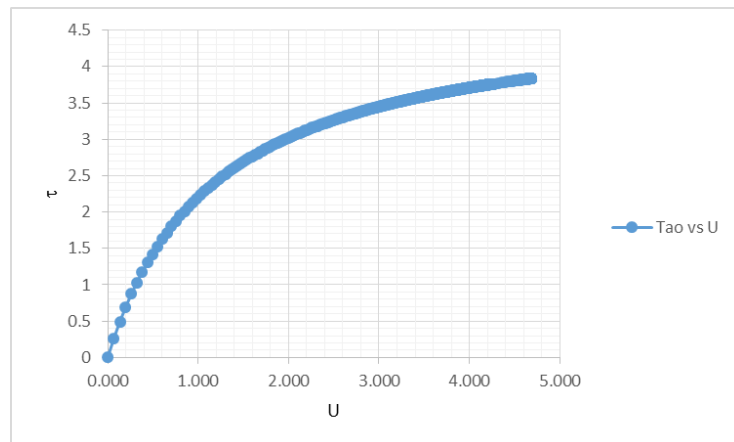


Figura 25. Correlación Resistencia al corte vs Presión de poros

Fuente: Propia.

• 4.1.3 Muestra literatura 3

La data de la muestra fue extraída de la siguiente referencia: “Duncan-Chang-Parameters for hyperbolic stress strains behaviour of Soft Bangkok Clay, publicado por el Instituto Asiático de Tecnología (2013). Recuperado de: https://www.researchgate.net/publication/265914686_Duncan-Chang_Parameters_for_Hyperbolic_Stress_Strain_Behaviour_of_Soft_Bangkok_Clay”. Donde se ensayó una muestra de arcilla Bangkok.

Datos de la muestra 3 utilizados para correr el modelo y para su verificación

Muestra	IP	ϕ	σ_c (kN/m ²)
Bangkok Clay S1	43.5	25	138

Tabla 3. Datos de literatura 3

Fuente: Propia.

Con los datos de la muestra 3 gráficamente se obtiene la resistencia al corte.

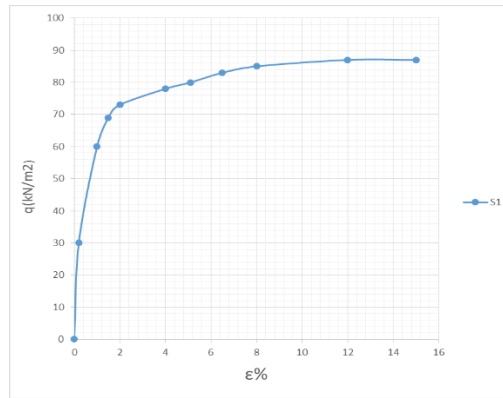


Figura 26. Esfuerzo vs deformación muestra 3.

Fuente: Propia

$$Su = 87 \text{ kN/m}^2$$

Se debe verificar si se cumple la siguiente relación, para suelos normalmente consolidados:

- $\left(\frac{Su}{\sigma'v}\right)_{NC} = \sin \phi$
- $\sin(\phi) = \sin(25) = 0.422$
- $\left(\frac{Su}{\sigma'v}\right)_{NC} = \left(\frac{87}{138}\right) = 0.63$

La ecuación anterior no se cumple, en conclusión la muestra no se encuentra normalmente consolidada, esto explica lo discutido y representado en la Fig. 10. Se comprueba lo antes descrito, calculando la presión máxima a la que fue sometida la muestra.

- $\left(\frac{Su}{\sigma'v}\right)_{NC} = \sin \phi$
- $\sigma'v = \left(\frac{Su}{\sin \phi}\right)_{NC}$
- $\sigma'v = \left(\frac{87}{\sin 25}\right) = 205.86 \text{ kN/m}^2$

La presión máxima a la que fue sometida la muestra es mayor a la presión de consolidación, por ende la muestra se encuentra sobreconsolidada.

Hallando el ángulo real de sobreconsolidación

- $\left(\frac{su}{\sigma'_{vv}}\right)_{NC} = \sin \phi$
- $\phi = \text{Arcoseno}\left(\frac{87}{138}\right)_{NC}$
- $\phi = \text{Arcoseno}\left(\frac{87}{138}\right) = 37.5^\circ$

- Resultados obtenidos según el modelo

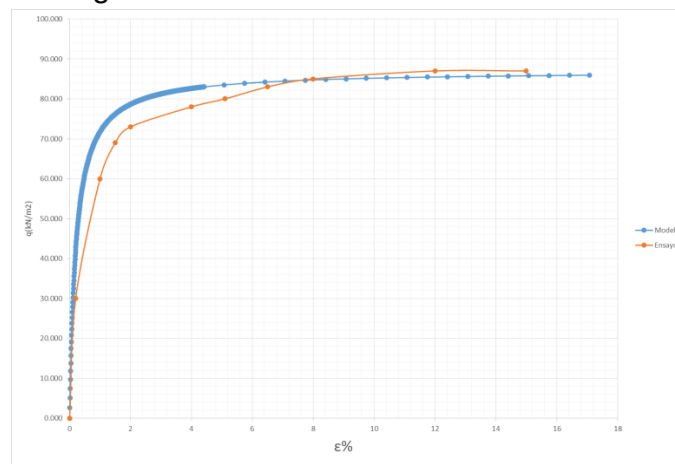


Figura 27.Resultado. Esfuerzo Vs Deformación

Fuente: Propia

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

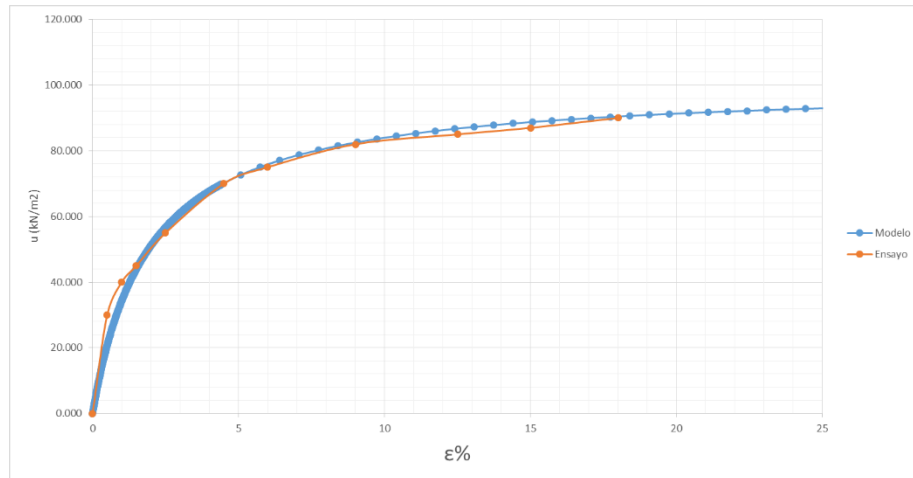


Figura 28. Resultado. Presión de Poros vs Deformación

Fuente: Propia.

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

Segunda comprobación en Presión de Poros

- $\left(\frac{U_{max}}{\sigma'v}\right) = \sin \phi$

Siendo la Presión de Poros máxima. $U_{max} = 90 \text{ kN/m}^2$

$$\phi_{Sc} = \text{Arcosen}\left(\frac{90}{138}\right) = 49.3^\circ$$

- Resultados obtenidos según el modelo

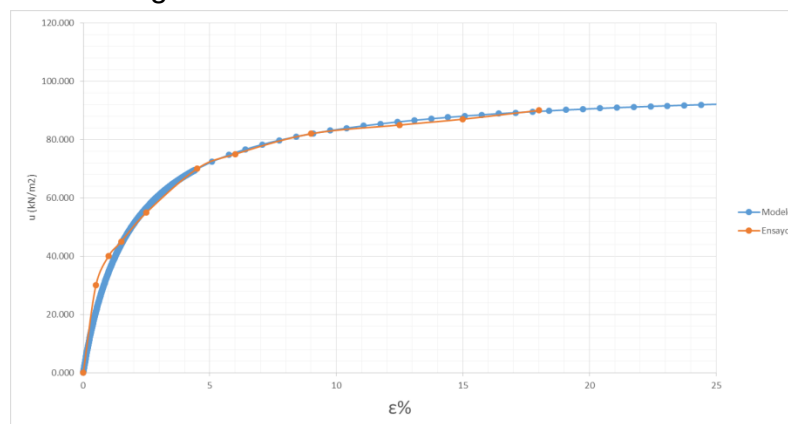


Figura 29. Presión de Poros vs Deformación

Fuente: Propia.

La presión de poros máxima obtenida por el modelo es de $U_{max} = 87.29 \text{ kN/m}^2$ a una deformación de $\varepsilon = 13.08\%$

Y la presión de poros máxima de $U_{max} = 87 \text{ kN/m}^2$ calculada será demostrada en la siguiente figura

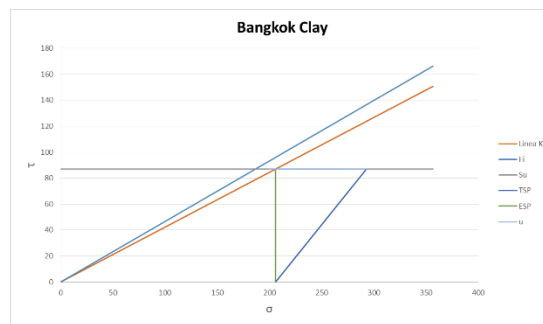


Figura 30. Trayectorias de esfuerzos muestra 3

Fuente: propia.

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

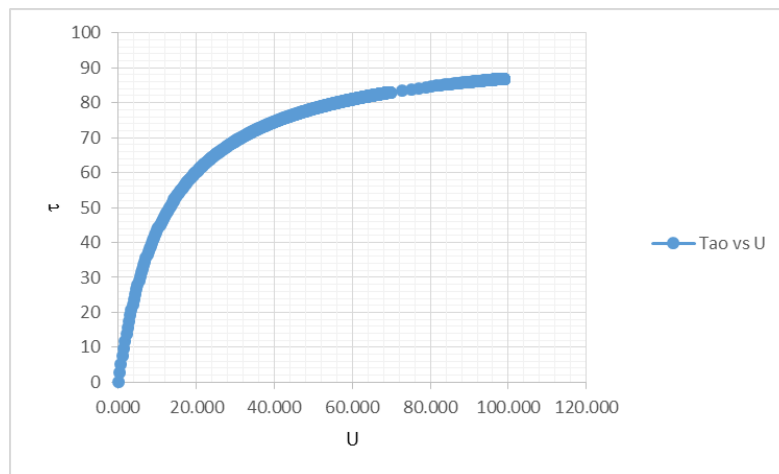


Figura 31. Correlación Resistencia al corte vs Presión de poros

Fuente: Propia

4.2 Ensayo de Corte Simple.

En el ensayo de corte simple se debe ajustar el valor de la hipérbola N ya que sólo estamos trabajando con σ_v .

La data de la muestra 5,6 y 7 fue extraída de la siguiente referencia: “DSS Test Results Using Wire Reinforced Membranes and Stacked Rings, publicado por: Department of Ocean/Civil and Environmental, University Of Rhode Island, U.S.A (2010).

Recuperado

de: https://www.researchgate.net/publication/265914686_Duncan-Chang_Parameters_for_Hyperbolic_Stress-Strain_Behaviour_of_Soft_Bangkok_Clay”. Donde se ensayó una muestra de arcilla del Golfo de México a diferentes presiones de confinamiento.

Los datos obtenidos de resistencia al corte para cada presión de consolidación vienen dados en la siguiente figura:

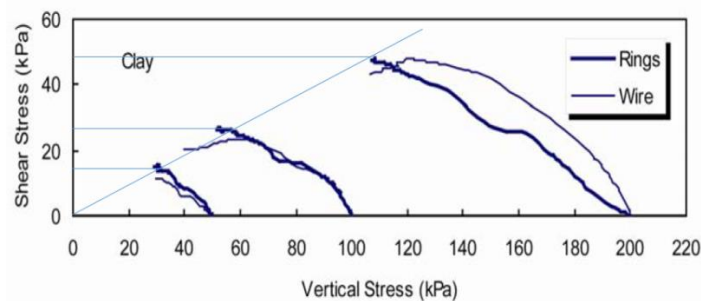


Figura 32. Esfuerzo cortante vs Esfuerzo vertical

Fuente: Literatura.

El ángulo obtenido para la muestra a las presiones de confinamiento mostrada es de $\phi = 27.77^\circ$

Esto se puede verificar entrando en la figura 7.

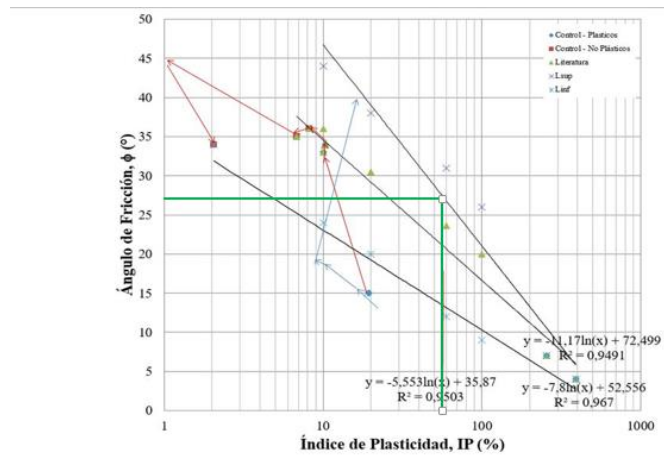


Figura 33. Correlación ángulo de fricción vs. Índice de plasticidad.

Fuente: Privitera.

• 4.2.1 Muestra literatura 4

Datos de la muestra 4 utilizados para correr el modelo y para su verificación.

Muestra	IP	ϕ	σ_c kPa
Gulf of México Clay	57	27.77	50

Tabla 4. Datos de literatura 4

Fuente: Propia

- $S_u = 13.8 \text{ kPa}$ Obtenido en Fig.21

Se debe verificar si se cumple la siguiente relación, para suelos normalmente consolidados:

- $\left(\frac{S_u}{\sigma'_{v}}\right)_{NC} = \sin \phi$
- $\sin(\phi) = \sin(27.77) = 0.47$
- $\left(\frac{S_u}{\sigma'_{v}}\right)_{NC} = \left(\frac{13.8}{50}\right) = 0.28$

La ecuación anterior no se cumple, en conclusión la muestra no se encuentra normalmente consolidada

- Resultados obtenidos según el modelo

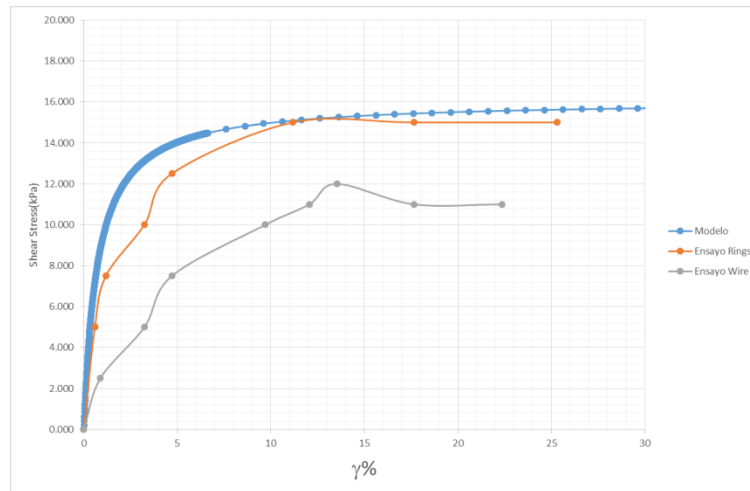


Figura 34. Resultados. Esfuerzo cortante Vs Deformación

Fuente: Propia

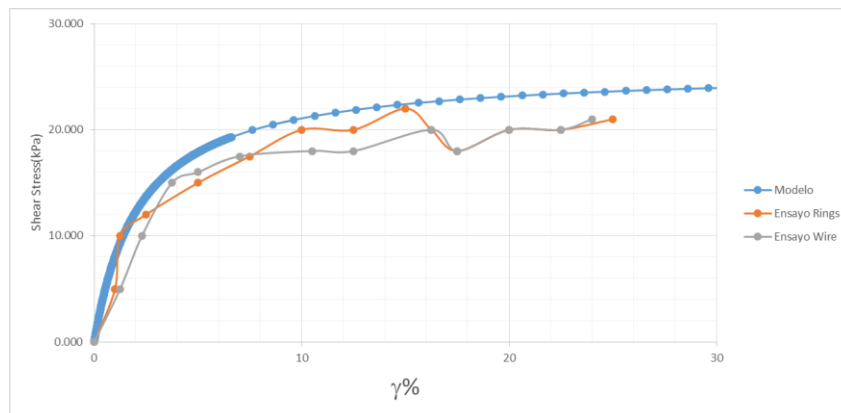


Figura 35. Resultados. Presión de Poros vs Deformación

Fuente: Propia.

La presión de poros máxima obtenida por el modelo es de $U_{max} = 20.87 \text{ kN/m}^2$ a una deformación de $\varepsilon = 11.62\%$

Y la presión de poros máxima de $U_{max} = 21 \text{ kN/m}^2$ calculada será demostrada en la siguiente figura

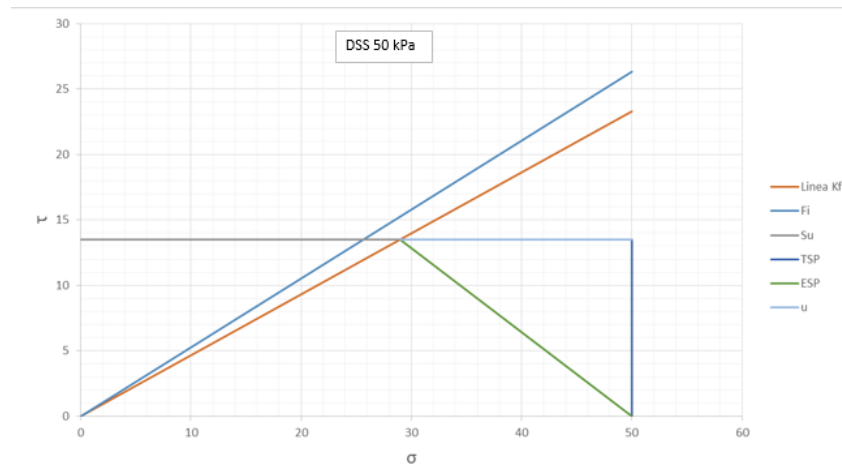


Figura 36. Trayectorias de esfuerzos muestra 4

Fuente: propia.

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.

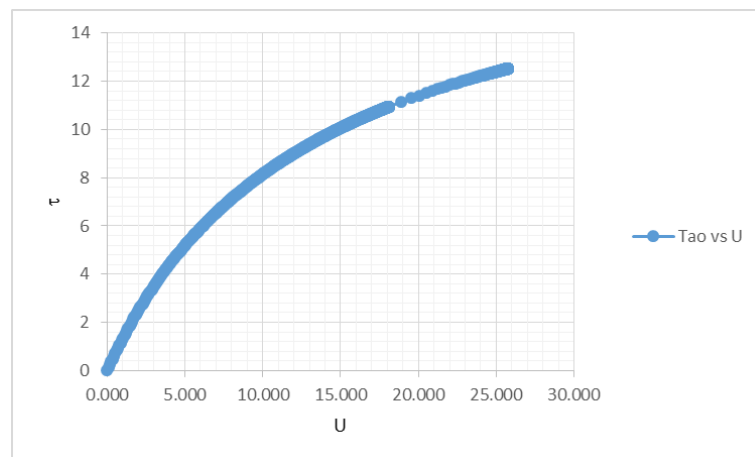


Figura 37. Correlación Resistencia al corte vs Presión de poros

Fuente: Propia

- 4.2.2 Muestra literatura 5

Datos de la muestra 5 utilizados para correr el modelo y para su verificación.

Muestra	IP	ϕ	σ_c kPa
Gulf of Mexico Clay	57	27.77	100

Tabla 5. Datos de literatura 5

Fuente: Propia

- $S_u = 27 \text{ kPa}$ Obtenido en Fig.21

Se debe verificar si se cumple la siguiente relación, para suelos normalmente consolidados:

- $\left(\frac{S_u}{\sigma'_{v0}}\right)_{NC} = \sin \phi$
- $\sin(\phi) = \sin(27.77) = 0.47$
- $\left(\frac{S_u}{\sigma'_{v0}}\right)_{NC} = \left(\frac{27}{100}\right) = 0.27$

La ecuación anterior no se cumple, en conclusión la muestra no se encuentra normalmente consolidada

- Resultados obtenidos según el modelo

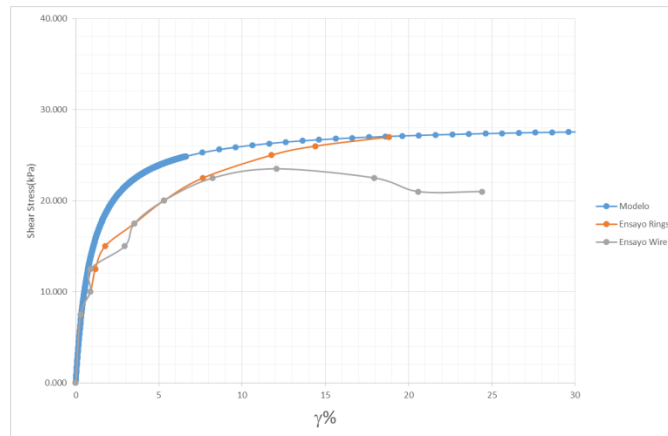


Figura 38. Resultado. Esfuerzo cortante Vs Deformación

Fuente: Propia

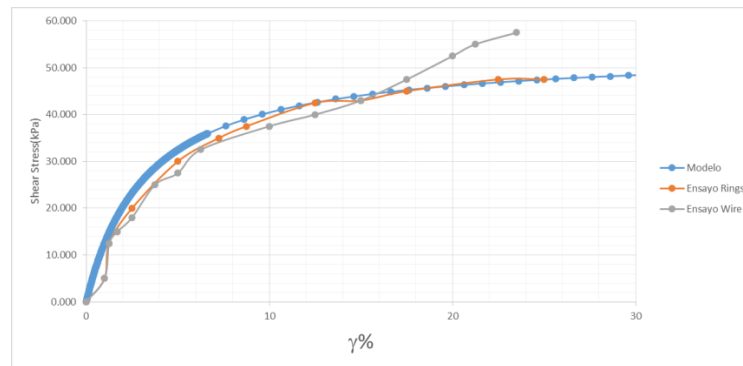


Figura 39. Resultado. Presión de Poros vs Deformación

Fuente: Propia.

La presión de poros máxima obtenida por el modelo es de $U_{max} = 42.42 \text{ kN/m}^2$ a una deformación de $\varepsilon = 12.62\%$

Y la presión de poros máxima de $U_{max} = 42.05 \text{ kN/m}^2$ calculada será demostrada en la siguiente figura

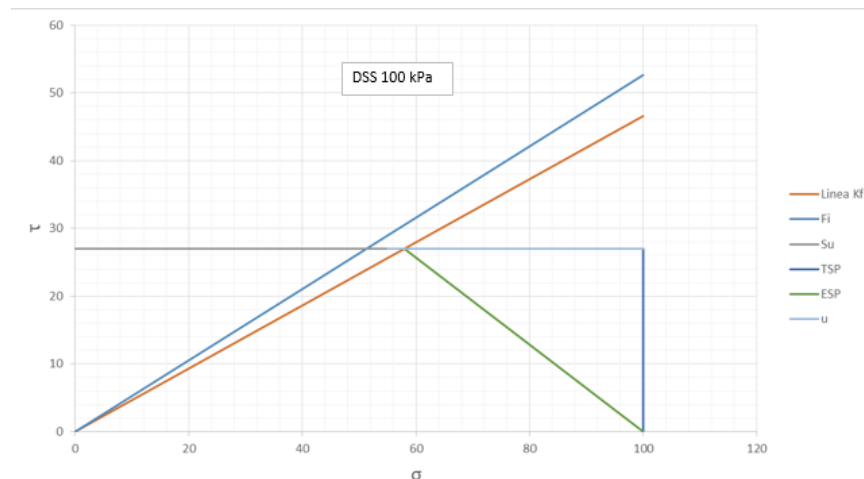


Figura 40. Trayectorias de esfuerzos muestra 5

Fuente: propia.

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

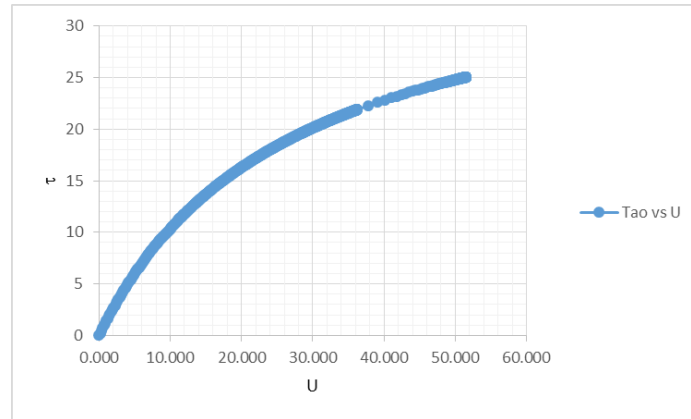


Figura 41. Correlación Resistencia al corte vs Presión de poros

Fuente: Propia

• 4.2.3 Muestra literatura 6

Datos de la muestra 6 utilizados para correr el modelo y para su verificación.

Muestra	IP	ϕ	σ_c kPa
Gulf of MexicoClay	57	27.77	200

Tabla 6. Datos de literatura 6

Fuente: Propia

- $S_u = 49.50 \text{ kPa}$ Obtenido en Fig.21

Se debe verificar si se cumple la siguiente relación, para suelos normalmente consolidados:

- $\left(\frac{S_u}{\sigma'_{v}}\right)_{NC} = \sin \phi$
- $\sin(\phi) = \sin(27.77) = 0.47$
- $\left(\frac{S_u}{\sigma'_{v}}\right)_{NC} = \left(\frac{49.5}{200}\right) = 0.25$

La ecuación anterior no se cumple, en conclusión la muestra no se encuentra normalmente consolidada

- Resultados obtenidos según el modelo

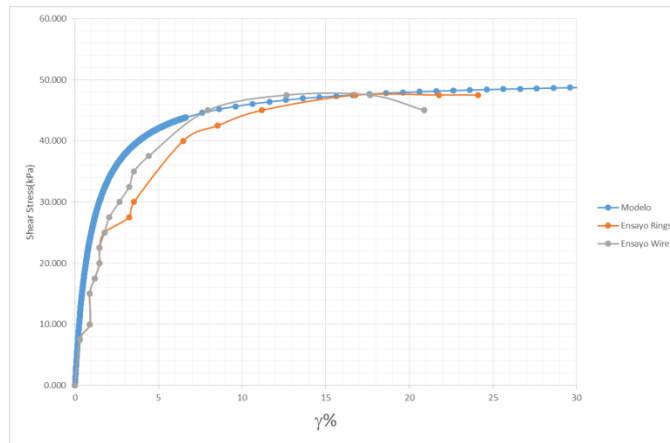


Figura 42. Resultados. Esfuerzo cortante Vs Deformación

Fuente: Propia

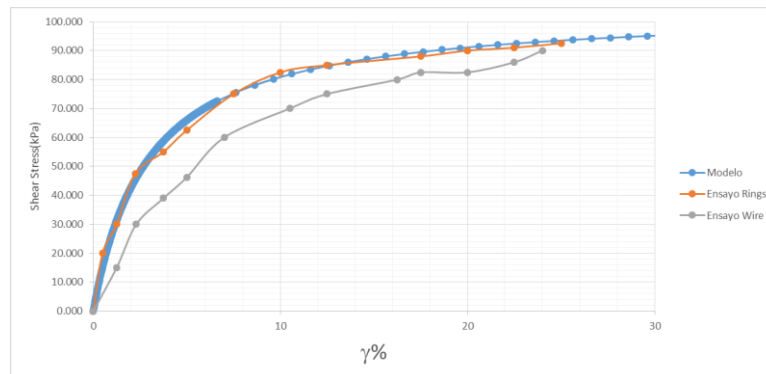


Figura 43. Resultados. Presión de Poros vs Deformación

Fuente: Propia.

La presión de poros máxima obtenida por el modelo es de $U_{max} = 92.5 \text{ kN/m}^2$ a una deformación de $\varepsilon = 22.62\%$

Y la presión de poros máxima de $U_{max} = 93.8 \text{ kN/m}^2$ calculada será demostrada en la siguiente figura

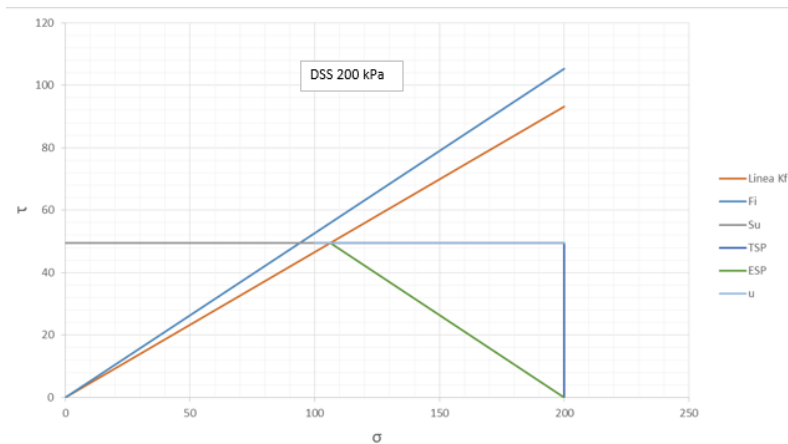


Figura 44. Trayectorias de esfuerzos muestra 6

Fuente: propia.

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

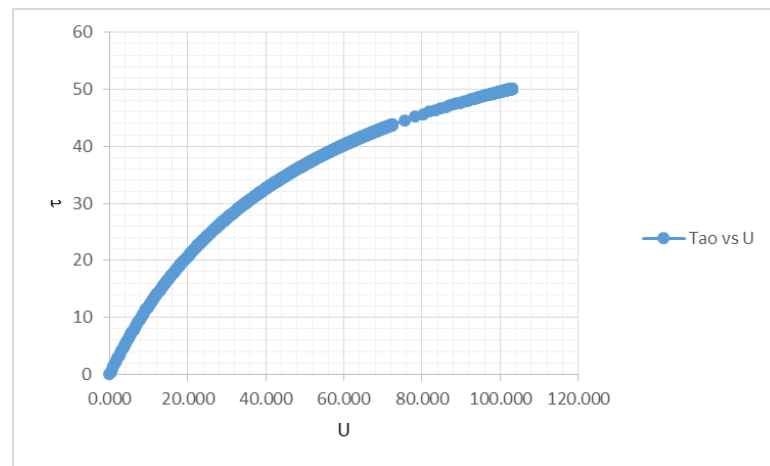


Figura 45. Correlación Resistencia al corte vs Presión de poros

Fuente: Propia.

4.3 Parámetros de las hipérbolas

Se verificó con la data utilizada en este TG, los parámetros originales que tenía el modelo para las curvas esfuerzo vs. Deformación.

Las hipérbolas esfuerzo vs. Deformación, dependen de parámetros los cuales ajustan dichas curvas a la predicción del modelo, y describen la siguiente ecuación:

$$y = \frac{x * N}{\beta + x}$$

D'Onofrio e Izarra [9], cuando realizaron la primera verificación del modelo en el 2018, obtuvieron un gráfico donde relacionaba el IP con el parámetro β , con base a la data utilizada, lo cual permitía ajustar la hipérbola al IP deseado.

IP	β
0	0.03
15	0.08
30	0.18
50	0.32
100	0.55
200	0.89

Tabla 7. Datos Parámetro β -Hipérbola Esfuerzo vs. Deformación.

Fuente: D'Onofrio e Izarra 2018

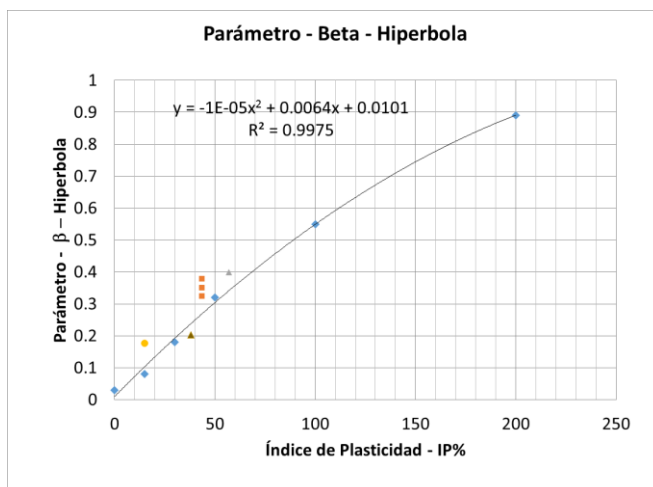


Figura 46. Correlación IP vs. Parámetro β

Fuente: D'Onofrio e Izarra 2018

El trabajo realizado con la data manejada en este TG corrobora la relación que tiene el IP con el parámetro β , lo que permitió un enriquecer la Tabla 7. Para mayor ajuste en las hipérbolas.

IP	β
0	0.0300
15	0.0800
15	0.1765
38	0.2030
43.5	0.3774
43.5	0.3235
43.5	0.3774
43.5	0.3505
43.5	0.3235
30	0.1800
50	0.3200
57	0.3996
100	0.5500
200	0.8900

Tabla 8. Datos Parámetro β -Hipérbola Esfuerzo vs. Deformación.

Fuente: Propia

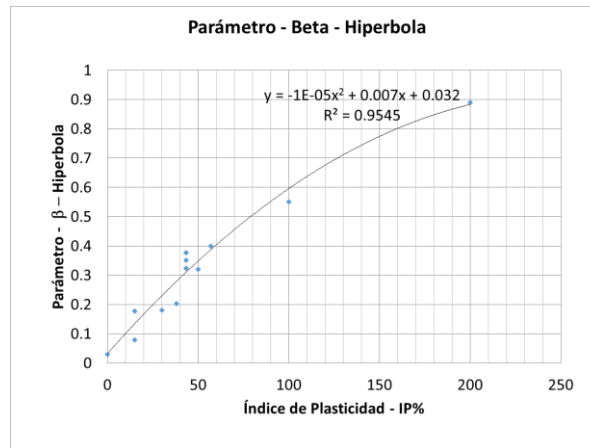


Figura 47. Correlación IP vs. Parámetro βHiperbola Esfuerzo vs. Deformación.

Fuente: propia.

Se ve claramente que ambas figuras tiene la misma tendencia, y se ajustó la ecuación anterior.

Las Hipérbolas de Presión de poros vs. Deformación, se utilizó la metodología anterior y se presentan ahora como resultado de este TG en la siguiente tabla.

IP	β	N
15	0.679	1.08
38	1.110	1.13
43.5	2.645	1.07
57	2.808	1.38

Tabla 9. Datos Parámetro β -Hiperbola Presión de poros vs Deformación.

Fuente: Propia

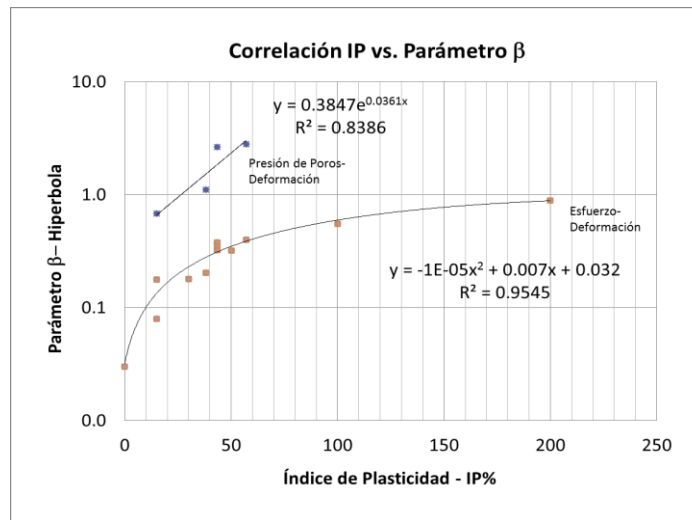


Figura 48. Correlación IP vs. Parámetro β -Hiperbola.

Fuente: propia.

Además se varió el parámetro Nu para adaptarla al desarrollo en presión de poros, es por ello que se obtuvo la correlación con dicho parámetro con el índice de plasticidad.

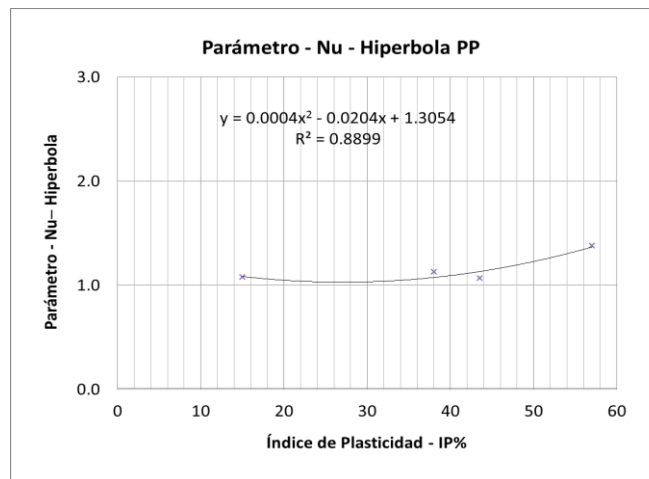


Figura 49. Correlación Parámetro Nu.

Fuente: propia.

IV. ANALISIS DE RESULTADOS

Con los resultados obtenidos por el modelo integrado de suelo, se evidencia que estos se encuentran bastante cercanos a los resultados de los ensayos, por lo que el modelo puede ser altamente predictivo, por lo que le da mayor robustez a la correlación establecida por Echezuría donde:

$$\left(\frac{Su}{\sigma'v}\right)_{NC} = \sin(\phi)$$

A demás es capaz de indicar el estado de consolidación de la muestra, es decir, si la misma se encuentra normalmente consolidada o sobreconsolidada, como fue el caso de las arcillas estudiadas en el ensayo triaxial donde la presión máxima fue mayor a la presión de consolidación utilizada en el ensayo.

Anteriormente, se conocía cómo se desplegaba la trayectoria de esfuerzos para cada ensayo, pero no cuál sería su punto final, por lo tanto había que realizar un ensayo. Con estas correlaciones que están gobernadas por el IP, y por el contenido de finos no plásticos, se puede obtener el valor de ϕ , una vez obtenido ϕ se puede hallar el valor de Su , y finalmente α , sabiendo que $\sin(\phi) = \tan(\alpha)$. Donde Su sería el punto final de la trayectoria de esfuerzos para ambos ensayos, atado conceptualmente a la teoría que el suelo recordará la relación de vacíos que tuvo por consecuencia de la máxima presión de compresión impuesta en él.

No obstante se observó como el punto máximo obtenido por el modelo, referente a las hipérbolas Presión de poros vs. Deformación, coincide con el punto máximo arrojado a las curvas obtenidas por los ensayos de laboratorio.

Al realizar el cálculo mediante las trayectorias de esfuerzos y compararlas con los resultados del modelo, la diferencia fue de décimas, lo que una vez más nos reafirma la confiabilidad de predicción del mismo.

Las hipérbolas Esfuerzo vs. Deformación dependen de parámetros los cuales ajustan dichas curvas a la predicción del modelo, se verificó que mantienen la misma tendencia, y se ajustó la ecuación original.

Para un valor de deformación el modelo arroja un valor de esfuerzo y uno de presión de poros, ya que ambos parámetros tienen como relación la deformación, esta analogía fue aprovechada utilizándola en una figura, la cual se desarrolló de forma hiperbólica, donde para cualquier valor de presión se puede conocer cuál fue su presión de poros.

Tomando como referencia la Figura 33. Es importante acotar que el modelo es idealizado, es decir, parte del concepto que la muestra se encuentra normalmente consolidada e imperturbada y el no tener coincidencia las curvas del ensayo con las curvas del modelo, indica que la muestra pudo haber sufrido alguna perturbación al momento de realizar el ensayo.

El modelo predice bastante bien los resultados de laboratorio utilizados en este estudio. Por eso es posible indicar que el mismo puede ser utilizado para anticipar el comportamiento de suelos durante las etapas de exploración y caracterización del subsuelo.

Al ocurrir la descarga del confinamiento, la relación de vacíos aumenta por la respuesta elástica del mismo, no obstante, el suelo recuerda la deformación plástica mayor a la que estuvo sometido y responde de acuerdo con la misma. 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 gráfico obtenido por el modelo presenta como resultado, en términos de Presión de poros vs. Deformación una hipérbola en función de la presión de poros máximas, extraída de la diferencia entre trayectorias de esfuerzos y con parámetros diferentes a la hipérbola Esfuerzo vs. Deformación. Esto corrobora lo indicado por Skempton, en el sentido de que la presión de poros depende del nivel de corte al que el suelo es sometido. Eso aplica tanto para ensayos TX como DSS.

V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

5.1. Conclusiones.

Los criterios y correlaciones integradas entre los parámetros del suelo plástico sometido a corte no drenado, utilizado en el modelo Echezuria [1] nuevamente verifican la robustez de estas interrelaciones entre parámetros lo cual es un elemento fundamental para la caracterización de suelos. Fue verificado con información disponible en la literatura, para ensayos de corte simple y corte Triaxial. De nuevo se verifica en este TG, que las curvas hiperbólicas para la presión de poros dependen exclusivamente del IP y del estado de consolidación del suelo, tal como sucede en las curvas Esfuerzo vs. Deformación. A continuación se enumeran estas interrelaciones fundamentales del modelo relacionadas a la presión de poros lo cual era el objetivo de este trabajo de grado:

Se verificó con data experimental existente en la literatura, que la respuesta de la presión de poros con la deformación durante el corte no drenado es hiperbólica. El comportamiento aplica para el ensayo de corte simple como para corte Triaxial.

Se verificó y se actualizaron los parámetros para predicción de curvas esfuerzo deformación utilizando esta nueva data que enriquece la data original utilizada para la formulación inicial del modelo.

Se definieron los parámetros de las hipérbolas que permiten predecir la respuesta de Presión de Poros vs. Deformación, para ensayos triaxiales y de corte simple. Se verificó que existe una correlación entre el esfuerzo cortante o esfuerzo desviador dependiendo sea el ensayo, con la respuesta en presión de Poros. Dicha correlación también es hiperbólica.

Se verificó que la respuesta al corte no drenado de suelos sobreconsolidados está controlada por la relación de vacíos correspondiente al máximo esfuerzo experimentado por el suelo. Al disminuir la presión de confinamiento el suelo experimenta un rebote elástico, que no influye en su respuesta al corte y a la presión de poros, pues es el cambio plástico en la relación de vacíos el que se mantiene controlando dicha respuesta.

El estado de esfuerzos y relación de vacíos en el suelo sobreconsolidado constituyen un nuevo estado distinto del suelo, que hace que su respuesta en trayectoria de esfuerzos indique un ángulo de fricción mayor.

Se programó en Excel, las hipérbolas Presión de Poros vs. Deformación, permitiendo a los futuros usuarios predecirla presión de poros de forma rápida y sencilla, para cualquier estado de consolidación a partir del índice de plasticidad y contenido de finos no plásticos.

5.2. Recomendaciones.

1. Se recomienda seguir comparando ensayos de laboratorio con el modelo a diferentes IP, para seguir nutriendo la curva índice de plasticidad vs. Parámetro β , lo cual permitirá tener un mayor ajuste en la hipérbola Esfuerzo vs Deformación.
2. Para cada muestra se recomienda la verificación del ángulo de fricción mediante la Figura 7. ya que obtendrá mayor precisión en los resultados obtenidos.
3. Se recomienda la búsqueda de data con IP de 57 a 200 para enriquecer la tabla 8 y así obtener un mayor ajuste en la curva índice de plasticidad vs. Parámetro β , lo cual para la hipérbola Presión de Poros vs Deformación.

BIBLIOGRAFÍA

- [1] Echezurúa, H. 2018. “Integración de la plasticidad con otras propiedades del suelo para predecir respuesta al corte no drenado y asentamientos elásticos”.
- [2] Herrera Suárez, M., González Cueto, O., Iglesias Coronel, C., De la Rosa Andino, A., y Madruga Hernández, R. (2010). “Estudio de la exactitud del modelo hiperbólico de Duncan y Chan en la predicción de la relación esfuerzo deformación de tres suelos arcillosos cubanos”. Ciencias Técnicas Agropecuarias, Vol. 19 (No. 4,2010), p. 25
- [3] Herrera Suárez, M., González Cueto, O., Iglesias Coronel, C., De la Rosa Andino, A., y Madruga Hernández, R. (2010). “Estudio de la exactitud del modelo hiperbólico de Duncan y Chan en la predicción de la relación esfuerzo deformación de tres suelos arcillosos cubanos”. Ciencias Técnicas Agropecuarias, Vol. 19 (No. 4,2010), p. 25
- [4] “SUELOS: Procedimiento para la Determinación de los Coeficientes A y B de la presión de Poros .Publicado por Proyectos y apuntes teórico-prácticos de Ingeniera Civil (2011). Recuperado de: <https://www.ingenierocivilinfo.com/2011/03/suelos-procedimiento-para-la.html>”
- [5] Excel
- [6] 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
- [7] Lambe, W. y Whitman, R. (1969). SoilMechanics. (Primera Edición). Inglaterra. John Wiley and SonsLtd.
- [8] 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.
- [9] D’Onofrio, A e Izarra, G. “Verificación del comportamiento de un modelo integrado de suelos plásticos no drenados y su programación en Matlab”. Trabajo de Grado para Ingeniero Civil, Univ. Católica Andrés Bello, Caracas, Jun. 2018.