

CAPITULO I

INTRODUCCIÓN

CAPITULO I

INTRODUCCIÓN

1.1 Antecedentes

La resistencia cortante de un suelo, medida en términos de resistencia por unidad de área, representa su capacidad interna para resistir la falla y el deslizamiento a lo largo de cualquier plano interno. La determinación precisa de los parámetros que rigen esta resistencia es esencial en la mecánica de suelos, ya que contribuye significativamente a la caracterización de una zona de estudio y facilita la planificación eficiente de cimentaciones para estructuras.

En el campo de la ingeniería geotécnica, la estabilidad y seguridad de las estructuras construidas, como edificios, puentes, carreteras y presas, dependen en gran medida de la comprensión de cómo los suelos interactúan con las cargas y fuerzas aplicadas por estas estructuras. Por ende, los ingenieros geotécnicos desempeñan un papel crucial al comprender las características del suelo y las condiciones geológicas locales para diseñar medidas de mitigación y estabilización que protejan a las personas y las obras con posibles riesgos por falla.

En este contexto, la investigación se enfoca en evaluar el comportamiento esfuerzo-deformación de los suelos del Valle Central de Tarija mediante pruebas de laboratorio, como es el ensayo de Corte Directo y el ensayo Triaxial. Estos hallazgos no solo tienen implicaciones importantes en el diseño de estructuras de ingeniería y la planificación de proyectos de construcción en esta área específica, sino que también contribuyen al avance del conocimiento en el campo de la ingeniería geotécnica.

El Valle Central de Tarija, caracterizado por una topografía variada y una geología principalmente compuesta por suelos finos, presenta desafíos únicos para la ingeniería geotécnica. Los suelos de esta región exhiben una amplia gama de propiedades

mecánicas que pueden influir en su comportamiento ante cargas externas y condiciones ambientales cambiantes, lo que subraya la importancia de comprender en profundidad sus características físicas y mecánicas.

La comprensión de las propiedades fisicomecánicas de los suelos, como su densidad, plasticidad y resistencia al corte, es crucial para el diseño y la ejecución exitosa de obras de ingeniería en la región. Los datos obtenidos de este estudio no solo amplían nuestra comprensión del comportamiento de los suelos en el Valle Central de Tarija, sino que también proporcionan información fundamental para la toma de decisiones geotécnicas fundamentadas y proactivas en obras civiles como fundaciones, excavaciones y movimientos de tierras.

En resumen, este enfoque proactivo en la planificación geotécnica no solo facilita la toma de decisiones y la implementación de medidas preventivas, sino que también garantiza la sostenibilidad y seguridad de las futuras obras en la zona de estudio, proporcionando una base sólida para la gestión eficiente de la ingeniería civil y la infraestructura urbana.

1.2 Descripción del problema

Los suelos arcillosos se distinguen por su notable capacidad de absorción de grandes cantidades de agua, especialmente durante la temporada húmeda, debido a su elevada porosidad. Este comportamiento los hace propensos a perder resistencia, generando complicaciones significativas en proyectos de obras civiles. La pérdida de resistencia se manifiesta de manera destacada cuando estos suelos son sometidos a cargas, resultando en deformaciones notables que incluyen hundimientos, formación de grietas, entre otros.

Durante la temporada seca, estos suelos experimentan una pérdida de humedad, lo que los vuelve altamente resistentes y conlleva a una inestabilidad volumétrica. Esta

inestabilidad puede provocar fallas críticas en las obras civiles cimentadas sobre este tipo de suelo. La reducción de esfuerzos debida al aumento de la humedad, así como la formación de grietas por la pérdida de humedad, son factores que pueden resultar en un deterioro progresivo. Es crucial reconocer que estos fenómenos pueden ser catastróficos a largo plazo si el suelo llega a fallar, subrayando la importancia de comprender y abordar las características específicas de los suelos arcillosos en el diseño y la ejecución de obras civiles.

La respuesta de una masa de suelo a los esfuerzos aplicados está intrínsecamente influenciada por una variedad de factores inherentes a su génesis y estado circunstancial. Entre estos factores, es crucial considerar con precisión aspectos como el tamaño de las partículas, plasticidad, permeabilidad, densidad, compacidad, cohesión y contenido de humedad natural. Estos elementos, cuando se determinan de manera precisa, ofrecen la base necesaria para llevar a cabo un análisis exhaustivo de su influencia sobre el comportamiento y deformación del suelo.

La interacción compleja de estos factores es fundamental para comprender cómo la masa de suelo responderá a los esfuerzos aplicados. La determinación meticulosa de estas propiedades es esencial para evaluar adecuadamente la estabilidad, resistencia y deformación de los suelos en diversas condiciones. Este enfoque preciso en la caracterización del suelo sienta las bases para un análisis geotécnico efectivo y proporciona información valiosa para el diseño y la ejecución exitosa de proyectos de ingeniería civil.

La capacidad del suelo natural sobre el cual se funda cualquier obra civil es esencial, ya que debe ser capaz de resistir los esfuerzos generados por la estructura. Esto implica que el suelo pueda experimentar deformaciones sin llegar a una falla catastrófica.

Sin embargo, no siempre se encuentra disponible el suelo adecuado que garantice la estabilidad y durabilidad necesarias para la obra civil en cuestión. Esta realidad lleva al proyectista a tomar decisiones críticas durante el diseño, donde se deben considerar cuidadosamente las características geotécnicas del suelo disponible y, en caso necesario, implementar medidas como la mejora del terreno o la selección de técnicas

de cimentación específicas. La toma de decisiones documentadas en base a los estudios de los suelos en esta etapa es fundamental para asegurar la integridad estructural y la durabilidad de la obra civil planificada.

La determinación de la relación esfuerzo-deformación de los suelos puede llevarse a cabo mediante diversas pruebas de laboratorio, entre las cuales destacan el ensayo de corte directo y la prueba triaxial, ambas seleccionadas como objeto de estudio en la presente investigación.

La carencia de estudios previos relacionados con el comportamiento de la relación esfuerzo-deformación de los suelos en el área de estudio plantea un desafío significativo, ya que esta falta de información impide el análisis y diseño efectivo de estructuras. Como respuesta a esta situación, surge la necesidad de explorar y evaluar el comportamiento de la relación esfuerzo-deformación de los suelos en la zona de estudio. Este enfoque no solo colma una brecha de conocimiento en el área, sino que también representa una contribución sustancial al avance de la ciencia geotécnica y a la mejora de la capacidad predictiva en el diseño de estructuras en la región.

La exploración de relaciones entre diferentes parámetros geotécnicos, y el estudio de modelos constitutivos de esfuerzo-deformación, constituyen pilares fundamentales de esta investigación. A través de un enfoque multidisciplinario que combina métodos de laboratorio con análisis teóricos y modelización computacional, se concreta una comprensión integral del comportamiento geotécnico de los suelos del Valle Central de Tarija. Esta comprensión no solo contribuye al desarrollo de soluciones de ingeniería más efectivas y sostenibles en la región, sino que también aporta al avance del conocimiento en el campo de la ingeniería geotécnica a nivel global.

Figura 1. Banco barrio San Blas



Elaboración propia

1.2 Planteamiento del problema

Por ende, considerando la problemática expuesta anteriormente, el problema científico de la investigación se formula en términos de las siguientes preguntas:

1. ¿Cuáles son los indicadores estadísticos más importantes relacionados con las propiedades básicas de los suelos y la resistencia al corte expresada en términos del ángulo de fricción interna y de la cohesión?
2. ¿Cuáles son las ecuaciones que relacionan el índice plástico con el límite líquido y su ubicación en la carta de plasticidad?
3. ¿Qué valores adoptan los módulos elástico inicial y secante para cada una de las muestras estudiadas?
4. ¿Existe correlación entre el módulo elástico y el esfuerzo de confinamiento y cuáles son los modelos matemáticos correspondientes?
5. ¿Qué forma matemática, expresada en términos de ecuaciones o modelos, adoptan las relaciones esfuerzo-deformación unitaria, conocidas como modelos

constitutivos?

6. ¿Qué otras correlaciones entre las diferentes variables, medidas experimentalmente, se pueden formular?

1.3 Justificación del problema

El Valle Central de Tarija está predominantemente compuesto por suelos arcillosos, cuyas propiedades índices, tales como la forma y tamaño de las partículas, consistencia y plasticidad (Límite Líquido LL, Límite Plástico LP y Límite de Contracción LC), actividad, consistencia inalterada, sensibilidad, entre otras, no han sido completamente estudiadas hasta la fecha. Estos aspectos están estrechamente vinculados a la presencia de agua y al comportamiento de los minerales que conforman el suelo, factores que influyen en su comportamiento físico-mecánico.

Un aspecto destacado de los suelos en la ciudad de Tarija es su carácter fino, con un porcentaje representativo de arcilla en su composición cuyo tamaño es menor a 0,002 mm. Esta característica manifiesta una considerable cantidad de vacíos, lo que confiere a estos suelos una marcada inestabilidad volumétrica ante la presencia de agua. Estos suelos tienden a expandirse con el aumento del contenido de agua y a contraerse con su pérdida, generando diversos problemas en las obras civiles, especialmente debido a la deformación que experimentan al ser sometidos a cargas, derivada de su baja resistencia intrínseca. Este fenómeno subraya la importancia de comprender y abordar las propiedades específicas de los suelos arcillosos en la planificación y ejecución de proyectos de ingeniería civil en la región.

Das B. (2015) este autor ha abordado estos temas quien sostiene que es de suma importancia determinar el esfuerzo de falla de los suelos, ya que esta información es fundamental para el diseño de diversas estructuras, entre las que se incluyen:

- Capacidad de carga de cimentaciones superficiales, conocimiento del esfuerzo de falla es esencial para evaluar la capacidad de carga que puede soportar una

cimentación superficial, permitiendo un diseño seguro y eficiente de la estructura.

- Estabilidad de taludes naturales o de origen humano, la determinación del esfuerzo de falla es crucial para analizar y garantizar la estabilidad de taludes, ya sean de origen natural o contruidos por el hombre, contribuyendo así a prevenir deslizamientos y colapsos.
- Presión lateral del suelo para el diseño de estructuras de retención de tierras, en el diseño de estructuras de retención de tierras, como muros de contención, la comprensión del esfuerzo de falla del suelo es esencial para calcular la presión lateral y garantizar la estabilidad de la estructura.
- Capacidad de carga de pilotes y pozos perforados, para el diseño de cimentaciones profundas, como pilotes y pozos perforados, la determinación del esfuerzo de falla proporciona información crucial para evaluar la capacidad de carga y la seguridad de estas estructuras.

La capacidad de prever cómo responderán los suelos a los esfuerzos aplicados es esencial para garantizar la ejecución segura de obras civiles sin riesgo de falla. La comprensión detallada del comportamiento esfuerzo-deformación proporciona las bases para el diseño geotécnico, contribuyendo a la toma de decisiones y asegurando la estabilidad y durabilidad de las estructuras en la zona de estudio.

La investigación se llevó a cabo en el laboratorio de la Universidad Autónoma Juan Misael Saracho, respaldado por el compromiso de la institución con la investigación y la extensión, a través de la carrera de Ingeniería Civil. Dado que soy parte del plantel docente de dicho programa, se contó con el respaldo y la infraestructura necesaria para llevar a cabo las pruebas de laboratorio de manera eficiente y precisa que proporcionaron un entorno apropiado para la realización exitosa de la investigación sobre el comportamiento esfuerzo-deformación de los suelos en la zona de estudio.

El resultado de la investigación se divulgará como un instrumento de referencia de información de acceso público, destinado a ser utilizado en futuros proyectos donde

sea necesario determinar el comportamiento de los suelos en relación con el esfuerzo-deformación. Este recurso proporcionará una descripción del comportamiento del suelo más cercana a la realidad, permitiendo prever el esfuerzo máximo al cual el suelo estará sometido antes de experimentar una falla.

La disponibilidad pública de esta investigación tiene como objetivo principal ofrecer una herramienta valiosa para el diseño seguro y eficiente de obras civiles. Al prever y comprender el comportamiento esfuerzo-deformación de los suelos, los profesionales involucrados en proyectos futuros podrán tomar decisiones documentadas, garantizando así la seguridad y la estabilidad de las construcciones en la zona de estudio y más allá.

1.5 Objetivos de la investigación

En el contexto que se formula se tiene los principales objetivos para la investigación, que serán desarrollados como objetivo general y objetivos específicos.

1.5.1 Objetivo general

“Investigar el comportamiento Esfuerzo – Deformación de suelos en el Distrito 12 de la ciudad de Tarija, ubicado en el Valle Central en base a la prueba Triaxial”, para determinar parámetros de utilidad teórica y práctica.

1.5.2 Objetivos específicos

Los objetivos específicos que nos permitirán concretar el objetivo general se plantean de la siguiente manera:

- a) Caracterizar los suelos finos del Distrito 12 de la ciudad de Tarija, ubicado en el Valle Central de Tarija, determinando sus propiedades plásticas y sus

parámetros fundamentales relacionados con la prueba de corte directo y triaxial, calculando, además los indicadores estadísticos más relevantes.

- b) Ubicar a los suelos estudiados en la carta de plasticidad, formulando la relación matemática lineal entre el índice de plasticidad y el límite líquido.
- c) Determinar los módulos elásticos inicial y secante de las arcillas y limos, utilizando las relaciones esfuerzo-deformación unitaria provenientes de los ensayos del laboratorio.
- d) Formular las correlaciones y modelos matemáticos entre el módulo elástico E y el esfuerzo de confinamiento σ_3 .
- e) Formular modelos constitutivos específicos para los suelos del Valle Central de Tarija (arcillas y limos) que expresan la relación matemática no lineal entre los esfuerzos y las deformaciones unitarias.
- f) Probar y formular otras correlaciones entre las diferentes variables provenientes de las mediciones experimentales.

1.5.3 Hipótesis

Dada la naturaleza de la hipótesis, que se basa en un problema científico específico, se puede formular de la siguiente manera:

“El comportamiento del fenómeno Esfuerzo–Deformación y otros hallazgos asociados a los suelos del área de estudio, no tiene la validez generalizada, sino que son una función del origen, comportamiento, composición y otras variables de estos suelos”.

1.5.4 Limitaciones del estudio

Una limitante importante es la disponibilidad de los equipos a tiempo completo para el desarrollo de la investigación.

Otro aspecto importante es el número de puntos de muestreo que será necesario realizar.

El modelo constitutivo generado será solo aplicable para las condiciones en las cuales este fue desarrollado.

CAPITULO II

ESFUERZO DEFORMACIÓN EN SUELOS COHESIVOS

CAPÍTULO II

ESFUERZO - DEFORMACIÓN EN SUELOS COHESIVOS

2.1 Introducción

Es de particular interés para el desarrollo de esta investigación evaluar el comportamiento esfuerzo - deformación de los suelos del Valle Central de Tarija, zona en la que predomina el suelo fino.

Para determinar la relación esfuerzo-deformación de un suelo, es imperativo someterlo a pruebas de resistencia al corte en laboratorio, durante las cuales se registran de manera gradual los esfuerzos a los que el suelo se ve sometido y las deformaciones correspondientes, hasta alcanzar un punto crítico donde se produce la falla y el suelo pierde su resistencia.

En el marco de la presente investigación, se llevarán a cabo ensayos de corte en laboratorio empleando tanto un equipo de prueba de corte directo como un equipo de prueba de corte triaxial. La resistencia al corte de los suelos desempeña un papel fundamental en diversas problemáticas de ingeniería de cimientos, abarcando aspectos como la capacidad de soporte de cimientos y pilotes poco profundos, la estabilidad de pendientes en presas y terraplenes, así como la presión lateral de la tierra en muros de contención (Das B., 2019).

Las bases teóricas, experimentales y conceptuales relacionadas con el comportamiento al corte de los suelos finos, han sido ampliamente investigadas y explicadas por diferentes investigadores. En particular, el sustento teórico de la presente investigación se basa en Das B. (2019).

Además del citado autor, hay otros investigadores que han obtenido resultados innovadores en el tratamiento teórico y experimental del esfuerzo al corte de los suelos finos.

La tesis doctoral de Bjerrum (1954), referente mundial en el campo de la Mecánica de Suelos y creador del Instituto Noruego de Geotecnia, refleja resultados experimentales al estudiar arcillas de diferentes lugares en Suiza (Bannalp clay, Uetliber clay, silty Loam, Zurich, bentonita, Zurich tile clay, Allschwyl tile clay y Zurich talus clay).

El referido autor, destaca la ventaja de optar por el ensayo triaxial en lugar del ensayo de corte directo, por aproximarse mejor a la realidad del fenómeno. Sus aportes se centran en los siguientes elementos: a) Relación entre la resistencia al corte y el esfuerzo efectivo, b) dependencia entre la resistencia al corte y la presión de consolidación, c) correlación entre la resistencia al corte y el contenido de humedad, d) condiciones especiales referidas a las arcillas normalmente consolidadas y e) resistencia al corte y propiedades físicas.

Asimismo, Kwasi, N, (1969), ha investigado las pruebas de triaxial en arenas y limos a elevadas presiones de confinamiento, presentando, al final una discusión de los resultados obtenidos, resaltando la importancia teórica y práctica de los mismos. La importancia de la resistencia al corte (triaxial) a elevadas presiones de confinamiento tiene importancia práctica dependiendo de las profundidades de las estructuras proyectadas y construidas.

En fin, Lau, W.H.W. (1988) ha estudiado el comportamiento de las arcillas en pruebas de corte simple y triaxial, haciendo una gran síntesis de la teoría básica y refiriéndose, también, a trabajos previos. Los principales ensayos experimentales realizados fueron: a) Compresión unidimensional, b) consolidación unidimensional, c) pruebas de corte simple (directo). Asimismo, estudió la trayectoria de esfuerzos en las arcillas azules y marrones de Londres.

Los cuatro autores mencionados en los párrafos precedentes, es decir, Das B. (2019), Bjerrum (1954), Kwasi, N, (1969) y Lau, W.H.W. (1988), constituyen las referencias fundamentales para construir el marco teórico que se sintetiza en los párrafos siguientes.

2.2 Criterio de falla de Mohr-Coulomb

En 1900, Mohr introdujo una teoría fundamental sobre la ruptura de materiales. Según esta teoría, la falla de un material ocurre como resultado de una combinación crítica de esfuerzo normal y esfuerzo cortante, en lugar de depender exclusivamente de cualquier valor máximo de esfuerzo normal o cortante por separado. Por consiguiente, la relación funcional entre el esfuerzo normal y el esfuerzo cortante en un plano de falla puede ser expresada de la siguiente manera:

$$\tau_f = f(\sigma) \quad 2.1$$

Donde:

τ_f = Esfuerzo cortante en el plano de falla

σ = Esfuerzo normal en el plano de falla

La envolvente de falla, definida por la ecuación anterior, se manifiesta como una curva. En la mayoría de los casos vinculados a problemas de mecánica de suelos, es adecuado aproximar el esfuerzo cortante sobre el plano de falla como una función lineal del esfuerzo normal, un concepto que remonta a Coulomb en 1776. Esta relación puede expresarse de la siguiente manera:

$$\tau_f = c + \sigma * \tan(\phi) \quad 2.2$$

Donde:

c = Cohesión

ϕ = Angulo de fricción interna

La ecuación previamente mencionada es conocida como el criterio de falla de Mohr-Coulomb. En suelos saturados, el esfuerzo normal total en un punto se obtiene sumando el esfuerzo efectivo y la presión del agua intersticial y se escribe de la siguiente manera:

$$\sigma = \sigma' + \mu \quad 2.3$$

Por ende, para adaptar la ecuación (2.2) a los principios de la mecánica de suelos, es esencial reformularla de la siguiente manera:

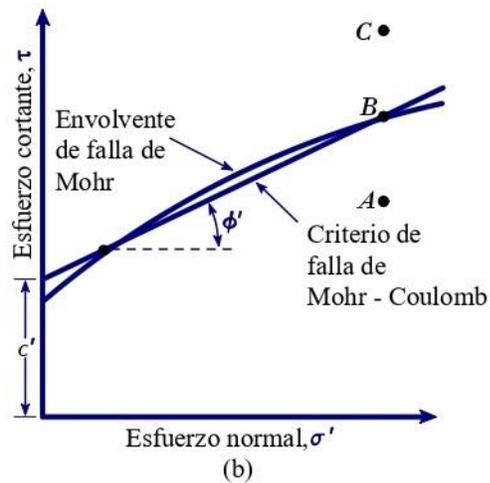
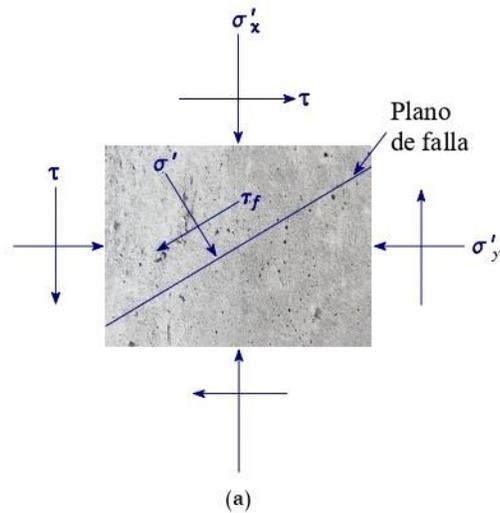
$$\tau_f = c' + (\sigma - \mu) * \tan \phi' = c' + \sigma' * \tan \phi' \quad 2.4$$

Donde:

c' = Esfuerzo de cohesión efectivo

ϕ' = Angulo de fricción efectivo

Figura 2. Envoltente de falla de Mohr y criterio de rotura de Mohr-Coulomb



(Das, 2015)

La importancia de la envolvente de falla se puede explicar de la siguiente manera: Si el esfuerzo normal y el esfuerzo cortante sobre un plano en una masa de suelo (figura 2a) son tales que se grafican como el punto A, en la figura 2b, entonces la falla de

cizallamiento o corte se produce a lo largo de ese plano. Si el esfuerzo normal y el esfuerzo cortante sobre el plano se grafican como el punto B (que cae sobre la envolvente de falla), entonces la falla de corte se producirá a lo largo de ese plano.

Es crucial destacar que un estado de esfuerzo representado por el punto C no es viable, ya que su ubicación se sitúa por encima de la envolvente de falla, esto implica que el suelo ya habría experimentado una falla por corte en esas condiciones específicas. La envolvente de falla, por lo tanto, sirve como un indicador crucial para prever las condiciones críticas en las que se produce la falla por corte en el terreno, brindando una herramienta valiosa para la evaluación y predicción de la estabilidad del suelo.

Se puede observar que el valor de c' para arena y limo inorgánico es igual a cero. En el caso de arcillas normalmente consolidadas, c' tiende a aproximarse a cero, mientras que para arcillas sobreconsolidadas, los valores de c' son mayores que cero.

En el contexto de arcillas normalmente consolidadas, el ángulo de fricción ϕ' generalmente varía entre 20° y 30° . En contraste, para arcillas sobreconsolidadas, la magnitud de ϕ' tiende a disminuir. En arcillas naturales sobreconsolidadas no cementadas, con una presión de preconsolidación aproximadamente menor a 1000 KN/m^2 , la magnitud de c' se encuentra en el intervalo de 5 a 15 KN/m^2 . Estos valores son esenciales para comprender las propiedades mecánicas de los suelos y son fundamentales en el análisis de su comportamiento ante cargas y esfuerzos externos.

2.3 Inclinación del plano de falla causado por cortante

Según el criterio de falla de Mohr-Coulomb, la falla por cortante se produce cuando el esfuerzo cortante en un plano alcanza el valor definido por la ecuación (2.4). Para determinar la inclinación del plano de falla con respecto al plano principal mayor, se hace referencia a la figura 3a, donde σ_1 y σ_3 representan, respectivamente, los esfuerzos eficaces principales mayor y menor. El plano de falla, representado como EF, forma un ángulo ϕ con el plano principal mayor.

Para obtener el ángulo ϕ y analizar la relación entre los esfuerzos σ_1 y σ_3 , se hace referencia a la figura 3b. Esta figura es una representación gráfica del círculo de Mohr correspondiente al estado de esfuerzo presentado en la figura 3a.

En la figura 3b, la línea fgh representa la envolvente de falla, definida por la relación $\tau_f = c' + \tan(\phi')$. La línea radial ab identifica el plano principal mayor (correspondiente a CD en la figura 3a), mientras que la línea radial define el plano de falla (representado por EF en la figura 3a).

Se puede demostrar que el ángulo $\text{bad} = 2\theta = 90 + \phi'$, o también se puede reescribir la ecuación de la siguiente manera:

$$\theta = 45 + \frac{\phi'}{2} \quad 2.5$$

De la figura 3 tenemos:

$$\frac{\bar{ad}}{\bar{fa}} = \sin \phi' \quad 2.6$$

$$\bar{fa} = c' \cot \phi' + \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} \quad 2.7$$

Pero también:

$$\bar{ad} = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} \quad 2.8$$

Sustituyendo las ecuaciones 2.7 y 2.8 en la ecuación 2.6 tenemos:

$$\sin \phi' = \frac{\frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2}}{c' \cot \phi' + \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2}}$$

o también,

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 \left(\frac{1 + \sin \phi'}{1 - \sin \phi'} \right) + 2c' \left(\frac{\cos \phi'}{1 - \sin \phi'} \right) \quad 2.9$$

Sin embargo,

$$\left(\frac{1 + \sin \phi'}{1 - \sin \phi'}\right) = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi'}{2}\right)$$

y,

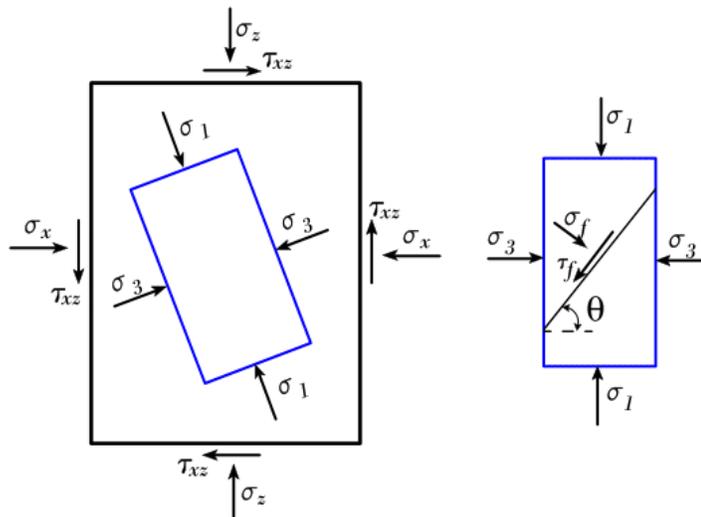
$$\left(\frac{\cos \phi'}{1 - \sin \phi'}\right) = \tan \left(45 + \frac{\phi'}{2}\right)$$

Por lo tanto,

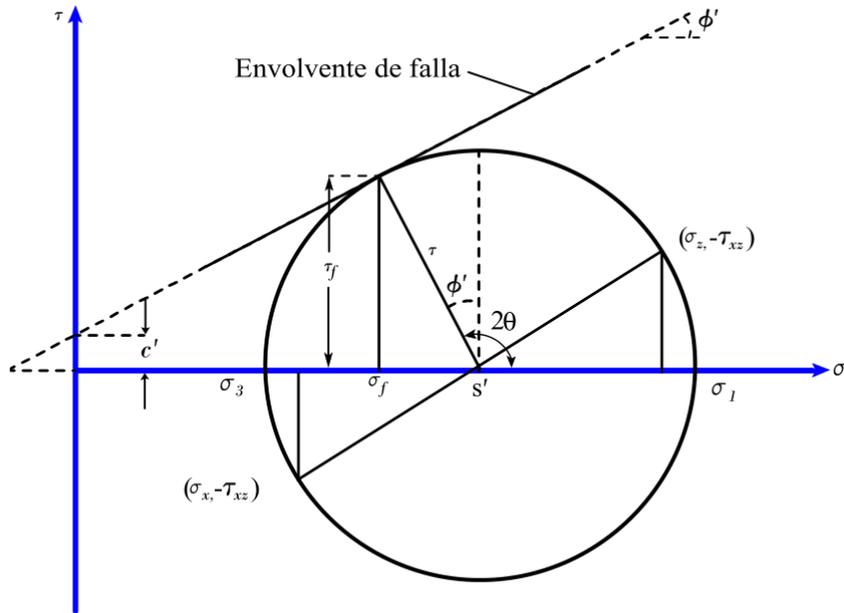
$$\sigma_1' = \sigma_3' \tan^2 \left(45 + \frac{\phi'}{2}\right) + 2c' \tan \left(45 + \frac{\phi'}{2}\right) \quad \mathbf{2.10}$$

La relación anterior representa el criterio de falla de Mohr reformulado en función de los esfuerzos de falla.

Figura 3. Inclinación del plano de falla en el suelo con respecto al plano principal mayor



(a)



(b)

(Craig, 2012)

2.4 Determinación en laboratorio de los parámetros de resistencia cortante

Los parámetros de resistencia cortante de un suelo se determinan en el laboratorio mediante dos pruebas principales: La prueba de corte directo y la prueba triaxial. En las secciones siguientes, se detallan minuciosamente los procedimientos para la realización de cada una de estas pruebas.

2.4.1 Prueba de corte directo

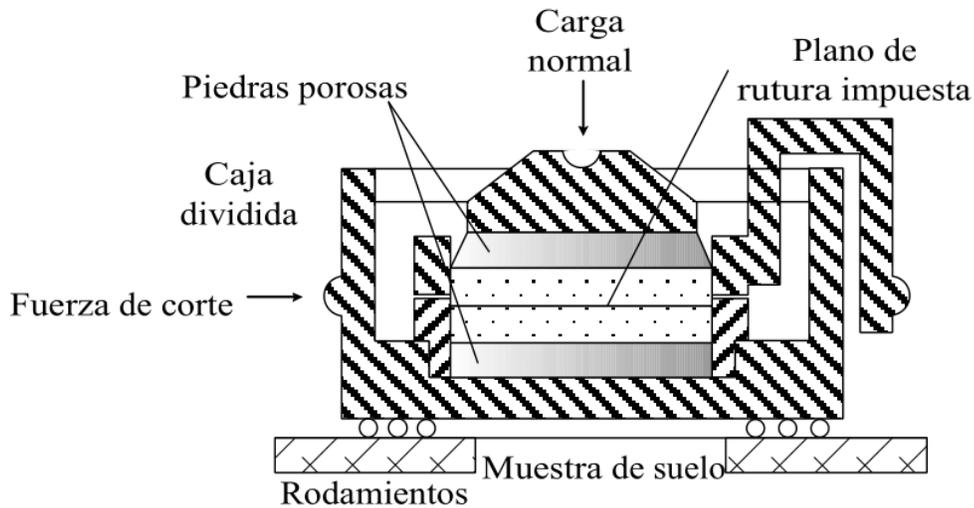
Esta prueba constituye la forma más antigua y sencilla para la determinación de los parámetros de resistencia de un suelo. En la Figura 4 se presenta un esquema del dispositivo utilizado en la prueba de corte directo. El equipo de prueba está compuesto por una caja de corte de metal que se coloca la muestra de suelo, pudiendo esta ser

cuadrada o circular. Por lo general, las dimensiones de las muestras oscilan alrededor de 20 a 25 cm² de sección transversal y de 25 a 30 mm de altura. La caja se divide horizontalmente en dos partes iguales. La fuerza normal se aplica desde la parte superior de la caja de corte, pudiendo alcanzar un esfuerzo normal de hasta 1000 KN/m² sobre las muestras. La fuerza cortante se aplica desplazando una mitad de la caja con respecto a la otra, induciendo así una falla en la muestra de suelo.

La prueba de corte puede adoptar dos modalidades, dependiendo del equipo utilizado: Esfuerzo controlado o deformación controlada, en las pruebas de esfuerzo controlado, la fuerza de corte se aplica en incrementos uniformes hasta que la muestra experimenta falla, la cual ocurre a lo largo del plano de división de la caja de corte. Tras cada carga incremental, se mide el desplazamiento cortante de la mitad superior de la caja con un indicador horizontal. El cambio en la altura de la muestra (y, por ende, el cambio de volumen) durante la prueba se obtiene a partir de las lecturas de un indicador que registra el movimiento vertical de la placa superior de carga.

A diferencia de la prueba anterior, las pruebas de deformación controlada, se emplea un motor con engranajes para aplicar una velocidad constante de desplazamiento de cizalladura a una de las mitades de la caja. La constante de velocidad de desplazamiento de corte se registra mediante un indicador de cuadrante horizontal. La fuerza de resistencia cortante del suelo, correspondiente a cualquier desplazamiento de cizalladura, se mide mediante un anillo de prueba horizontal o una celda de carga. El cambio de volumen de la muestra durante la prueba se determina de manera similar a las pruebas de esfuerzo controlado.

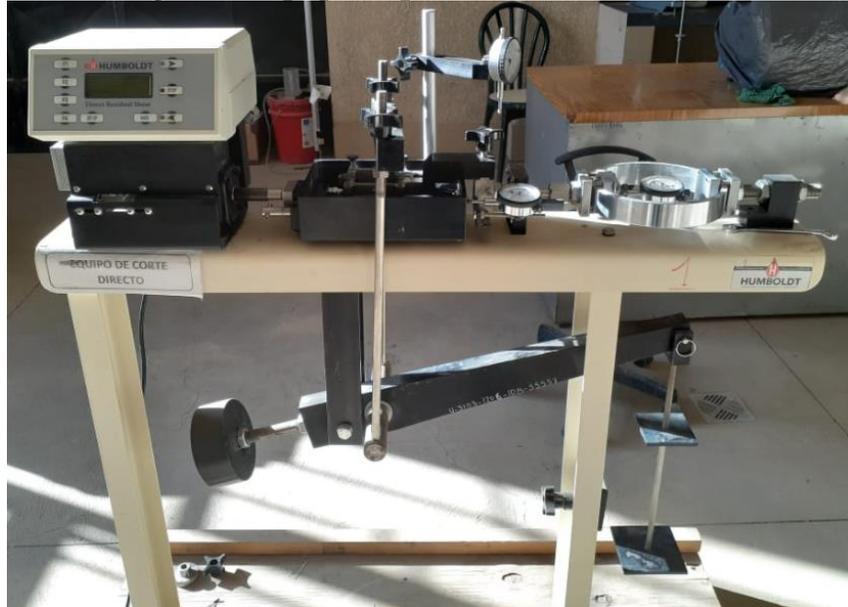
Figura 4. Diagrama de un arreglo de prueba de corte directo



(Arora, 2014)

La figura 5, es una fotografía del equipo de prueba de corte directo de deformación controlada del laboratorio de suelos de la Universidad autónoma Juan Misael Saracho. La ventaja inherente de llevar a cabo ensayos de deformación controlada radica en la capacidad de observar y graficar tanto la resistencia máxima al corte, que representa el punto de falla, como la resistencia mínima al corte, denominada resistencia última, especialmente en el caso de arenas densas. En contraste, en los ensayos de esfuerzo controlado, solo es posible observar y graficar la resistencia máxima al corte. Es crucial señalar que, en las pruebas de esfuerzo controlado, la determinación de la resistencia máxima al esfuerzo cortante puede ser aproximada. Esto se debe a que la falla ocurre en algún punto entre el aumento de carga prefalla y el aumento de la carga de falla. No obstante, es importante destacar que las pruebas de esfuerzo controlado probablemente simulan de manera más real las condiciones reales de campo en comparación con las pruebas de deformación controlada.

Figura 5. Equipo de prueba de corte directo UAJMS



(Elaboración propia)

Para una prueba determinada en suelo seco, el esfuerzo normal se puede calcular como:

$$\sigma = \sigma' = \text{esfuerzo normal} = \frac{\text{fuerza normal}}{\text{área de la sección transversal del espécimen}}$$

2.6

La resistencia al esfuerzo cortante para cualquier desplazamiento de cizalladura se puede determinar como:

$$\tau = \text{esfuerzo cortante} = \frac{\text{fuerza cortante resistente}}{\text{área de la sección transversal del espécimen}}$$

2.7

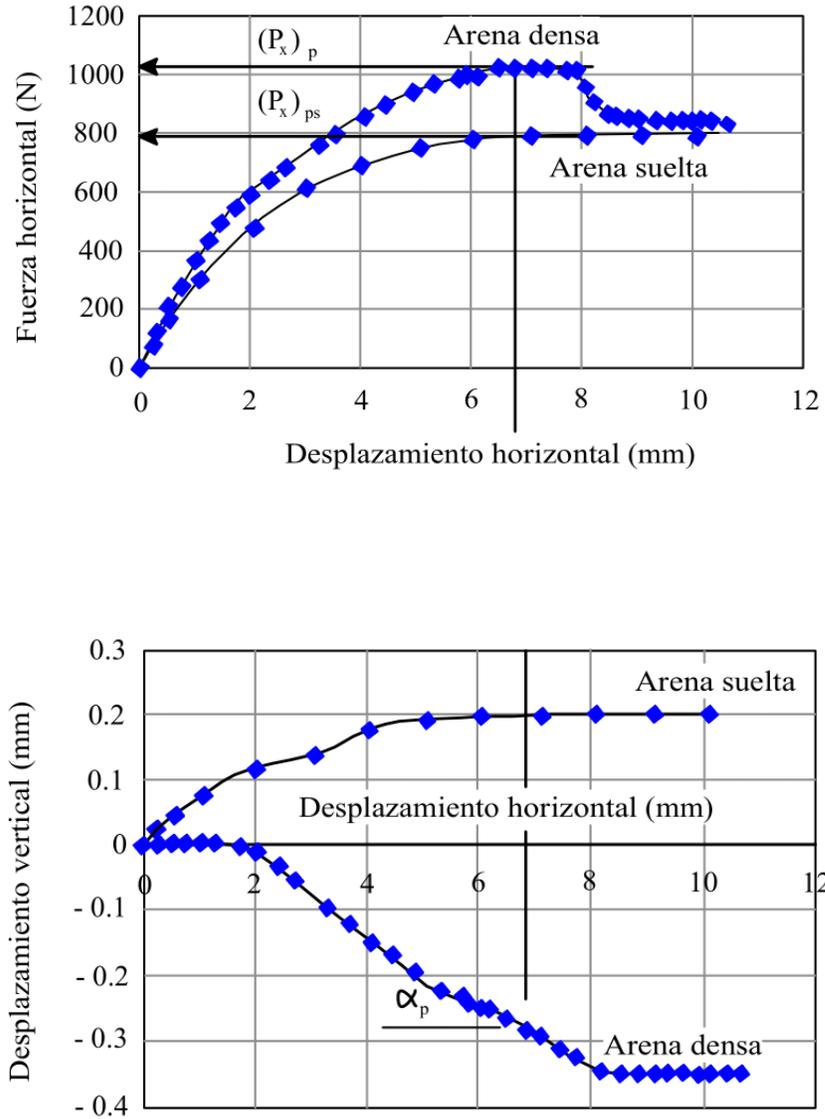
La Figura 6 presenta de manera representativa un gráfico que ilustra el esfuerzo de corte y el cambio en la altura de la muestra en función del desplazamiento cortante para arenas sueltas y densas. Estas observaciones fueron obtenidas mediante un ensayo de

deformación controlada. A partir de la Figura 6, se pueden derivar las siguientes generalizaciones con respecto a la variación de la resistencia al esfuerzo cortante en relación con el desplazamiento cortante:

- a) En arenas sueltas, se observa que la resistencia al esfuerzo cortante experimenta un aumento con el desplazamiento cortante hasta alcanzar un punto de falla, representado por el esfuerzo cortante máximo (τ_f). A partir de este punto, la resistencia al esfuerzo cortante tiende a mantenerse aproximadamente constante ante cualquier incremento adicional en el desplazamiento de cizalladura. Este comportamiento sugiere que, una vez alcanzada la condición de falla, la arena suelta exhibe una estabilidad relativa frente a mayores desplazamientos cortantes.

- b) En el caso de la arena densa, se observa un incremento en la resistencia al esfuerzo cortante a medida que progresa el desplazamiento cortante, alcanzando su punto máximo en el esfuerzo de falla (τ_f), también conocido como resistencia máxima al corte. Posteriormente a la falla, se evidencia una disminución gradual de la resistencia al esfuerzo cortante a medida que aumenta el desplazamiento de cizalladura. Finalmente, se llega a un valor constante denominado resistencia cortante última (τ_{ult}). Este comportamiento sugiere una respuesta compleja en la arena densa, donde la resistencia al corte inicialmente aumenta hasta la falla, pero luego exhibe una disminución gradual hasta alcanzar un estado de estabilidad representado por la resistencia cortante última.

Figura 6. Gráfica del esfuerzo cortante y el cambio en la altura de la muestra frente al desplazamiento cortante para arena seca suelta y densa (prueba de corte directo)



(Budhu, 2012)

Pruebas de corte directo se llevaron a cabo de manera repetida en muestras similares, aplicando diversos esfuerzos normales. Los esfuerzos normales y los valores correspondientes de τ_f , obtenidos de una serie de pruebas, se representan gráficamente. A partir de esta representación, se determinan los parámetros de resistencia cortante.

La Figura 7, exhibe la gráfica resultante de las pruebas realizadas en arena seca. La ecuación de la recta promedio obtenida a partir de los resultados experimentales es:

$$\tau_f = \sigma' \tan \phi' \quad \mathbf{2.8}$$

Donde:

$c' = 0$ para la arena

$\sigma = \sigma'$ para condiciones secas.

Por tanto, el ángulo de fricción será:

$$\phi' = \tan^{-1} \left(\frac{\tau_f}{\sigma'} \right) \quad \mathbf{2.9}$$

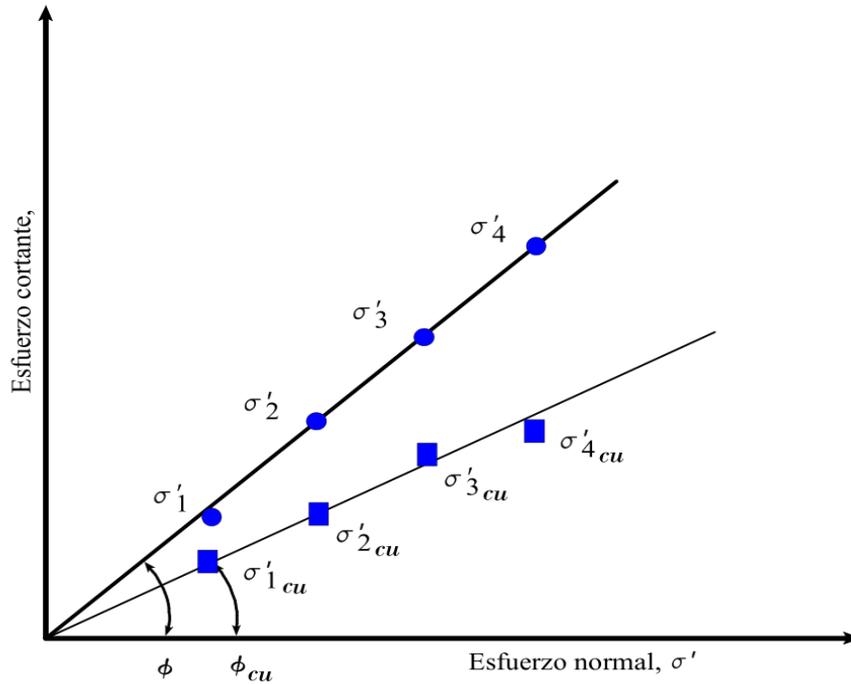
Si se tiene información sobre la variación de la resistencia cortante final (τ_{ult}) en función del esfuerzo normal, dicha relación puede ser representada, como se ilustra en la Figura 7. La gráfica promedio puede expresarse mediante la siguiente ecuación:

$$\tau_{ult} = \sigma' \tan \phi'_{ult} \quad \mathbf{2.10}$$

O también,

$$\phi'_{ult} = \tan^{-1} \left(\frac{\tau_{ult}}{\sigma'} \right) \quad \mathbf{2.11}$$

Figura 7. Determinación de los ángulos de fricción máximos y últimos a partir de ensayos de corte directo



(Das, 2019)

2.4.1.1 Prueba drenada de corte directo sobre arena y arcilla saturadas

La caja de corte que alberga la muestra de suelo se ubica comúnmente en un recipiente lleno de agua para lograr la saturación de la muestra. En el desarrollo de la prueba de corte directo, se opta por un enfoque drenado, aplicando la carga de manera gradual. Esta metodología asegura que la presión excesiva del agua intersticial, generada dentro del suelo, se disipe por completo mediante el proceso de drenaje. La eliminación del agua intersticial de la muestra se lleva a cabo a través de dos rocas porosas, como se ilustra en la figura 4.

Debido a la alta conductividad hidráulica de la arena, la presión excesiva del agua intersticial generada por la carga, tanto normal como de cizallamiento, se disipa de manera rápida. En consecuencia, para velocidades de carga normales, se establecen esencialmente condiciones de drenaje completo. En el caso de una prueba de corte

directo con drenaje en arena saturada, el ángulo de fricción "f" obtenido será idéntico al de una muestra comparable de arena seca.

La conductividad hidráulica de la arcilla es significativamente menor en comparación con la de la arena. Cuando se somete una muestra de suelo arcilloso a una carga normal, se requiere un periodo de tiempo considerable para lograr la consolidación completa, es decir, la disipación total del exceso de presión del agua intersticial. Por esta razón, la aplicación de la carga cortante debe realizarse a un ritmo extremadamente lento. En consecuencia, la duración de la prueba puede extenderse de 2 a 5 días.

En definitiva, la prueba de corte directo, aunque es más fácil de llevar a cabo, presenta ciertas limitaciones intrínsecas que plantean interrogantes sobre la fiabilidad de los resultados obtenidos tal como lo manifiesta Das, 2019. Esta incertidumbre surge porque en esta prueba, el suelo no se permite fallar a lo largo de su plano más débil, sino que se ve obligado a fallar a lo largo del plano de separación de la caja de corte. Además, la distribución del esfuerzo cortante sobre el plano de falla de la muestra no es uniforme. A pesar de estas deficiencias, la prueba de corte directo sigue siendo la opción más sencilla y económica, especialmente para suelos arenosos en estado seco o saturado.

En muchos casos relacionados con el diseño de cimentaciones, resulta necesario determinar el ángulo de fricción entre el suelo y el material en el cual se construirá la base (ver figura 8).

El material de cimentación puede ser de materiales diferentes, como concreto, acero o madera. La resistencia cortante a lo largo de la superficie de contacto entre el suelo y la cimentación puede expresarse de la siguiente manera:

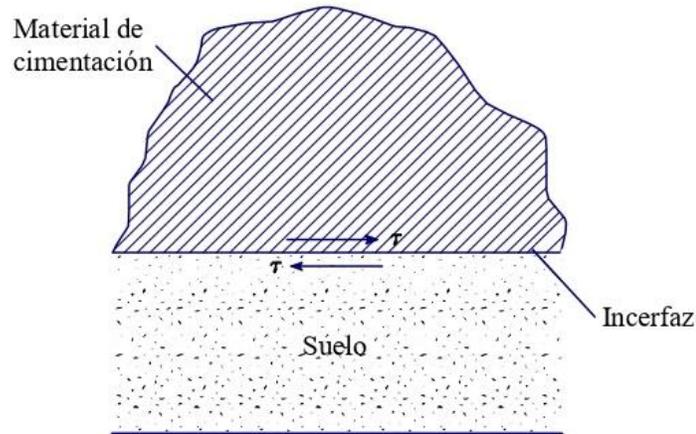
$$\tau_f = c'_a + \sigma' \tan \delta' \quad \mathbf{2.12}$$

Donde:

c'_a = adhesión

δ' = ángulo efectivo de fricción entre el suelo y el material de cimentación

Figura 8. Interfaz de un material de cimentación y el suelo

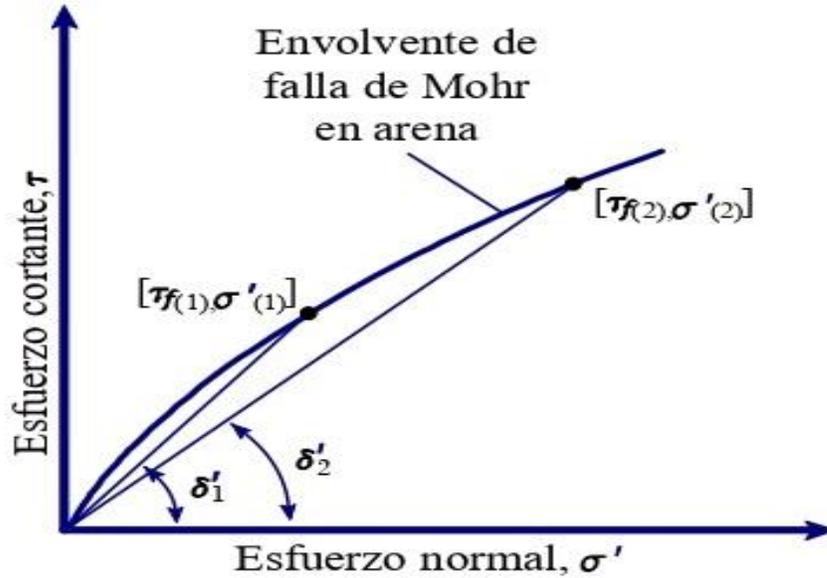


(Das, 2013)

La prueba de corte directo proporciona una notable ventaja al permitir la determinación conveniente de los parámetros de resistencia cortante entre un suelo y un material de cimentación. En este procedimiento, el material de cimentación puede ser posicionado en la base de la caja de la prueba de corte directo, mientras que el suelo se dispone encima de él (es decir, en la parte superior de la caja), facilitando así la realización de la prueba de manera convencional.

Es fundamental tener en cuenta que las relaciones para el ángulo de fricción efectivo (ϕ') y la deformación angular (δ') variarán en función de la magnitud del esfuerzo normal efectivo (σ'). Esta variación puede explicarse en la figura 9.

Figura 9. Naturaleza curvilínea de la envolvente de falla de Mohr en arena



(Das, 2015)

Si, se realiza una prueba de corte directo con un esfuerzo normal efectivo σ' igual a $\sigma'_{(1)}$, la resistencia cortante resultante será $\tau_{f(1)}$, por tanto:

$$\delta' = \delta'_{1} = \tan^{-1} \left(\frac{\tau_{f(1)}}{\sigma'_{(1)}} \right)$$

De la misma manera si se lleva a cabo otra prueba con σ' igual a $\sigma'_{(2)}$, entonces:

$$\delta' = \delta'_{2} = \tan^{-1} \left(\frac{\tau_{f(2)}}{\sigma'_{(2)}} \right)$$

Esto se puede observar en la figura 9 donde δ'_{2} es menor a δ'_{1} .

2.4.2 Prueba triaxial de corte

La prueba triaxial de corte destaca como uno de los métodos más confiables disponibles para la determinación de los parámetros de resistencia cortante en suelos. Su amplio uso en investigaciones y pruebas convencionales respalda su reputación de confiabilidad. Diversas razones respaldan la consideración de esta prueba como un estándar confiable, entre las cuales se incluyen:

- a) La prueba triaxial de corte ofrece información valiosa sobre el comportamiento esfuerzo-deformación del suelo que no se obtiene mediante la prueba de corte directo. Mientras que el ensayo de corte directo proporciona una visión más limitada al evaluar la resistencia al corte en condiciones de deformación constante, la prueba triaxial permite estudiar cómo varían los esfuerzos y las deformaciones en el suelo bajo diferentes condiciones de carga y confinamiento. En particular, la prueba triaxial facilita la observación de la respuesta del suelo a diferentes niveles de esfuerzo y permite la identificación de la consolidación y la rotura del suelo en condiciones tridimensionales. Esta capacidad para analizar el comportamiento del suelo en un rango más amplio de condiciones de carga y confinamiento hace que la prueba triaxial sea fundamental para comprender aspectos más complejos del comportamiento esfuerzo-deformación que pueden pasar desapercibidos en la prueba de corte directo.
- b) Tiene la ventaja de proporcionar condiciones de esfuerzo más uniformes en comparación con la prueba de corte directo, logrando esto al concentrar los esfuerzos a lo largo del plano de falla. En el ensayo de corte directo, la distribución de esfuerzos puede ser menos homogénea, lo que puede llevar a resultados menos precisos o representativos. En cambio, la prueba triaxial permite un control más efectivo de las condiciones de esfuerzo al confinar la muestra de suelo axialmente y radialmente. Este enfoque ayuda a minimizar

irregularidades en la distribución de esfuerzos, asegurando una mayor uniformidad a lo largo del plano de falla. Como resultado, se obtiene una representación más precisa y confiable de la resistencia cortante del suelo bajo condiciones de carga específicas.

- c) Ofrece una mayor flexibilidad en cuanto a la trayectoria de carga, en comparación con la prueba de corte directo. Esta flexibilidad se refiere a la capacidad de aplicar diferentes combinaciones de esfuerzos principal y de confinamiento, permitiendo así explorar una variedad de escenarios de carga. En el ensayo triaxial, es posible realizar pruebas bajo condiciones de confinamiento variable, lo que brinda la posibilidad de examinar el comportamiento del suelo en situaciones más realistas y diversas. Esta capacidad para ajustar la trayectoria de carga facilita la obtención de datos más completos sobre la respuesta del suelo a diferentes condiciones de esfuerzo, lo que resulta fundamental para comprender su comportamiento en contextos más representativos de situaciones reales. En contraste, la prueba de corte directo generalmente ofrece una limitada variación de condiciones de carga en comparación con el ensayo triaxial.

En la Figura 10 se presenta un esquema que ilustra la disposición típica de la prueba triaxial.

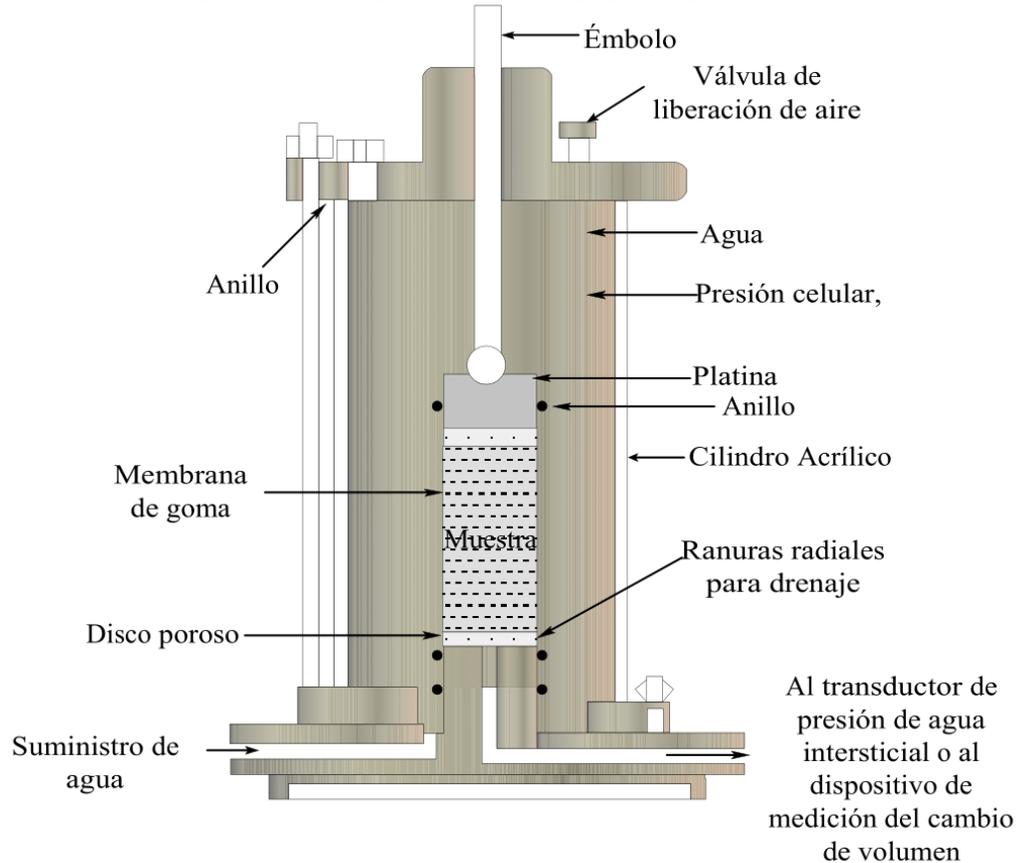
En la prueba triaxial de corte, se utiliza comúnmente una muestra de suelo con un diámetro de 38 mm y una longitud de 76 mm. La muestra se encapsula en una membrana delgada de hule y se introduce en una cámara cilíndrica de plástico, generalmente llenada con agua o glicerina. Esta cámara actúa como un medio de confinamiento, y se aplica una presión al fluido en su interior para confinar la muestra. Cabe destacar que, en ocasiones, se utiliza aire como medio de compresión.

Para inducir la falla cortante en la muestra, se aplica un esfuerzo axial mediante un pistón de carga vertical, a veces denominado esfuerzo desviador. La aplicación de este esfuerzo se lleva a cabo de una de dos maneras:

- a) La falla de la muestra en la prueba triaxial se induce mediante la aplicación de pesos muertos o presión hidráulica en incrementos iguales. Este proceso implica someter la muestra a cargas gradualmente crecientes hasta que se alcanza el punto de falla. Es importante destacar que la deformación axial de la muestra, como resultado de la carga aplicada a través del pistón, se mide con precisión mediante un indicador de cuadrante. Este indicador permite registrar y analizar la respuesta de la muestra a medida que se incrementa la carga, proporcionando información crucial sobre el comportamiento esfuerzo-deformación del suelo durante el ensayo triaxial.

- b) En contraste, otra modalidad de la prueba triaxial implica la aplicación de deformación axial a una velocidad constante mediante un reductor o una prensa hidráulica de carga. En este caso, se trata de una prueba de deformación controlada, donde la carga axial se aplica de manera precisa por el pistón de carga, correspondiendo a una velocidad específica de deformación axial. Esta velocidad controlada permite una evaluación detallada del comportamiento del suelo en función de la deformación aplicada. Durante este procedimiento, la carga axial aplicada por el pistón se mide con precisión mediante un anillo de prueba o una célula de carga que está conectada al pistón. Este componente adicional facilita la obtención de datos cuantitativos precisos sobre la relación entre la carga aplicada y la deformación axial, ofreciendo así una comprensión más profunda del comportamiento del suelo en condiciones específicas de deformación controlada durante la prueba triaxial.

Figura 10. Diagrama de un equipo de prueba triaxial



(Budhu, 2012)

Además, se incluyen conexiones que permiten la medición del drenaje tanto dentro como fuera de la muestra, así como la medición de la presión del agua intersticial, según las condiciones específicas de la prueba. En términos generales, se llevan a cabo tres tipos estándar de pruebas triaxiales:

- a) Prueba consolidada-drenada o prueba drenada (prueba CD): Este tipo de prueba implica la consolidación previa de la muestra, seguida de la aplicación de esfuerzos de corte y la posibilidad de drenaje durante la carga.
- b) Prueba consolidada-no drenada (prueba CU): En este caso, la muestra se consolida antes de aplicar los esfuerzos de corte, pero no se permite el drenaje

durante la carga. La presión intersticial se mide para evaluar el comportamiento del suelo bajo condiciones de carga sin drenaje.

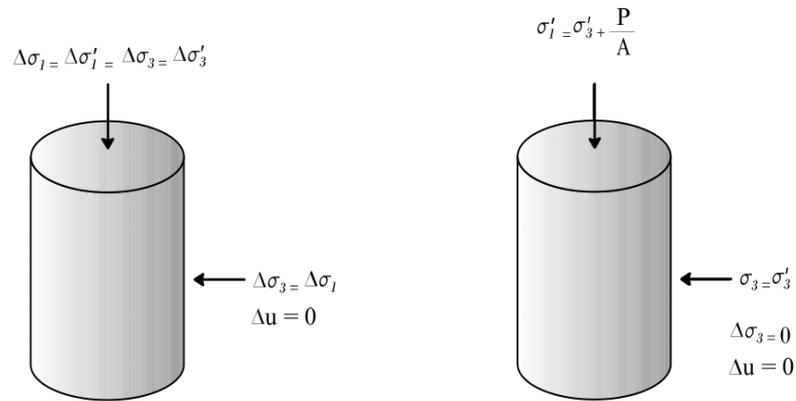
- c) Prueba no consolidada-no drenada o prueba no drenada (prueba UU): Esta prueba se caracteriza por la ausencia de consolidación previa y la restricción del drenaje durante la aplicación de esfuerzos de corte. La presión intersticial también se mide para analizar el comportamiento del suelo sin consolidación y sin drenaje.

A continuación, se describe cada una de las pruebas.

2.4.2.1 Prueba consolidada-drenada

En la prueba consolidada-drenada, el procedimiento comienza con la aplicación de una presión de confinamiento envolvente, σ_3 , inducida por la compresión del fluido en la cámara (ver Figura 11). Conforme se incrementa la presión de confinamiento, la presión de agua intersticial en la muestra aumenta debido al incremento en la presión efectiva (u_e). Este proceso inicial de consolidación crea condiciones propicias para la posterior aplicación de esfuerzos de corte, permitiendo simultáneamente el drenaje del agua intersticial durante la carga.

Figura 11. Prueba triaxial consolidada-drenada: (a) Fase de consolidación (b) aplicación del esfuerzo desviador



(Budhu, 2012)

Este incremento en la presión del agua intersticial puede expresarse en forma de un parámetro adimensional:

$$B = \frac{\mu_c}{\sigma_3} \quad 2.13$$

Donde:

B = parámetro de Skempton para la presión de poro (Skempton, 1954).

En el caso de suelos blandos saturados, se observa que el parámetro B tiende a aproximarse a 1. No obstante, para suelos rígidos saturados, la magnitud de B puede ser inferior a 1. Black y Lee (1973) han proporcionado valores teóricos de B para diversos tipos de suelos en condiciones de saturación completa, los cuales se detallan en la tabla 1.

Tabla 1. Valores teóricos de B a saturación completa

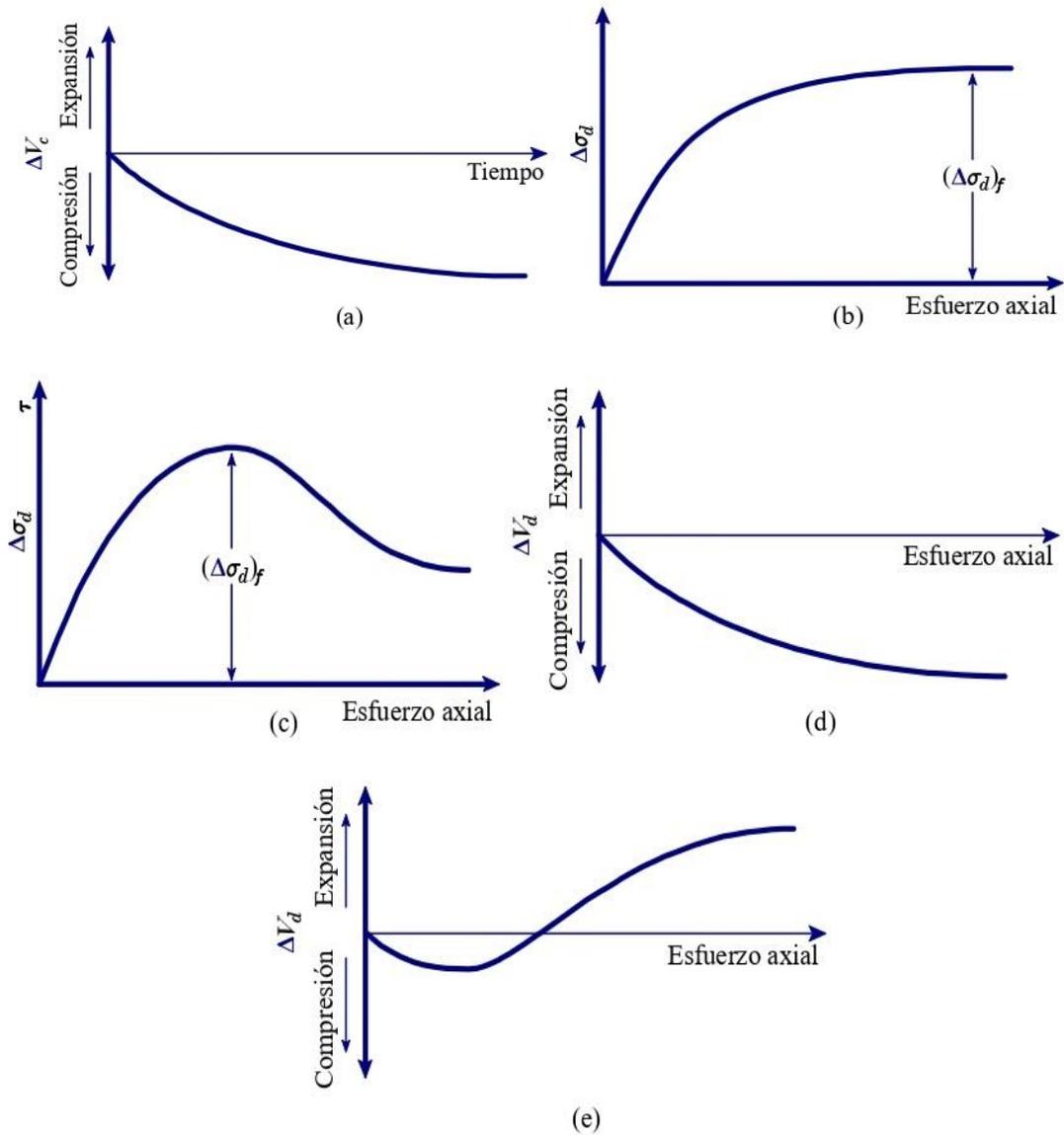
Tipo de suelo	Valores teóricos
Arena blanda normalmente consolidada	0.9998
Arenas blandas ligeramente sobreconsolidadas y limos	0.9988
Arcillas duras sobreconsolidadas y arenas	0.9877
Arenas muy densas y arcillas muy duras a altas presiones de confinamiento	0.9130

(Das, 2015)

Cuando la conexión al drenaje se encuentra abierta, se facilita la disipación del exceso de presión de agua intersticial, dando lugar al proceso de consolidación. Con el transcurso del tiempo, el cambio en la deformación volumétrica (ΔV_c) en el suelo saturado se correlaciona con el volumen drenado de agua intersticial (ver Figura 10.12a). De este modo, el incremento en el esfuerzo desviador, $\Delta\sigma_d$, en la muestra ocurre de manera gradual (ver Figura 12b). La conexión de drenaje permanece abierta durante este proceso, permitiendo la aplicación lenta del esfuerzo desviador, lo que a su vez posibilita la completa disipación de cualquier presión de agua intersticial desarrollada ($\Delta\mu_d = 0$).

En la Figura 12b, se presenta un gráfico representativo de la variación del esfuerzo desviador de la arena suelta y la arcilla normalmente consolidada. De manera análoga, la Figura 12c exhibe un gráfico semejante para la arena y la arcilla densa sobreconsolidada. Además, se ilustra el cambio en el volumen de las muestras, ΔV_d , inducido por la aplicación del esfuerzo desviador en diversos tipos de suelo en las Figuras 12d y 12e.

Figura 12. Prueba triaxial consolidada-drenada: (a) cambios de volumen de la muestra causados por la cámara de presión de confinamiento, (b) gráfica del esfuerzo desviador contra deformación en la dirección vertical para arena suelta y arcilla normalmente consolidada, (c) gráfica de esfuerzo desviador contra deformación en la dirección vertical de la arena y la arcilla densa sobreconsolidada, (d) cambios de volumen en la arena suelta y arcilla normalmente consolidada durante la aplicación del esfuerzo desviador, (e) cambio de volumen en arena densa y arcilla sobreconsolidada durante la aplicación del esfuerzo desviador



(Das, 2019)

Dado que la presión de agua intersticial durante la prueba está completamente disipada, tenemos que el esfuerzo total y efectivo son iguales.

$$\sigma_3 = \sigma_3'$$

y

el esfuerzo efectivo total y axial en la falla = $\sigma_3 + (\Delta\sigma_d)_f = \sigma_1 = \sigma_1'$

En una prueba triaxial, se establece que σ_1 representa el esfuerzo efectivo principal mayor en el punto de falla, mientras que σ_3 corresponde al esfuerzo efectivo principal menor en ese mismo punto de falla.

Figura 13. Falla de una muestra durante una prueba triaxial consolidada-drenada

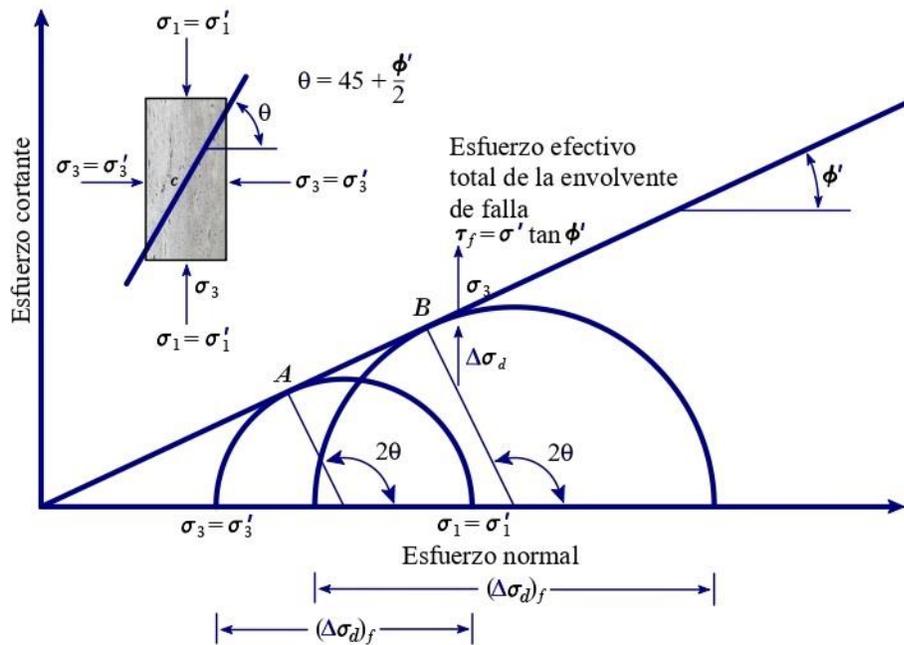


(Elaboración propia)

La Figura 13 ilustra la falla de una muestra de suelo durante una prueba triaxial consolidada-drenada.

Es posible realizar varias pruebas en muestras similares mediante la variación de la presión de confinamiento. Al obtener los esfuerzos principales mayores y menores de falla para cada prueba, es factible generar círculos de Mohr y, consecuentemente, construir envolventes de falla. La Figura 14 ejemplifica el tipo de esfuerzo efectivo de la envolvente de falla que se puede derivar de pruebas en arena y arcilla normalmente consolidada. Las coordenadas del punto de tangencia de la envolvente de falla con un círculo de Mohr (es decir, el punto A) proporcionan los esfuerzos (normal y cortante) en el plano de falla correspondiente a esa muestra de prueba.

Figura 14. Esfuerzo efectivo de la envolvente de falla a partir de pruebas de drenaje en arena y arcilla normalmente consolidada



(Das, 2019)

La sobreconsolidación se produce cuando una arcilla se consolida inicialmente en la cámara bajo una presión envolvente de $\sigma_c = \sigma'_c$ y se le permite expandirse a medida

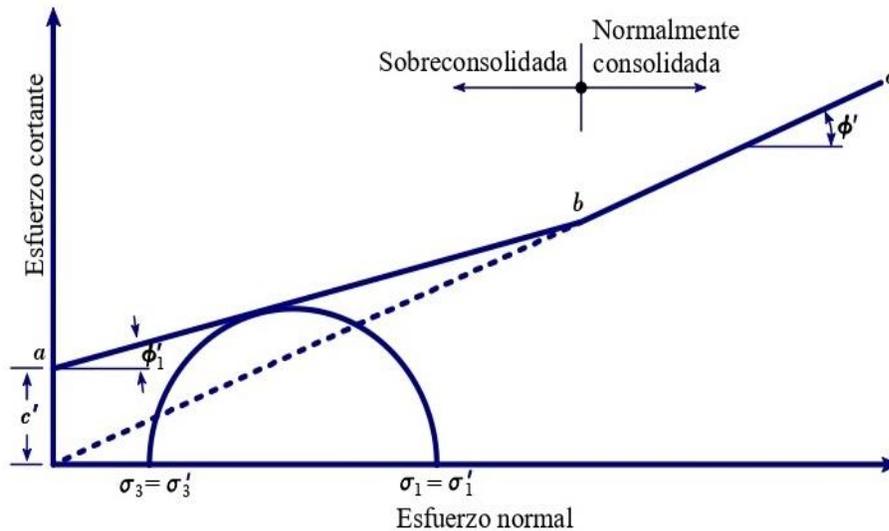
que la presión de la cámara disminuye a $\sigma_3 = \sigma_3'$. La envolvente de falla, obtenida a partir de pruebas triaxiales drenadas en estas muestras de arcilla sobreconsolidada, exhibe dos segmentos distintos ab y bc en la Figura 15. La porción ab presenta una pendiente más suave con una ordenada que define la cohesión, y la ecuación de resistencia cortante de esta rama puede expresarse como:

$$\tau_f = c' + \sigma' \tan \phi'_1 \quad 2.14$$

La parte bc de la envolvente de falla representa una etapa normalmente consolidada del suelo y resulta de la ecuación:

$$\tau_f = \sigma' \tan \phi'$$

Figura 15. Esfuerzo efectivo de la envolvente de falla para arcilla sobreconsolidada



(Das, 2019)

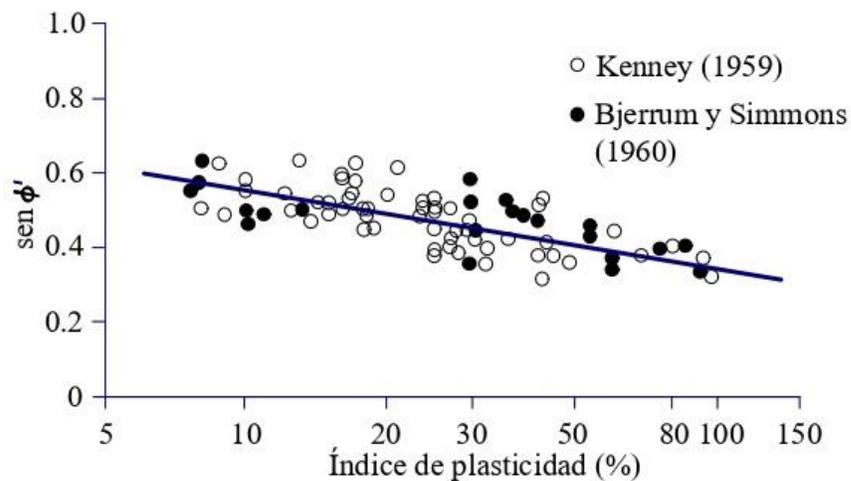
La realización de una prueba triaxial consolidada-drenada en un suelo arcilloso puede extenderse a lo largo de varios días. Este proceso demanda tiempo, ya que se requiere aplicar el esfuerzo desviador a una velocidad extremadamente baja para garantizar el completo drenaje de la muestra de suelo, es decir el proceso de consolidación previo.

Esta necesidad de proceder con lentitud, a fin de asegurar el drenaje integral de la muestra, constituye una de las razones por las cuales la modalidad de prueba triaxial CD no es ampliamente empleada.

2.4.2.2 Ángulo de fricción de esfuerzo efectivo para suelos cohesivos

En la Figura 16 se presenta la variación del ángulo de fricción del esfuerzo efectivo ϕ' , para varias arcillas normalmente consolidadas, según datos de Bjerrum y Simons (1960) y Kenney (1959). Se aprecia en la figura que, en términos generales, el ángulo de fricción ϕ' , tiende a disminuir a medida que se incrementa el índice de plasticidad. Es notable que el valor de ϕ' se reduce a un rango entre 37° y 38° cuando el índice de plasticidad oscila entre 10° y aproximadamente 25° , y aún más para índices de plasticidad alrededor de 100.

Figura 16. Correlación entre ϕ' e IP para arcillas normalmente consolidadas (Holtz e Kovacs, 1981)



(Das, 2019)

2.4.2.3 Prueba consolidada-no drenada

La prueba consolidada-no drenada representa el tipo más frecuente de ensayo triaxial. En esta evaluación, la muestra de suelo saturado se consolida inicialmente bajo una presión envolvente σ_3 proveniente del fluido presente en la cámara, lo que conlleva a un proceso de drenaje. Posteriormente, una vez que la presión de poro generada por la aplicación de la presión de confinamiento se ha disipado por completo (es decir, $\mu_d = B\sigma_3 = 0$), se incrementa el esfuerzo desviador $\Delta\sigma_d$ en la muestra para inducir la falla por corte. Durante esta fase de la prueba, la línea de drenaje de la muestra se mantiene cerrada. Debido a la restricción del drenaje, la presión de poro μ_c experimentará un aumento. A lo largo de la prueba, se registran mediciones de $\Delta\sigma_d$ y μ_d . La variación en la presión de agua intersticial (μ_c) se puede expresar de manera adimensional, como:

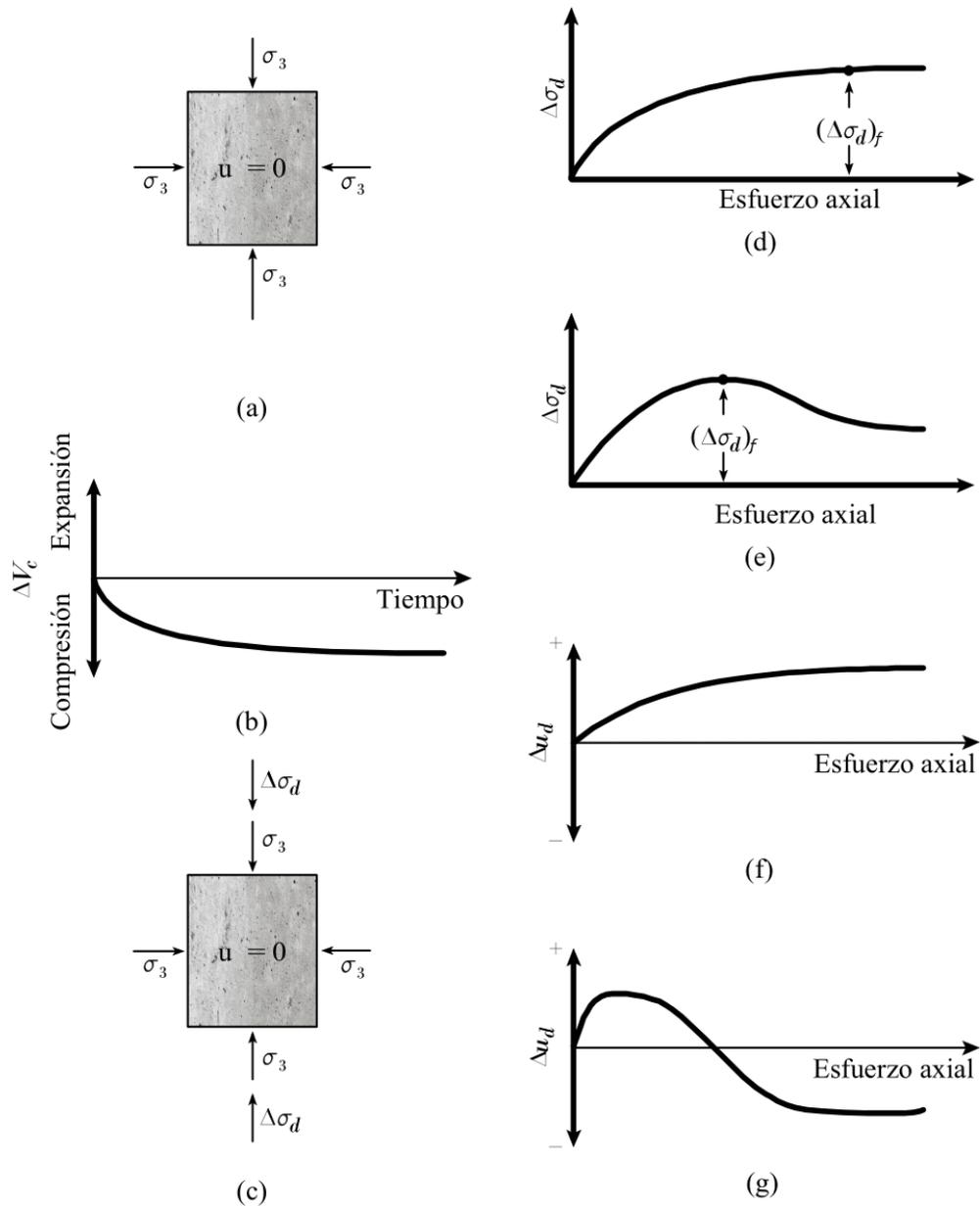
$$\bar{A} = \frac{\mu_d}{\Delta\sigma_d} \quad 2.15$$

Donde:

A = Parámetro de presión de poro de Skempton (Skempton, 1954).

En las figuras 17d, e, f y g, se presentan los patrones generales de variación del esfuerzo desviados ($\Delta\sigma_d$) y la presión de poro μ_d con las deformaciones axiales (ϵ_d) para la arena y los suelos arcillosos. En el caso de la arena suelta y la arcilla normalmente consolidada, se observa un aumento en la presión de poro a medida que se incrementa la deformación. En contraste, para la arena densa y la arcilla sobreconsolidada, la presión del agua intersticial aumenta con la deformación hasta alcanzar un límite, más allá del cual disminuye, llegando incluso a volverse negativa en relación con la presión atmosférica. Este patrón se atribuye a la propensión del suelo a la dilatación.

Figura 17. Variación Prueba consolidada-no drenada: (a) muestra bajo la cámara de presión de confinamiento, (b) cambio de volumen en la muestra debido a la presión de confinamiento, (c) aplicación de esfuerzo desviador, (d) esfuerzo desviador contra deformación axial de arena suelta y arcilla normalmente consolidada, (e) esfuerzo desviador contra deformación axial para la arena y la arcilla densa sobreconsolidada, (f) variación de la presión del agua intersticial con la deformación axial para arena suelta y arcilla normalmente consolidada, (g) variación de la presión del agua intersticial con la deformación axial para arena y arcilla densa sobreconsolidada



(Das, 2019)

A diferencia de la prueba de consolidación y drenaje, los esfuerzos principales total y efectivo no mantienen la misma relación en la prueba consolidada-no drenada. En esta prueba, donde se mide la presión de agua intersticial en el punto de falla, los esfuerzos principales se pueden analizar de la siguiente manera:

- Esfuerzo principal mayor en la falla (total):

$$\sigma_3 + (\Delta\sigma_d)_f = \sigma_1$$

- Esfuerzo principal mayor en la falla (efectivo):

$$\sigma_3 - (\Delta\mu_d)_f = \sigma_1'$$

- Esfuerzo principal menor en la falla (total):

$$\sigma_3$$

- Esfuerzo principal menor en la falla (efectivo):

$$\sigma_3 - (\Delta\mu_d)_f = \sigma_3'$$

Donde:

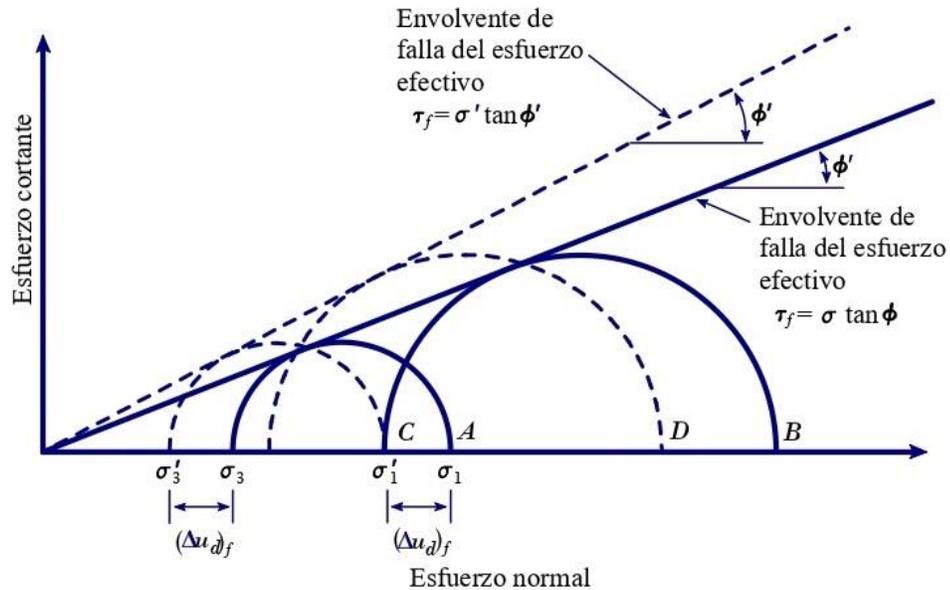
$(\Delta u_d)_f$ = Presión de poro en la falla.

Las deducciones anteriores demuestran que:

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \sigma_1' - \sigma_3'$$

Para determinar los parámetros de resistencia cortante, se pueden llevar a cabo pruebas en diversas muestras similares sometidas a diferentes presiones de confinamiento. En la figura 18 se presentan los círculos de Mohr del esfuerzo total y efectivo en el punto de falla, los cuales se derivan de ensayos triaxiales con consolidación y sin drenaje realizados en arena y arcilla normalmente consolidada.

Figura 18. Esfuerzos total y efectivo en la envolvente de falla para pruebas triaxiales con consolidación y no drenada. (Nota: la figura supone que no se aplica una contrapresión.)



(Das, 2019)

Es importante destacar que A y B representan dos círculos de Mohr que muestran el esfuerzo total obtenido en dos pruebas diferentes. Por otro lado, C y D son los círculos de Mohr correspondientes al esfuerzo efectivo asociado a los círculos de esfuerzo total A y B, respectivamente. Se observa que los diámetros de los círculos A y C son idénticos, al igual que los diámetros de los círculos B y D.

En la figura 18, la envolvente de falla del esfuerzo total puede obtenerse trazando una línea que toque todos los círculos de Mohr del esfuerzo total. En el caso de arena y arcillas normalmente consolidadas, esta línea será aproximadamente una recta que pasa por el origen y puede expresarse mediante la ecuación:

$$\tau_f = \sigma \tan \phi \quad 2.16$$

Donde:

σ = Esfuerzo total

\emptyset = Angulo que la envolvente de falla del esfuerzo total forma con el eje del esfuerzo normal, también conocido como ángulo de resistencia cortante consolidada-no drenada

Este análisis proporciona una representación visual clara de la relación entre el esfuerzo total y el esfuerzo efectivo en el punto de falla, permitiendo la caracterización de la resistencia cortante del suelo bajo diferentes condiciones de confinamiento.

Por consideraciones prácticas, la ecuación (2.16) se utiliza con poca frecuencia. Refiriéndonos nuevamente a la figura 18, se observa que la envolvente de falla es tangente a todos los círculos de Mohr del esfuerzo efectivo y puede expresarse mediante la ecuación $\tau_f = \sigma' \tan \emptyset'$, que es análoga a la envolvente de falla obtenida a partir de pruebas consolidadas-drenadas, como se ilustra en la figura 14.

En el caso de arcillas sobreconsolidadas, la envolvente de falla del esfuerzo total, obtenida a través de pruebas consolidadas-no drenadas, adopta la forma representada en la figura 19. La recta a'b' se describe mediante la ecuación:

$$\tau_f = c + \sigma \tan \emptyset_1 \quad \mathbf{2.17}$$

Este patrón específico de la envolvente de falla refleja las propiedades distintivas de las arcillas sobreconsolidadas en comparación con las normalmente consolidadas, destacando la influencia del estado de consolidación en el comportamiento esfuerzo-deformación del suelo.

Y la recta b'c' sigue la relación dada por la ecuación (2.16). La envolvente de falla por esfuerzo efectivo, trazada a partir de los círculos de Mohr, presenta similitudes con la representación mostrada en la figura 18. Este análisis subraya la coherencia de la ecuación (2.16) al describir la relación entre el esfuerzo efectivo y la resistencia cortante en muestras de suelo sometidas a pruebas consolidadas-no drenadas, lo cual es esencial para comprender el comportamiento del suelo en condiciones específicas de consolidación y drenaje.

- Arcillas sobreconsolidadas: -0.5 a 0

2.4.2.4 Prueba no consolidada-no drenada

En las pruebas no consolidadas-no drenadas, durante la aplicación de la presión desde la cámara σ_3 , no se permite el drenaje de la muestra de suelo. La preparación de la muestra de prueba implica su corte de manera que experimente la falla debido a la aplicación del esfuerzo desviador $\Delta\sigma_d$, sin que se permita el drenaje en ningún momento. Esta restricción en el drenaje permite la ejecución más rápida de la prueba. Con la aplicación de la presión de confinamiento desde la cámara σ_3 , se produce un aumento en la presión del agua intersticial en la muestra de suelo, representada por μ_c .

Es importante destacar que, debido a la aplicación del esfuerzo desviador, también se produce un incremento adicional en la presión de agua intersticial, denominada $\Delta\mu_d$. En consecuencia, la presión total del agua intersticial, denotada como u , en la muestra, en cualquier fase de aplicación del esfuerzo desviador, se puede expresar como la suma de μ_c y $\Delta\mu_d$. Este enfoque integral permite comprender de manera más completa el comportamiento del suelo durante la prueba, proporcionando información valiosa sobre la evolución de las presiones intersticiales a lo largo del proceso.

$$\mu = \Delta\mu_d + \mu_c \quad 2.19$$

De las ecuaciones 2.13 y 2.15 se tiene que:

$$\mu_c = B\sigma_3 \quad \text{y} \quad \Delta\mu_d = \bar{A}\Delta\sigma_d$$

$$\mu = B\sigma_3 + \bar{A}\Delta\sigma_d = \mu_d + \bar{A}(\sigma_1 - \sigma_3) \quad 2.20$$

La prueba no consolidada-no drenada se realiza comúnmente en muestras de arcilla y se basa en un concepto de resistencia fundamental para suelos cohesivos saturados. El esfuerzo axial adicional a la falla $(\Delta\sigma_d)_f$ es prácticamente constante, independientemente de la presión de confinamiento de la cámara. Este fenómeno se

ilustra en la figura 20, donde la envolvente de falla para los círculos de Mohr del esfuerzo total adopta una forma de recta horizontal, siendo denominada como la condición $\phi=0$ y $\tau_f = c_u$.

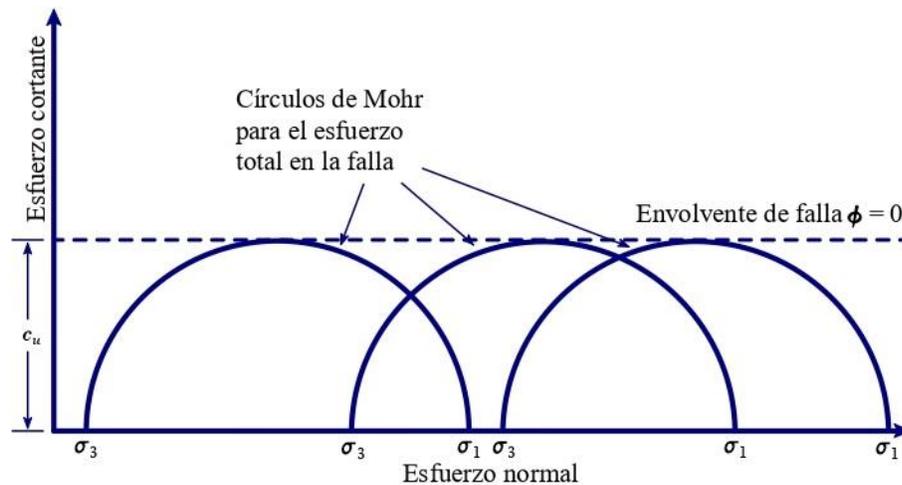
$$\tau_f = c_u$$

2.21

Donde:

c_u = Es la resistencia cortante no drenada y es igual al radio de los círculos de Mohr.

Figura 20. Círculos de Mohr para el esfuerzo total y la envolvente de falla ($\phi=0$) obtenidos a partir de pruebas triaxiales sin consolidación y no drenada



(Das, 2019)

Este hallazgo sugiere que la resistencia a la falla en este tipo de pruebas no consolidadas-no drenadas es uniforme y no depende significativamente de la presión de confinamiento. La estabilidad del suelo cohesivo saturado se manifiesta a través de la consistencia en el esfuerzo axial adicional necesario para alcanzar la falla. La linealidad de la envolvente de falla horizontal representa un comportamiento característico de las arcillas saturadas durante estas condiciones de prueba, proporcionando información valiosa sobre la resistencia y la cohesión del suelo en distintos escenarios de confinamiento.

La razón subyacente para la obtención del mismo esfuerzo axial añadido $(\Delta\sigma_d)_f$, independientemente de la presión de confinamiento, puede explicarse de la siguiente manera: Si consideramos una muestra de arcilla (número 1) que se consolida a una presión de cámara σ_3 y luego se somete a un corte que impide el drenaje, las condiciones de esfuerzo total en el punto de falla pueden representarse mediante el círculo P de Mohr, como se muestra en la figura 21. La presión de poro desarrollada en la muestra en el momento de la falla es igual a $(\Delta\mu_d)_f$.

En consecuencia, los esfuerzos principales efectivos mayor y menor en el punto de falla son:

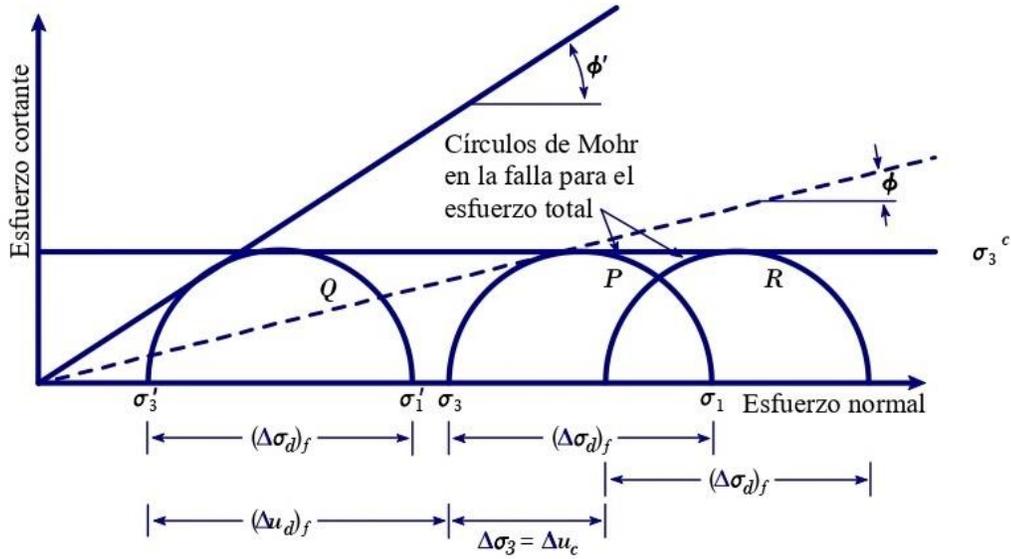
$$\sigma'_1 = [\sigma_3 + (\Delta\sigma_d)_f] - (\Delta\mu_d)_f = [\sigma_1 - (\Delta\mu_d)_f]$$

y

$$\sigma'_3 = \sigma_3 - (\Delta\mu_d)_f$$

Q es el círculo de Mohr del esfuerzo efectivo dibujado con los esfuerzos principales precedentes. Observe que los diámetros de los círculos P y Q son los mismos.

Figura 21. El concepto $\phi=0$



(Das, 2019)

Considerando ahora una muestra de arcilla similar (núm. 2) consolidada en una cámara sin permitir drenaje alguno, se observa un aumento en la presión de agua intersticial, denotada como $\Delta\mu_c$. Para suelos saturados bajo esfuerzos isotrónicos, el aumento en la presión de agua intersticial es directamente proporcional al incremento total del esfuerzo, es decir, $\Delta\mu_c = \Delta\sigma_3$.

En este momento, la presión de confinamiento efectiva se calcula como $\sigma_3 + \Delta\sigma_3 - \Delta\mu_c = \sigma_3 + \Delta\sigma_3 - \Delta\sigma_3 = \sigma_3$. Esto es equivalente a la presión de confinamiento efectiva de la muestra número 1 antes de la aplicación del esfuerzo desviador. Por ende, si la muestra número 2 se somete a corte para que falle debido al aumento del esfuerzo axial, su fallo ocurrirá con el mismo esfuerzo desviador $(\Delta\sigma_d)_f$ que se obtuvo en la muestra número 1. El círculo de Mohr del esfuerzo total en el punto de falla será representado por R (figura 19). El aumento en la presión de poro causado por la aplicación de $(\Delta\sigma_d)_f$ será $(\Delta\mu_d)_f$ en la muestra número 1.

En el momento de la falla, el esfuerzo efectivo principal menor será:

$$[\sigma_3 + \Delta\sigma_3] - [\Delta\mu_c + (\Delta\mu_d)_f] = \sigma_3 + (\Delta\mu_d)_f = \sigma_3'$$

Y el esfuerzo efectivo principal mayor es:

$$[\sigma_3 + \Delta\sigma_3 + (\Delta\sigma_d)_f] - [\Delta\mu_c + (\Delta\mu_d)_f] = [\sigma_3 + (\Delta\sigma_d)_f] - (\Delta\mu_d)_f = \sigma_1 - (\Delta\mu_d)_f = \sigma_1'$$

Por consiguiente, el círculo de Mohr que representa el esfuerzo efectivo permanecerá invariable en Q, ya que la resistencia está intrínsecamente vinculada a la magnitud del esfuerzo efectivo. Es importante señalar que los diámetros de los círculos P, Q y R son idénticos.

Se podría haber seleccionado cualquier valor de esfuerzo desviador para llevar a cabo la prueba con la muestra número 2. No obstante, independientemente del valor específico de esfuerzo desviado (elegido), el punto crítico para inducir la falla habría sido constante.

A partir de los antecedentes que he revisado sobre el tema de investigación, se desprenden valiosas reflexiones de los trabajos desarrollados en los últimos años. En el caso de suelos granulares, que incluyen arenas, gravas y limos no plásticos, es evidente que la cohesión tiende a ser mínima y, en muchos casos, prácticamente nula. El ángulo de fricción, por su parte, es una variable que se ve influida por la angulosidad y tamaño de las partículas, su constitución, mineralogía y densidad. En líneas generales, el ángulo de fricción en suelos granulares presenta una variación considerable, oscilando entre 27° y 42°, dependiendo del tipo de ensayo realizado.

Es interesante notar cómo en diferentes tipos de ensayos, como el triaxial drenado en comparación con el corte directo, se registra una diferencia de 4° a 5° en el ángulo de fricción. Por otro lado, al explorar arcillas normalmente consolidadas y limos arcillosos, resulta intrigante considerar la fricción como nula y la cohesión como el valor total del esfuerzo de resistencia obtenido. La presencia de suelos residuales, con mezclas de partículas granulares y arcillosas, añade un elemento de complejidad donde el ángulo de fricción está directamente relacionado con la proporción de grava, arena, limo y arcilla, así como las características particulares de cada tipo de partícula presente (Valles N. y Becerrit Z., 2004).

No obstante, en el marco de la investigación que se llevará a cabo, se plantea una evaluación de las discrepancias entre los parámetros derivados tanto de la prueba de corte directo como de la prueba de corte triaxial. Esta evaluación busca establecer posibles correlaciones entre ambos conjuntos de resultados, una variación que, según la afirmación de Pham Binh Thai, Bui Loi Van e Prakash Indra (2017) en su estudio sobre el análisis de correlación de parámetros de corte de arcilla plástica en los principales ríos de Vietnam, es muy probable. Dichos autores lograron obtener valores significativos al realizar pruebas de corte directo y corte triaxial, contribuyendo así a la comprensión de la relación entre estos dos métodos de evaluación de suelos.

Tabla 2. Valores principales de parámetros de la prueba Triaxial (TS) con el esquema UU y la prueba Corte Directo (DS)

No	Valor	C_{UU} (Kg/cm ²)	C_{DS} (Kg/cm ²)	ϕ_{UU} (ran)	ϕ_{DS} (radian)
1	Mínimo	0.053	0.029	0.010	0.050
2	Máximo	0.383	0.184	0.100	0.150
3	Medio	0.174	0.089	0.039	0.111
4	Desviación Standard	0.063	0.033	0.026	0.027

(Pham B. T. et al., 2017)

En el contexto de la correlación de los parámetros de resistencia al corte obtenidos mediante la prueba triaxial (TS) con el esquema CU y la prueba de corte directo (DS), se ha seleccionado un conjunto de 101 pares de muestras con propiedades geotécnicas similares. Este conjunto se ha sometido a un análisis de correlación de los parámetros de resistencia al corte utilizando los esquemas C_{CU} y C_{DS} , específicamente en el caso de esfuerzo total. Los resultados de este análisis proporcionan una visión detallada de la relación entre los parámetros de resistencia al corte derivados de los dos métodos mencionados.

Tabla 3. Valores principales de parámetros de la prueba Triaxial (TS) con el esquema CU y la prueba Corte Directo (DS)

No	Valor	C_{CU} (Kg/cm ²)	C_{DS} (Kg/cm ²)	Φ_{CU} (radian)	ϕ_{DS} (radian)
1	Mínimo	0.034	0.018	0.091	0.036
2	Máximo	0.208	0.199	0.427	0.161
3	Medio	0.105	0.093	0.264	0.096
4	Desviación Standard	0.030	0.034	0.055	0.022

(Pham B. T. et al., 2017)

Como resultado de la investigación de los autores, se obtuvieron las siguientes modelos:

$$C_{CU} = 0.84C_{DS} + 2.71 \text{ (Kg/cm}^2\text{)} \quad R=0,949 \quad \mathbf{2.22}$$

$$\Phi_{CU} = 2.4\phi_{DS} + 0.02 \text{ (radianes)} \quad R=0,950 \quad \mathbf{2.23}$$

Se han identificado modelos en los cuales se evidencia una sólida correlación en ambos casos, tanto en la cohesión como en el ángulo de fricción interna. En el contexto específico de esta investigación, se busca llevar a cabo un análisis detallado para determinar si existe o no una correspondencia similar entre estos parámetros para los suelos estudiados.

En relación con el esfuerzo efectivo, se ha tomado un conjunto de 95 pares de muestras con propiedades geotécnicas similares para llevar a cabo un análisis de correlación de los parámetros de resistencia al corte de C'_{CU} y C_{DS} . Asimismo, en lo que respecta a la correlación entre C'_{CU} y ϕ_{DS} , se ha seleccionado un total de 76 pares de muestras con propiedades geotécnicas comparables. Los resultados de este análisis se presentan en la Tabla 4.

Tabla 4. Principales valores de los parámetros del esquema CU y la prueba DS en el caso de esfuerzo efectivo

N	Valor	C_{CU}	CDS	Φ_{CU}	φ_{DS}
o		(Kg/cm²)	(Kg/cm²)	(radian)	(radian)
1	Mínimo	0.043	0.021	0.750	0.046
2	Máximo	0.164	0.253	0.990	0.171
3	Medio	0.092	0.115	0.844	0.108
4	Desviación Standar d	0.025	0.049	0.068	0.026

(Pham B. T. et al., 2017)

De la representación gráfica el análisis de correlación de estos datos se presenta en la las ecuaciones siguientes:

$$C'_{CU} = 0.49CDS + 3.61 \text{ (Kg /cm}^2\text{)} \quad R = 0,949 \quad \mathbf{2.24}$$

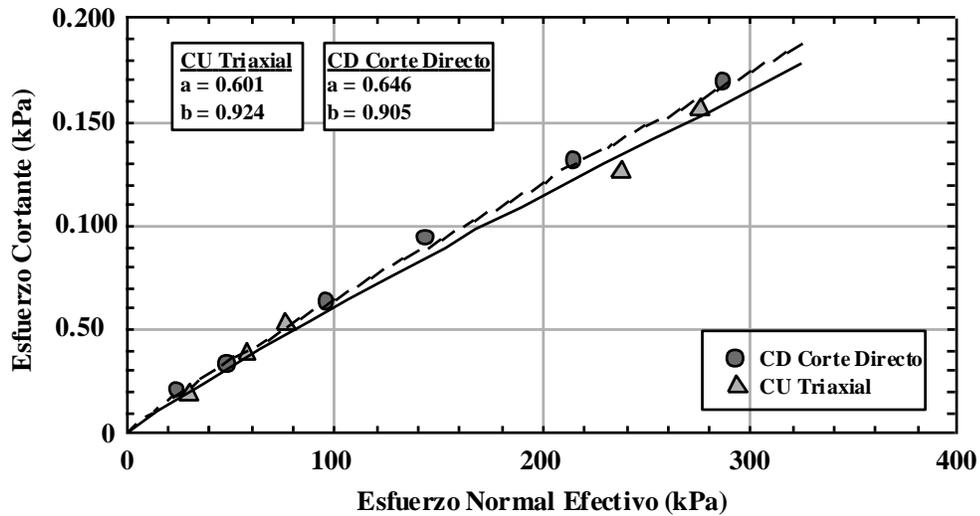
$$\phi'_{CU} = 3.74\phi_{DS} - 0.04 \text{ (radian)} \quad R = 0,949 \quad \mathbf{2.25}$$

En todos los escenarios evaluados, se observa una relación directa tanto entre el esfuerzo total y el ángulo de fricción interna del suelo, como entre el esfuerzo efectivo y el ángulo de fricción interna para las arcillas analizadas. Este hallazgo emerge como un aspecto crucial a tener en cuenta en el desarrollo de la presente investigación.

En el artículo de Castellanos B. y Brandon T. (2013), titulado "Una comparación entre la resistencia al corte medida con corte directo y triaxial en suelos no perturbados y remoldeados", se llevaron a cabo pruebas triaxiales consolidadas no drenadas (CU) y pruebas de corte directo con drenaje consolidado (CD) en muestras no perturbadas del área de Nueva Orleans. Estas muestras abarcaban suelos que iban desde limos de baja plasticidad hasta arcillas orgánicas.

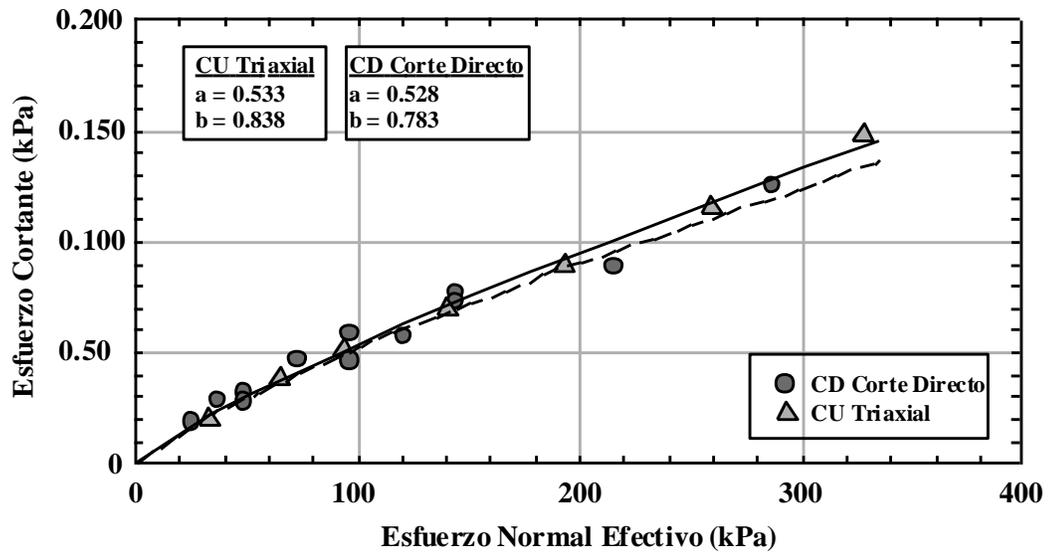
Los resultados obtenidos de las muestras no alteradas revelaron que los ángulos de fricción drenados obtenidos de las pruebas triaxiales CU fueron significativamente más elevados que los obtenidos mediante corte directo de CD. En contraste, los resultados de los especímenes de prueba remodelados, provenientes de diversas ubicaciones, apenas mostraron diferencias en la resistencia efectiva al esfuerzo cortante. La disparidad en los resultados puede explicarse en parte por la posible presencia de una orientación preferida de partículas o tejido anisotrópico en los suelos naturales, basada en su proceso de deposición o formación. En el caso de los suelos de Orleans, las muestras no perturbadas exhibieron indicios de deposición horizontal. En cambio, en las muestras remodeladas, el suelo se vuelve más homogéneo e isotrópico, lo que sugiere que cada plano en el suelo posee una resistencia al corte similar. Los resultados detallados se presentan a continuación:

Figura 22. Resultados de la prueba de corte directo CD y prueba triaxial CU en especímenes remodelados de Colorado



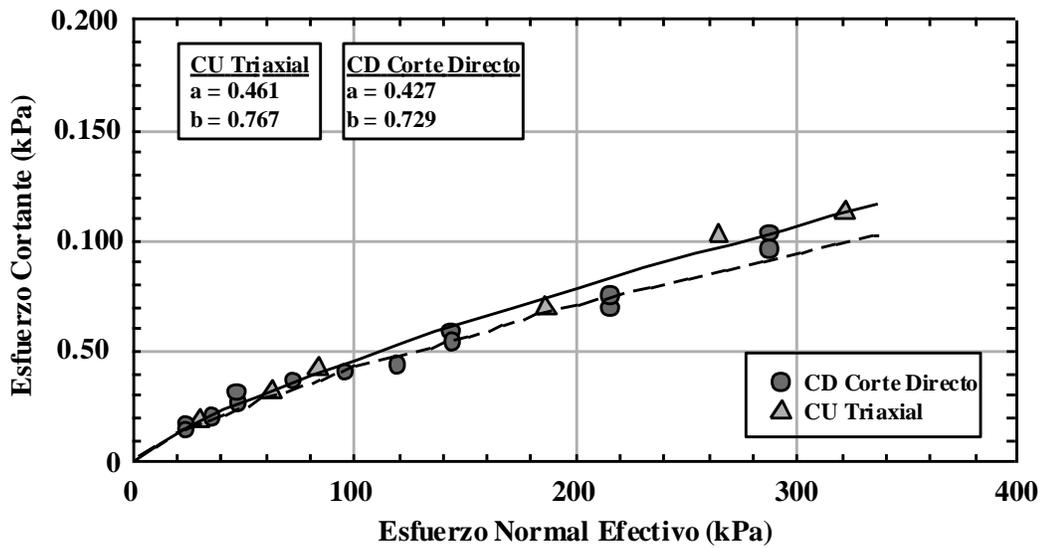
(Castellanos B. y Brandon T., 2013)

Figura 23. Resultados de la prueba de corte directo CD y prueba triaxial CU en especímenes remoldeados de Nova



(Castellanos B. y Brandon T., 2013)

Figura 24. Resultados de la prueba de corte directo CD y prueba triaxial CU en especímenes remoldeados de VBC



(Castellanos B. y Brandon T., 2013)

De los resultados obtenidos en la prueba de corte directo (CD) y la prueba triaxial (CU) en especímenes remoldeados de Colorado, Nova y VBC, donde se representa el

esfuerzo cortante versus el esfuerzo normal, se observa una tendencia lineal y creciente en los tres casos, como era de esperarse. Al analizar la forma de las gráficas, se evidencia que los valores entre el ensayo triaxial y el ensayo de corte directo son comparables. Esta similitud es especialmente interesante, ya que sugiere que se podría llevar a cabo el ensayo de corte directo sin problemas, obteniendo resultados que se aproximarían de manera significativa a los obtenidos mediante el ensayo triaxial, el cual suele ser considerablemente más costoso.

2.5 Correlación y regresión en Mecánica de Suelos de Ingeniería Geotécnica

Otro componente del sustento teórico de esta tesis se refiere a la Estadística aplicada a la Ingeniería.

Las correlaciones y modelos matemáticos de regresión, se han usado mucho a lo largo de la historia de la Mecánica de Suelos y se seguirán usando, dada su importancia teórica y utilidad práctica.

El método de los cuadrados mínimos es el más usado para formular correlaciones y leyes de regresión entre las diferentes variables de la Mecánica de Suelos. Este método se ha usado para formular las correlaciones y leyes de regresión que se presentan en el capítulo de resultados.

En esta tesis doctoral, no se presenta el método mencionado porque está ampliamente difundido en la literatura especializada (libros y artículos científicos). En todo caso, la teoría, el método y sus aplicaciones pueden encontrarse en Mendenhall & Sincich (1997) y Benítez Reynoso, A. (2021, 2020, 2017, 2015 y 2010).

CAPITULO III

METODOLOGÍA

CAPITULO III

METODOLOGIA

3.1 Tipo de investigación

La investigación que se realizó en el presente trabajo está basada en el paradigma positivista pues se basa en la premisa fundamental de que la realidad es objetiva y mensurable, y que los fenómenos observados pueden ser explicados mediante leyes causales, que en este caso particular se justifica por las varias razones como la naturaleza de las propiedades geotécnicas, tales como la cohesión y el ángulo de fricción, permite mediciones objetivas y cuantificables, por otro lado también la recolección de datos precisos y verificables, esenciales para establecer correlaciones y patrones confiables, (Creswell, 2014).

Por otro lado, también la relación causal al tratar de comprender las relaciones causa-efecto entre diferentes variables, como la cohesión, el ángulo de fricción y el tipo de suelo que permitan establecer relaciones causales que rigen el comportamiento de los suelos bajo diferentes condiciones y que además sea posible la replicabilidad de los resultados para confirmar la validez de los hallazgos con fines de aplicaciones prácticas, (Yin, 2018).

El paradigma positivista se complementa naturalmente con métodos cuantitativos, como análisis estadísticos y modelos matemáticos, (Blaikie, 2003).

La investigación, se enmarca dentro de una perspectiva mixta, combinando elementos teóricos y experimentales. Desde el punto de vista teórico, se sustenta en el conocimiento previo derivado de las leyes establecidas para el comportamiento Esfuerzo – Deformación en suelos arcillosos, las cuales han sido documentadas en diversas regiones del mundo, (Das, 2019). Este enfoque teórico busca no solo aplicar lo ya conocido, sino también formular teorías innovadoras que puedan contribuir al entendimiento específico de los suelos arcillosos en el Valle Central de Tarija. La investigación se propone ratificar la correspondencia de los resultados obtenidos con

lo previamente establecido o, en su caso, identificar desviaciones que conduzcan a nuevas teorías y perspectivas, (Terzaghi, Peck, & Mesri, 1996).

En el ámbito experimental, la investigación se enfocará en la obtención de datos específicos para el Valle Central de Tarija. Las leyes que rigen el comportamiento Esfuerzo – Deformación en estos suelos serán determinadas mediante una combinación de ensayos de campo y laboratorio. Este enfoque experimental permitirá la caracterización física y mecánica de los suelos, centrándose en pruebas básicas y de corte. Para este caso particular, se emplearán las pruebas de corte directo y la de corte triaxial, ambas reconocidas como métodos efectivos para evaluar las propiedades geotécnicas de los suelos, (Head, 1992). Estos ensayos proporcionarán información crucial para entender cómo responden los suelos arcillosos del Valle Central de Tarija bajo diferentes condiciones de esfuerzo, contribuyendo así a la formulación de teorías específicas y a la aplicación de conocimientos previos a un contexto geográfico y geotécnico único.

Con esta investigación, se persigue un análisis exhaustivo de la relación Esfuerzo – Deformación en arcillas en un sentido general, aprovechando la documentación existente como punto de partida, (Mitchell, 2005). Sin embargo, el enfoque central se orienta hacia la obtención de datos específicos mediante la realización de ensayos de campo y de laboratorio en el caso particular de las arcillas presentes en el Valle Central de Tarija. El propósito principal es establecer una relación propia Esfuerzo – Deformación específica para estas arcillas particulares.

La recopilación de datos de campo y posterior procesamiento en el laboratorio, en particular las pruebas de corte directo y triaxial, permitirán caracterizar las propiedades mecánicas de las arcillas en la zona de estudio. Este enfoque integral no solo busca confirmar o desafiar las teorías existentes sobre la relación Esfuerzo – Deformación en arcillas, sino que también tiene el propósito de establecer un referente único y específico para las arcillas del Valle Central de Tarija.

El resultado final de esta investigación proporcionará un valioso aporte al conocimiento geotécnico, al ofrecer una relación Esfuerzo – Deformación específica y contextualizada para las arcillas de esta región. Esta contribución no solo enriquecerá la comprensión global de los comportamientos de las arcillas, sino que también proporcionará un referente local que será de gran utilidad en futuros proyectos de ingeniería y construcción en el Valle Central de Tarija.

Por lo anteriormente expuesto la investigación se clasifica como aplicada, experimental y cuantitativa. Estas categorías revelan la naturaleza y el enfoque del estudio, (Robson, 2002).

Es considerada aplicada por su intención práctica y utilitaria pues, busca abordar problemas concretos y proporcionar soluciones prácticas para situaciones específicas. En este caso, el objetivo es entender el comportamiento esfuerzo – deformación de las arcillas en el Valle Central de Tarija para aplicar este conocimiento en proyectos de ingeniería y construcción locales.

El componente experimental de la investigación implica la realización de pruebas y ensayos controlados. Se llevaron a cabo ensayos de campo y de laboratorio, como las pruebas de corte directo y triaxial, para obtener datos empíricos y específicos sobre las arcillas del Valle Central de Tarija que, permite una evaluación precisa de las propiedades geotécnicas de los suelos en estudio, (Craig, 2004).

La investigación cuantitativa se caracteriza por la recopilación y análisis de datos numéricos. En este caso particular, se utilizarán métodos cuantitativos para medir y cuantificar las propiedades mecánicas de las arcillas. Esto implica la aplicación de herramientas estadísticas y el uso de resultados numéricos para establecer relaciones Esfuerzo – Deformación concretas y medibles, (Sharma & Bolton, 2001).

Explicar estos aspectos de la investigación resalta su orientación práctica y útil, el uso de metodologías experimentales para obtener datos empíricos y la aplicación de enfoques cuantitativos para analizar y representar los resultados de manera numérica y

objetiva. En conjunto, estas características refuerzan la contribución significativa y aplicada de la investigación al campo de la ingeniería geotécnica.

3.2 Materiales

El objeto de estudio son los suelos arcillosos del Valle Central de Tarija, para ello se llevará a cabo una serie de actividades de campo, laboratorio y gabinete, mediante un programa experimental que permita determinar características físicas y mecánicas de dichos suelos, para finalmente determinar los parámetros de entrada que permitan generar el modelo constitutivo a plantear, para ello se plantea lo siguiente:

- Planos de la zona de estudio que permita la identificación de los bancos de suelos a ser caracterizados (elaboración de un plano de coordenadas de los puntos de sondeo).
- Equipo Topográfico, para la identificación precisa de ubicaciones y altitudes.
- Muestra de suelos, se obtendrán muestras representativas mediante sondeos geotécnicos a diferentes profundidades para abarcar la variabilidad del suelo.
- Equipamiento de Campo, empleo de equipos de perforación y extracción de muestras.
- Equipamiento de Laboratorio, máquina de corte directo, equipo triaxial para aplicar esfuerzos y medir deformaciones.
- Instrumentos de Medición Clásicos, Vernier y calibradores para mediciones precisas de dimensiones, balanzas y equipos de pesaje para determinar pesos y masas con exactitud.
- Se garantizará la seguridad del personal durante la manipulación de equipos y la ejecución de pruebas de campo y laboratorio.

- Software, para modelar el análisis estadístico.

Estos materiales y herramientas proporcionarán la base necesaria para llevar a cabo tanto las pruebas de campo como los ensayos de laboratorio, asegurando la obtención de datos confiables y precisos para la investigación geotécnica en el Valle Central de Tarija.

3.3 Métodos y técnicas de la investigación

3.3.1 Métodos a Emplear

a) Método de Análisis y Síntesis

Este método es adecuado para evaluar la realidad actual de las arcillas en el mundo y en el Valle Central de Tarija. El análisis se centrará en la interpretación de los resultados de los ensayos de laboratorio, mientras que la síntesis permitirá considerar las arcillas como un todo, emitiendo juicios de valor sobre las relaciones que rigen el comportamiento Esfuerzo – Deformación. Facilitará la sistematización de los resultados de laboratorio, permitiendo la modelación del comportamiento esfuerzo-deformación y la verificación de la correspondencia con modelos existentes como el modelo elastoplástico de Mohr – Coulomb.

b) Método de Inducción – Deducción

Este método es apropiado pues se basa en el comportamiento de variables que representan el fenómeno esfuerzo-deformación, permitiendo generalizar dicho comportamiento y establecer leyes o relaciones específicas para las arcillas estudiadas, centrándose en la observación de patrones comunes en el comportamiento de diferentes arcillas, lo que facilitará la deducción de leyes o relaciones que rigen el fenómeno esfuerzo-deformación en el contexto particular del Valle Central de Tarija.

c) Método Hipotético Deductivo

Este método es adecuado para la investigación al plantear una hipótesis que será verificada a lo largo del estudio. Además, se aprovecha del conocimiento global existente sobre el comportamiento esfuerzo-deformación, como la ley de Mohr-Coulomb en suelos arcillosos, para evidenciar su cumplimiento o no en el caso específico de las arcillas del Valle Central de Tarija, llevando a cabo un análisis que va de lo general a lo particular, contrastando las leyes y principios generales con los resultados específicos obtenidos en la investigación.

Todos los métodos se complementan entre sí y proporcionan un enfoque integral para abordar la complejidad del comportamiento esfuerzo-deformación en las arcillas del Valle Central de Tarija. La combinación de análisis y síntesis, inducción-deducción, y el enfoque hipotético-deductivo permitirá una comprensión profunda y fundamentada del fenómeno geotécnico en estudio.

Además, también se plantea una revisión bibliográfica, permitirá obtener un panorama completo de las teorías y metodologías existentes relacionadas con la relación Esfuerzo – Deformación en arcillas a nivel mundial, realizar una revisión exhaustiva de la literatura científica y técnica que aborde estudios previos sobre propiedades geotécnicas de arcillas. Identificar las leyes y teorías establecidas que servirán como punto de comparación y referencia.

Pruebas de Campo, para recopilar datos específicos sobre las arcillas en el Valle Central de Tarija, mediante sondeos geotécnicos para obtener muestras representativas a diferentes profundidades. Medir parámetros in situ como la humedad del suelo y la densidad.

Pruebas de Laboratorio, que permitan caracterizar las propiedades fisicomecánicas de las arcillas. Ensayos de corte directo y ensayos triaxiales para determinar la cohesión y el ángulo de fricción.

Análisis Estadístico, para identificar patrones y correlaciones en los datos recolectados, para establecer relaciones cuantitativas entre variables, coeficientes de correlación para evaluar la fuerza y dirección de las relaciones.

Modelado Teórico, para desarrollar teorías específicas para la relación Esfuerzo – Deformación en las arcillas del Valle Central de Tarija con los resultados de las pruebas de campo y laboratorio para proponer modelos matemáticos, adaptar teorías existentes o formular nuevas teorías en base a los datos recolectados.

Comparación y Validación, para contrastar los resultados obtenidos con las teorías existentes y validar la relación Esfuerzo – Deformación propuesta, comparar los parámetros obtenidos con valores de referencia de la literatura y verificar la validez de la relación Esfuerzo – Deformación establecida para las arcillas del Valle Central de Tarija.

3.3.2 Técnicas

a) Observación

La observación será una herramienta clave al finalizar la investigación, permitiendo discernir patrones y tendencias en el comportamiento del fenómeno esfuerzo-deformación en las arcillas del Valle Central de Tarija. Se llevará a cabo un registro detallado de los resultados obtenidos en las pruebas de campo y laboratorio buscando patrones y variaciones significativas en los datos recopilados.

La observación sistemática contribuirá a prever tendencias en el comportamiento esfuerzo-deformación, lo que facilitará la generalización de los resultados y el establecimiento de conclusiones sólidas.

b) El experimento

La realización de experimentos controlados será esencial para comprender a fondo el fenómeno esfuerzo-deformación en las arcillas del Valle Central de Tarija. Se llevarán a cabo experimentos replicables en condiciones controladas de humedad y presión, permitiendo la reproducción del fenómeno esfuerzo-deformación con instrumentos de alta precisión para medir y registrar las variables relevantes durante los experimentos.

Se realizarán experimentos variando sistemáticamente parámetros como la presión, la humedad y el tipo de suelo para comprender sus efectos.

Los experimentos permitirán alcanzar una comprensión más profunda de las causas y consecuencias del fenómeno esfuerzo-deformación en las arcillas del Valle Central de Tarija.

Estas técnicas enfatizan la importancia de una observación detallada y sistemática, así como la ejecución de experimentos controlados para alcanzar una comprensión más completa y precisa del fenómeno esfuerzo-deformación en el contexto específico del Valle Central de Tarija.

3.3.3 Diseño de instrumentos para la recolección de información

a) Observación Directa

Verificar personalmente la ejecución de cada procedimiento, garantizando que se realicen de acuerdo con los estándares establecidos. Implementar un sistema de verificación por pares para corroborar los resultados de las observaciones y utilizar listas de verificación específicas para cada procedimiento.

b) Planillas de Recolección de Datos

Registrar de manera estructurada y detallada la información recopilada durante los procedimientos de campo y laboratorio. Establecer un formato estándar para las planillas que incluya campos específicos para cada variable medida incluyendo códigos de identificación para muestras y ubicaciones que faciliten la asociación de datos.

c) Registro Fotográfico

Captura visual del contexto y las condiciones en las que se llevó a cabo los procedimientos con un sistema de etiquetado y categorización para las fotografías que facilito su posterior análisis. Así también se establecieron protocolos para asegurar la consistencia y calidad de las imágenes.

d) Registro de Gráficas Esfuerzo-Deformación

Se obtuvieron gráficos que representen el comportamiento de las muestras bajo carga. Implementación de un protocolo de revisión y validación de las gráficas generadas por los equipos. Utilización de software especializado Statgraphics para el análisis y almacenamiento de gráficos, para garantizar que los datos recopilados sean confiables y cumplan con los estándares científicos.

Estos protocolos garantizan la confiabilidad, objetividad y validez científica de los datos recopilados, optimizando los procedimientos de recolección de información tanto en el campo como en el laboratorio.

3.4 Población y muestra

a) Población

La población está compuesta por todos los bancos de suelos finos en el Valle Central de Tarija, representando el total de posibles unidades de análisis. Estos bancos de suelos finos son esenciales para comprender el comportamiento Esfuerzo – Deformación en el contexto geotécnico de la región.

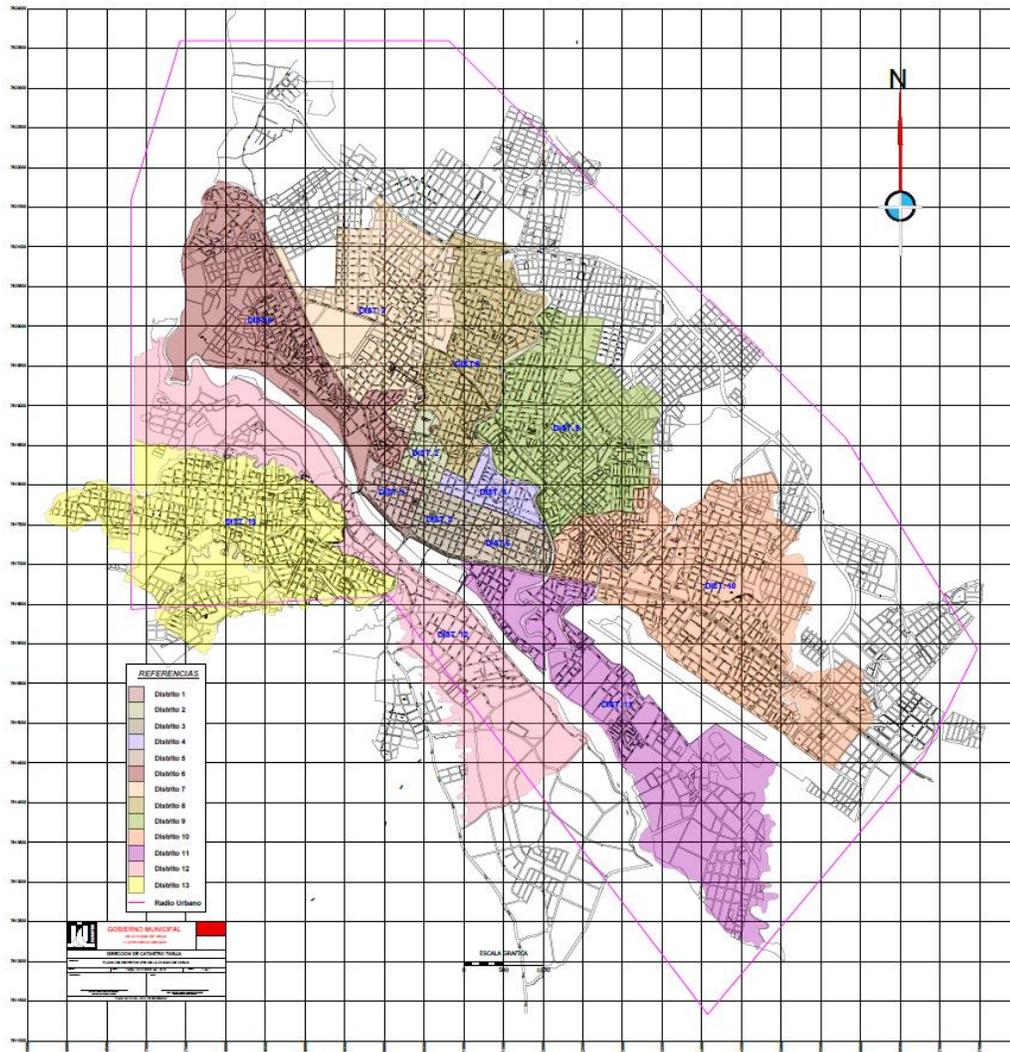
b) Muestreo

Dada la extensión y diversidad del Valle Central de Tarija, se optará por un muestreo intencional identificado en la zona de estudio, definido principalmente porque de estudios previos se tiene que los suelos predominantes en la zona de estudios son suelos arcillosos.

c) Proceso de Muestreo

Se dividió la población en distritos, identificando los barrios que conforman cada uno de ellos.

Plano Distritos OTB de la ciudad de Tarija



(GAMT, Dirección Catastro, 2015)

Se hizo la selección del distrito en función de su potencial respecto a tener superficies poco construidas y por tanto representan un espacio de interés de la población para futuras construcciones especialmente familiares.

Se seleccionaron las muestras de manera aleatoria de cada barrio, asegurando que cada barrio tenga la oportunidad de estar representado en la muestra.

d) Tamaño de la Muestra

Con el objetivo de realizar un análisis estadístico representativo y robusto, se propone evaluar un mínimo de muestras de menos de 30 datos.

Cada zona de muestreo implicó la realización de pruebas específicas de caracterización de suelos, densidad in situ, peso específico, corte directo y triaxial.

Esta estrategia de muestreo estratificado, junto con el tamaño de muestra propuesto, aseguro la representatividad y variabilidad geotécnica necesaria para obtener resultados confiables y aplicables a la población total de suelos finos en el Valle Central de Tarija.

3.5 Identificación de variables

a) Variable independiente

X_i = Propiedades físico mecánicas de los suelos arcillosos del Valle Central de Tarija

b) Variable dependiente

Y_i = Comportamiento esfuerzo deformación de los suelos arcillosos del Valle Central de Tarija.

3.6 Recolección de datos

La zona de estudio es el Valle Central de Tarija y el lugar de aplicación del programa experimental es el laboratorio de Suelos de la Carrera de Ingeniería Civil de la Universidad Autónoma Juan Misael Saracho de Tarija, es importante destacar que al mismo tiempo también se realizarán ensayos in situ como es el caso de la densidad in

situ (ASTM D 1556-82). El resto de la recolección de datos será en laboratorio de acuerdo al siguiente detalle:

a) Toma de muestras

- Exploración de suelos y técnicas de muestreo: ASTM D2488, ASTM D4220 y AASHTO T248.

b) Caracterización de las propiedades índice de los suelos mediante los siguientes ensayos:

- Método de prueba para la obtención en laboratorio del contenido de agua (humedad) de suelos y rocas: ASTM D2216.
- Método para el análisis del tamaño de las partículas: ASTM D422 y AASHTO T88.
 - Por medio de cribado.
 - Por medio del hidrómetro.
- Método de prueba para la gravedad específica de los suelos: ASTM D854.
- Método de prueba para determinar la consistencia de los suelos: ASTM D4318.
 - Límite líquido.
 - Límite plástico.
 - Índice de plasticidad.
- Clasificación de los suelos
 - Método SUCS: ASTM D2487

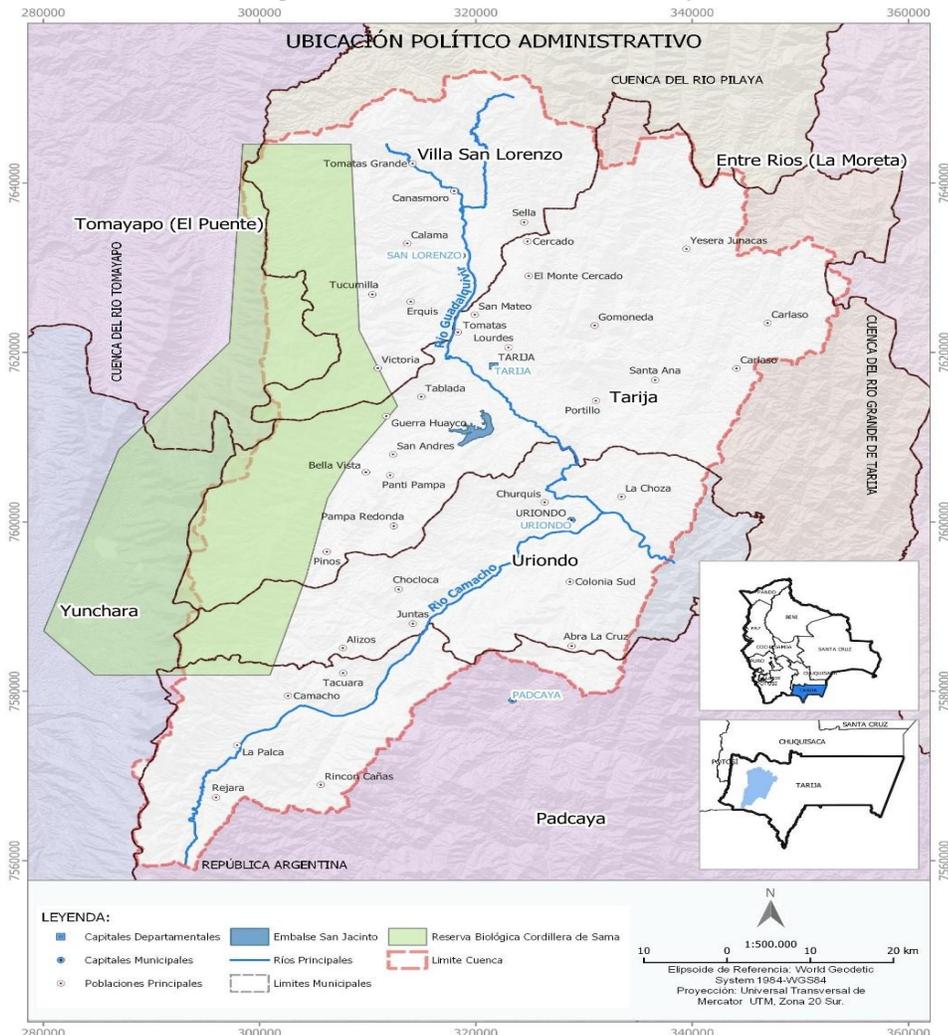
c) Características mecánicas

- Determinación de la resistencia al corte método de corte directo (CD): ASTM D3080 y AASHTO T236
- Método Estándar de prueba de compresión triaxial para suelos cohesivos no consolidados no drenados: ASTM D2850

3.7 Zona de estudio

En su conjunto, el Valle Central de Tarija se configura como una extensa área geológica marcada por un espesor aproximado de 150 metros de sedimentos lacustres del Cuaternario. Estos sedimentos, dispuestos de manera horizontal, están compuestos principalmente por arcillas y limos, con una menor proporción de arenas finas y gravas, y descansan sobre una base rocosa compuesta por lutitas y siltitas.

Figura 25. Valle Central de Tarija



(Plan Director de la Cuenca del Río Guadalquivir, 2021 – 2030, citado por Perales, 2022)

La región o sistema de vida del Valle Central de Tarija (VCT) que coincide con la cuenca del río Guadalquivir, se ubica entre las coordenadas geográficas de 21°13'03" y 22°03'30" de latitud Sur y 64°24'11" y 65°03'05" de longitud oeste, Perales M. (2022).

La región del VCT, se encuentra constituida por 4 Municipios (San Lorenzo, Cercado, Uriondo y la zona de valles de Padcaya) y 165 comunidades. (GAD Tarija, 2019), citado por Perales, 2022.

La región específica de estudio se caracteriza por estratos predominantemente constituidos por arcillas plásticas y limos normalmente consolidados de origen lacustre, cuyos tonos varían desde marrón claro hasta gris. En estos estratos, se identifica la presencia de grava, dando lugar a desprendimientos hacia la carretera. En los alrededores, se observan depósitos de suelos erosionados, siendo las arcillas inorgánicas plásticas el material predominante.

La información geológica local es parcial, ya que los mapas geológicos disponibles son generales debido a su escala, lo que limita la visualización detallada de las condiciones geológicas locales. No obstante, se cuenta con informes específicos sobre la geología del Valle Central de Tarija, aportando claridad al panorama.

La geología de la zona refleja claramente la presencia de depósitos de sedimentos lacustres del Cuaternario. Aunque las rocas en las orillas del río Guadalquivir y en los cerros circundantes indican la posibilidad de pertenecer al Cámbrico, con presencia de areniscas cuarzosas, también se identifican rocas del Devónico, como lutitas, pizarras y areniscas. En resumen, el valle se constituye por un manto de sedimentos lacustres del Cuaternario, depositado horizontalmente, sobre un lecho rocoso de lutitas y cuarcitas del Ordovícico, evidenciando una clara discordancia.

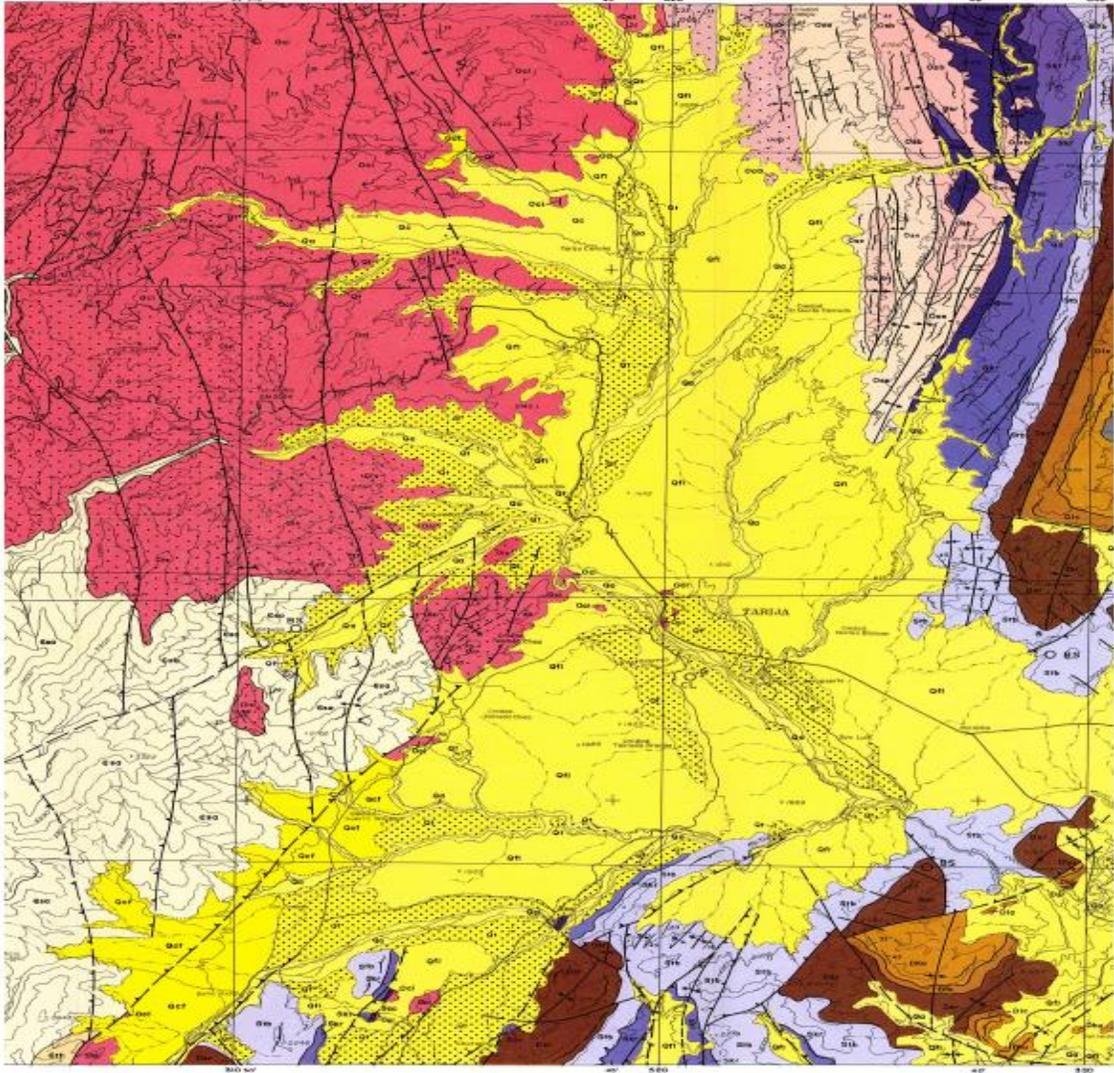
Los sedimentos más antiguos remontan al Cámbrico, donde se formaron cuencas de sedimentación que perduran hasta el Ordovícico. Durante el Cuaternario, una cuenca cerrada de origen tectónico dio lugar a un extenso lago, configurando el Valle Central de Tarija. La formación de una falla que generó la red hidrográfica provocó un proceso intenso de erosión, rellenando antiguos lechos con sedimentos aluvionales, conformando depósitos inferiores arcillosos. Eventualmente, erupciones volcánicas aportaron estratos de tobas y nuevos procesos de sedimentación originaron formaciones superiores limo-arcillosas y arcillo-limosas, algunas con presencia de arenas.

La ubicación específica de las lagunas revela estratos predominantes de arcillas y limos normalmente consolidados de origen lacustre, con variación de colores desde marrón

claro hasta gris. Se identifican estratos intercalados de arena de grano medio y arenas de grano muy fino. A pesar de las transformaciones tectónicas que dieron origen a importantes fallas y a la red hidrográfica actual, no se visualizan fallas en la geología de la zona.

Se destaca la observación de depósitos de suelo en diversos grados de erosión en la zona.

Figura 26. Mapa geológico de Tarija



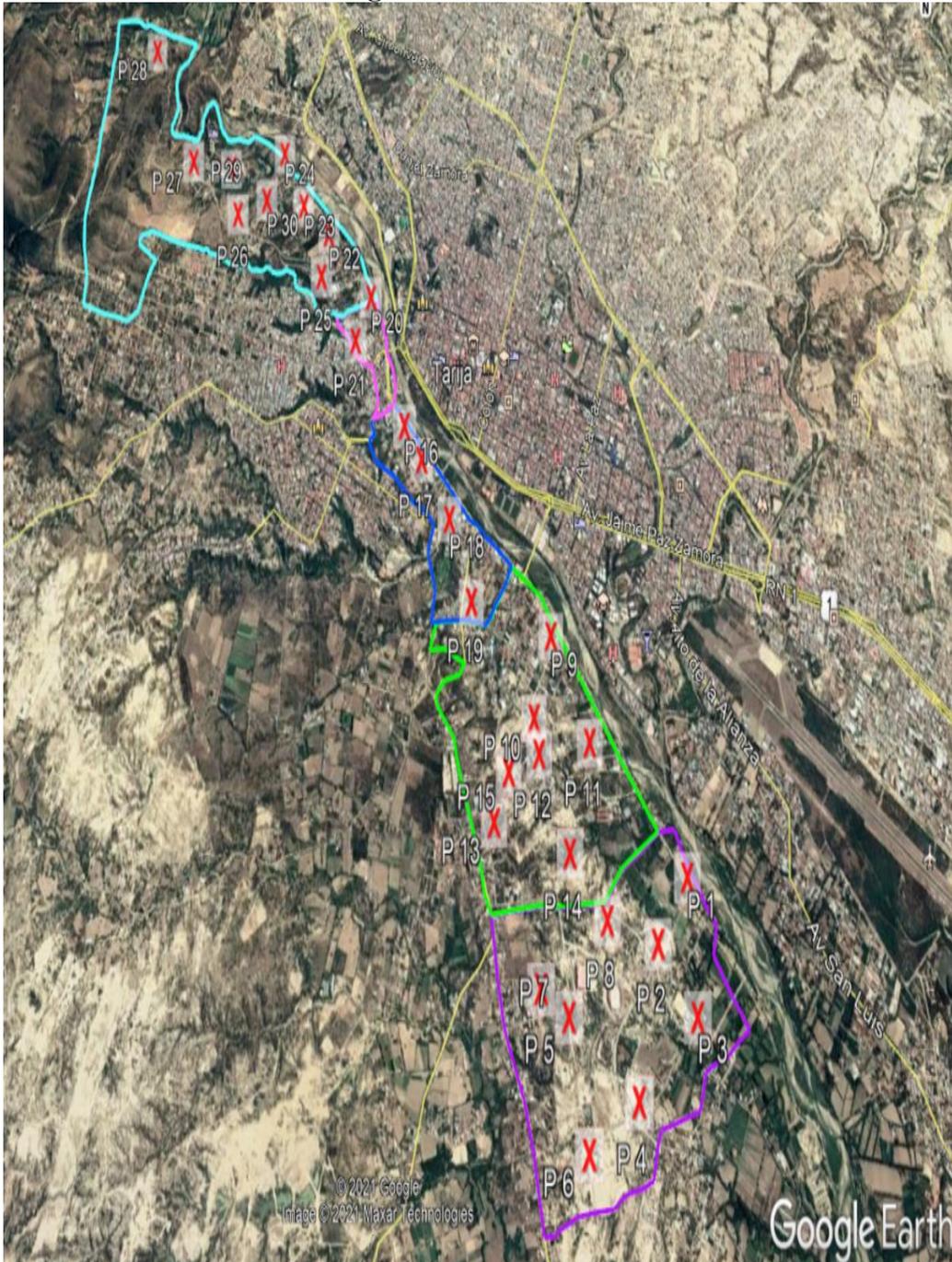
(Geobol, 1991)

En la figura 26 la zona de color amarillo muestra donde se encuentran los depósitos de sedimentos fluvio-lacustres.

De la zona de estudio el Valle Central de Tarija se seleccionó el Distrito 12 de la ciudad de Tarija, donde se encuentran los barrios de San Blas, Miraflores, Germán Bush, San Martín y Aranjuez que, se muestra en la figura 26 donde, se encuentran señalados los puntos de muestreo que fueron identificados en cada uno de los barrios haciendo un total de 30 puntos, de los cuales se tomaron para el estudio solamente 24 por ser estos

de acuerdo a su clasificación suelos arcillosos a diferencia del resto que son suelos un poco más gruesos y poseen poca o ninguna plasticidad, que para fines de la investigación se consideró no conveniente estudiarlos.

Figura 27. Zona de estudio



(Elaboración propia)

Tabla 5. Coordenadas de los puntos de muestreo

PROCEDENCIA DE LA MUESTRA	IDENTIF.	COORDENADAS		
		LATITUD	LONGITUD	ALTITUD (m)
SAN BLAS	P1	322171,95699 m. O	7615008,43900 m. S	1873,202
	P2	321904,18199 m. O	7614677,51800 m. S	1896,527
	P3	322185,10800 m. O	7614382,68800 m. S	1879,393
	P4	321702,58600 m. O	7613990,16799 m. S	1894,811
	P5	321189,01899 m. O	7614306,42800 m. S	1903,795
	P6	321315,47999 m. O	7613750,88499 m. S	1905,877
	P7	320973,24599 m. O	7614402,62500 m. S	1937,9
	P8	321511,59899 m. O	7614757,86799 m. S	1890,095
MIRAFLORES	P9	321109,86099 m. O	7616153,53199 m. S	1885,697
	P10	320952,62400 m. O	7615698,79499 m. S	1903,386
	P11	321419,51799 m. O	7615612,99899 m. S	1880,686
	P12	320991,12750 m. O	7615520,52400 m. S	1895,636
	P13	320610,13199 m. O	7615132,41299 m. S	1941,973
	P14	321228,53200 m. O	7615049,64200 m. S	1896,247
	P15	320734,27799 m. O	7615399,03899 m. S	1918,503
GERMAN BUSCH	P16	319775,99500 m. O	7617298,20799 m. S	1901,077
	P17	319944,55900 m. O	7617096,34200 m. S	1900,084
	P18	320210,52200 m. O	7616751,26999 m. S	1902,445
	P19	320416,00599 m. O	7616288,91899 m. S	1902,04
SAN MARTIN	P20	319406,19699 m. O	7618125,11299 m. S	1908,224
	P21	319277,12599 m. O	7617805,68300 m. S	1921,034
ARANJUEZ	P22	318950,47399 m. O	7618547,87000 m. S	1914,214
	P23	318678,86099 m. O	7618735,43300 m. S	1918,018
	P24	318440,25099 m. O	7619112,04499 m. S	1921,976
	P25	318910,92800 m. O	7618202,04200 m. S	1952,136
	P26	318028,98400 m. O	7618582,22400 m. S	1965,85
	P27	317522,13799 m. O	7618930,03000 m. S	1978,997
	P28	316988,83399 m. O	7619782,39300 m. S	1987,339
	P29	317912,99200 m. O	7618922,42600 m. S	1967,067
	P30	318306,54800 m. O	7618705,54800 m. S	1964,981

(Elaboración propia)

3.8 Selección de datos

El diseño seguro y eficiente de estructuras y cimentaciones implica un detallado análisis del esfuerzo cortante en suelos, tarea para la cual normativas específicas proporcionan pautas fundamentales.

La normativa argentina CIRSOC 102, centrada en cimentaciones, destaca por su énfasis en la evaluación de la capacidad portante del suelo y el análisis de esfuerzos cortantes. Publicada por el Instituto Argentino de Normalización y Certificación (IRAM) en 2010, esta norma reconoce la realidad de la ingeniería civil, donde el número de datos de entrada puede ser limitado.

Asimismo, la normativa ecuatoriana NEC-SE-DS, emitida por el Instituto Ecuatoriano de Normalización (INEN) en 2017, aborda aspectos geotécnicos cruciales para el análisis del esfuerzo cortante en suelos. Esta norma proporciona enfoques adaptativos que permiten realizar evaluaciones eficientes incluso con un número reducido de datos de entrada.

En el ámbito español, el Código Técnico de la Edificación (CTE), publicado por el Ministerio de Fomento del Gobierno de España en 2006 con actualizaciones hasta 2022, establece requisitos esenciales para la construcción de edificaciones. Aunque no se centra específicamente en el estudio de suelos, el CTE proporciona directrices para el diseño de estructuras que deben tener en cuenta las características del terreno y los esfuerzos cortantes asociados, adaptándose a situaciones donde el número de datos puede ser limitado.

Estas normativas reconocen la importancia de adecuarse a las condiciones particulares de cada proyecto, brindando orientación técnica para abordar proyectos con un número reducido de datos de entrada. Es fundamental aplicar juicio ingenieril y considerar la validez de los resultados obtenidos, teniendo en cuenta las limitaciones asociadas al tamaño de la muestra en el análisis del esfuerzo cortante en suelos.

3.9 Plan Experimental

Diseñar un plan experimental sólido es crucial para obtener resultados confiables y significativos en la investigación.

3.9.1 Objetivo del Experimento

Evaluar el comportamiento esfuerzo-deformación de los suelos arcillosos en el Valle Central de Tarija mediante pruebas de corte directo y corte triaxial.

3.9.2 Diseño Experimental

a) Selección de Sitios de Muestreo

Identificación de sitios representativos en el Valle Central de Tarija, considerando la variabilidad geológica y las características del terreno, en este caso particular de suelos arcillosos.

b) Toma de Muestras

Recolectar muestras de suelos arcillosos en cada sitio de muestreo, asegurándose de obtener muestras representativas.

c) Caracterización de Muestras

Realizar los ensayos de laboratorio para caracterizar las propiedades físicas y mecánicas de las muestras, incluyendo la determinación de la humedad natural, granulometría, plasticidad, densidad in situ, y cualquier otra propiedad relevante.

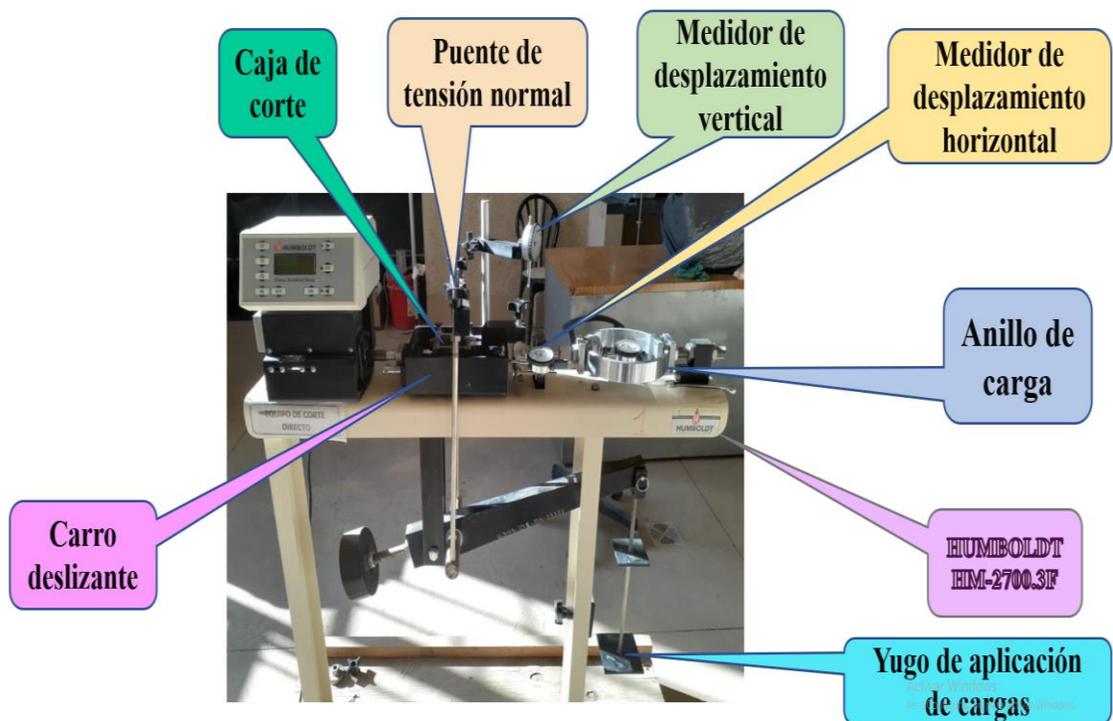
- Contenido de Humedad, ASTM D2216-98
- Gravedad Específica, ASTM D854
- Granulometría, ASTM D422
- Límites de Atterberg, ASTM D4318

e) Ensayos de Corte Directo

Pruebas de corte directo en muestras representativas, registrando cuidadosamente los parámetros de resistencia al corte y el comportamiento esfuerzo-deformación, con el equipo MODELO 27-WF2060 Digishear, máquina de corte directo / residual, control digital y visualización de la velocidad. 110-240 V, 50-60 Hz. 1 ph.

- ASTM D2216-98

Figura 28. Máquina de corte directo, MODELO 27-WF2060 Digishear



(Elaboración propia)

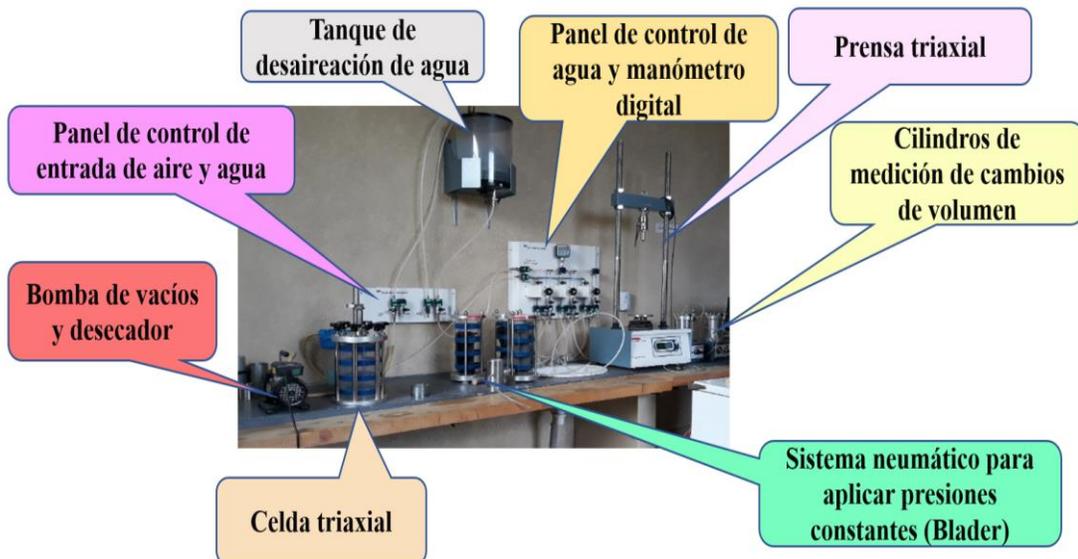
e) Ensayos Triaxiales

Pruebas triaxiales tanto en suelos arcillosos como en limos, registrando los parámetros de resistencia al corte y el comportamiento esfuerzo-deformación.

- ASTM – D2058
- ASTM – D4767

Para llevar a cabo los ensayos triaxiales de manera efectiva, es necesario contar con un equipo triaxial completo que incluya diversos elementos para la adquisición de datos, aplicación de carga, medición del cambio de volumen, saturación del espécimen, entre otros, que se detallan a continuación iniciando con la descripción del equipo.

Figura 29. Equipo triaxial, CONTROLS





(Elaboración propia)

Para el procesamiento de la información se cuenta con el Geodatalog que, es una unidad de adquisición de datos que sirve como enlace entre la computadora y los transductores conectados al equipo triaxial. El que se cuenta en el laboratorio es el modelo WF6032, que cuenta con 32 canales.

Este dispositivo está acompañado por el software de comunicación DATACOMM, el cual se emplea para la calibración y el registro de datos. DATACOMM actúa como interfaz visual entre el Geodatalog y los transductores conectados al equipo. Funciona sobre la plataforma Microsoft Windows 8 y ofrece todas las funciones necesarias para calibrar los transductores, cargar y visualizar datos de canales en tiempo real, así como controlar el Geodatalog.

f) Análisis Estadístico

Otro aspecto crucial del sustento teórico de esta investigación es la aplicación de la Estadística en la Ingeniería Civil.

El empleo de correlaciones y modelos matemáticos de regresión, como los presentados por Montgomery, Peck y Vining en "Introduction to Linear Regression Analysis" (2012), ha sido fundamental a lo largo de la evolución de la Mecánica de Suelos. Su relevancia perdura hasta hoy, respaldada por su sólido fundamento teórico y su aplicabilidad práctica.

Particularmente, tanto modelos matemáticos lineales como no lineales, ampliamente estudiados y validados por autores como Gelman et al. en "Bayesian Data Analysis" (2013) y Faraway en "Linear Models with R" (2014), desempeñan un papel esencial en el análisis de esfuerzo cortante en suelos. Estos modelos ofrecen la flexibilidad necesaria para capturar la complejidad de las relaciones entre variables, lo que resulta fundamental en la interpretación de datos experimentales en el campo de la Ingeniería Civil.

g) Interpretación de Resultados

Interpretar los resultados a la luz de los objetivos de la investigación, destacando patrones, tendencias y posibles correlaciones.

Este diseño experimental proporciona una estructura general para investigar el comportamiento esfuerzo-deformación de los suelos arcillosos en el Valle Central de Tarija, permitiendo la obtención de datos valiosos y la realización de un análisis consistente.

3.10 Resumen de Resultados

3.10.1 Caracterización de los suelos a 1m, 2m y 3m

Se realizan perforaciones en el sitio para obtener muestras representativas del suelo. Estas muestras se extrajeron a diferentes profundidades para evaluar las variaciones en las propiedades del suelo.

Las muestras de suelo se analizan en laboratorio para determinar sus propiedades físicas y mecánicas, como la humedad, la densidad, plasticidad y resistencia.

Los resultados se muestran en las tablas a continuación que, son parte del informe geotécnico del estudio de suelos donde se plasma la humedad natural de los suelos in situ y su correspondiente plasticidad determinada mediante los límites de Atterberg (límites líquido y plástico), y su índice de plasticidad. Todo esto para su posterior clasificación según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (S.U.C.S),

Se observa una variabilidad en las propiedades de las muestras, como la humedad, gravedad específica y plasticidad, lo que indica diferentes condiciones de los suelos arcillosos en las áreas muestreadas.

Sin embargo, la mayoría de las muestras se clasifican como arcillas (CL) y limos (ML), con algunas muestras clasificadas como CL-ML y MH.

Tabla6. Caracterización a 1m

PROCEDENCIA DE LA MUESTRA	IDENTIF. DEL PUNTO	HUMEDA D	GRAVEDAD ESPECIFIC A Gs (g/cm ³)	HIDROMETRO		PLASTICIDAD (%)			CLASIF. S.U.C.S.
		w (%)		ARCILLA (%)	LIMO (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	
SAN BLAS	P1	6,87	2,74	64,46	23,98	28	21	8	CL
	P2	13,89	2,69	64,84	21,92	47	26	21	CL
	P3	13,12	2,72	69,60	28,13	45	26	19	CL
	P4	9,40	2,71	61,09	20,67	29	21	8	CL
	P5	12,90	2,72	61,04	36,90	47	26	21	CL
	P6	17,70	2,72	55,01	33,36	50	28	22	CL
	P7	9,66	2,70	65,15	18,58	35	23	12	CL
	P8	7,90	2,66	63,37	15,80	30	23	7	ML
MIRAFLORES	P9	8,60	2,65	76,55	21,11	41	27	14	ML
	P10	11,25	2,65	84,33	15,27	55	31	24	MH
	P11	7,64	2,66	54,91	14,43	23	20	4	CL
	P12	6,03	2,73	78,85	16,46	29	21	8	CL
	P13	9,91	2,66	75,14	12,99	25	22	3	ML
	P14	11,58	2,67	80,56	18,20	39	27	12	ML
	P15	6,81	2,64	49,32	5,65	27	22	5	ML
GERMAN BUSCH	P16	12,39	2,75	63,66	23,29	26	19	7	CL-ML
	P17	5,69	2,75	52,43	12,11	22	17	5	CL-ML
	P18	10,97	2,67	69,03	20,72	40	26	14	ML
SAN MARTIN	P21	16,60	2,70	78,08	19,59	35	25	10	ML
ARANJUEZ	P22	11,45	2,66	61,51	21,68	38	25	13	ML
	P23	8,13	2,77	73,02	21,11	29	18	11	CL
	P24	7,28	2,71	54,10	9,49	24	16	8	CL
	P26	15,39	2,33	60,77	31,56	39	27	12	ML
	P30	8,73	2,30	51,41	26,67	31	24	7	ML

(Elaboración propia)

Tabla 7. Caracterización a 2m

PROCEDENCIA DE LA MUESTRA	IDENTIF. DEL PUNTO	HUMEDAD	GRAVEDAD	HIDROMETRO			PLASTICIDAD (%)			CLASIF.
		w(%)	ESPECIFICA Gs (g/cm ³)	ARCILLILLA (%)	LIMO (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	S.U.C.S.	
SAN BLAS	P2	16,14	2,732	58,77	39,62	54	29	25	CH	
	P3	15,27	2,749	65,22	33,11	40	24	16	CL	
	P4	16,88	2,715	72,86	25,69	50	28	22	CL	
	P5	16,94	2,756	60,74	35,69	45	25	20	CL	
	P6	12,12	2,701	62,14	36,94	49	29	20	ML	
	P7	15,21	2,736	68,96	20,46	31	18	13	CL	
	P10	2,26	2,803	55,50	26,46	36	22	14	CL	
MIRAFLORES	P12	6,94	2,756	63,78	27,40	34	21	13	CL	
	P13	9,04	2,708	57,18	26,89	29	18	11	CL	
	P14	11,76	2,772	71,63	21,08	27	17	10	CL	
GERMAN BUSCH	P18	11,02	2,733	66,73	25,50	38	21	17	CL	
	P19	17,72	2,710	68,6	28,91	34	22	12	CL	
ARANJUEZ	P22	11,59	2,745	56,84	26,01	36	23	13	CL	
	P26	12,33	2,714	59,47	22,84	46	25	21	CL	

(Elaboración propia)

Tabla 8. Caracterización a 3m

PROCEDENCIA DE LA MUESTRA	IDENTIF. DEL PUNTO	HUMEDAD w(%)	GRAVEDAD ESPECIFICA Gs (g/cm ³)	HIDROMETRO		PLASTICIDAD (%)			CLASIF. S.U.C.S.
				ARCILLLA (%)	LIMO (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	
SAN BLAS	P2	16,73	2,721	58,96	39,42	54	28	26	CH
	P3	15,89	2,748	66,63	31,67	39	24	15	CL
	P4	11,25	2,747	69,46	18,24	45	26	19	CL
	P5	18,78	2,709	64,73	31,7	45	24	21	CL
	P6	11,93	2,719	64,39	34,63	47	26	21	CL
	P8	27,59	2,778	66,43	29,81	42	23	19	CL
MIRAFLORES	P10	3,58	2,704	57,98	24,67	36	22	14	CL
	P12	7,25	2,718	69,57	21,49	34	19	15	CL
	P14	11,89	2,695	72,81	19,75	27	17	10	CL
GERMAN BUSCH	P18	11,18	2,744	68,35	23,43	37	21	16	CL
	P19	18,97	2,722	73,71	23,68	33	21	12	CL
ARANJUEZ	P22	11,97	2,742	58,48	24,14	35	22	13	CL

(Elaboración propia)

3.10.2 Caracterización mecánica de los suelos a 1m, 2m y 3m

Para la determinación de las propiedades mecánicas cohesión y fricción de los suelos se hizo uso del equipo de corte directo y el equipo triaxial del laboratorio de suelos de la Universidad Autónoma Juan Misael Saracho.

3.10.2.1 Corte Directo

Es muy importante preparar y almacenar las muestras en un ambiente de temperatura y humedad controlada que, minimiza la posibilidad de pérdida o ganancia de humedad, lo que podría afectar la estructura natural de las muestras.

Se trabajo con tres especímenes inalterados, preparados para cada prueba. Esto proporciona una base sólida que garantiza la representatividad de los resultados, en la determinación de la envolvente de falla.

Se debe tener cuidado durante la preparación de las muestras para evitar cualquier alteración en su estructura natural.

Figura 30. Especímenes ensayados por corte directo



(Elaboración propia)

Los resultados del ensayo se muestran a continuación, de la misma manera se procedió con cada una de las muestras estudiadas.

Tabla 9. Planilla datos del ensayo de corte directo

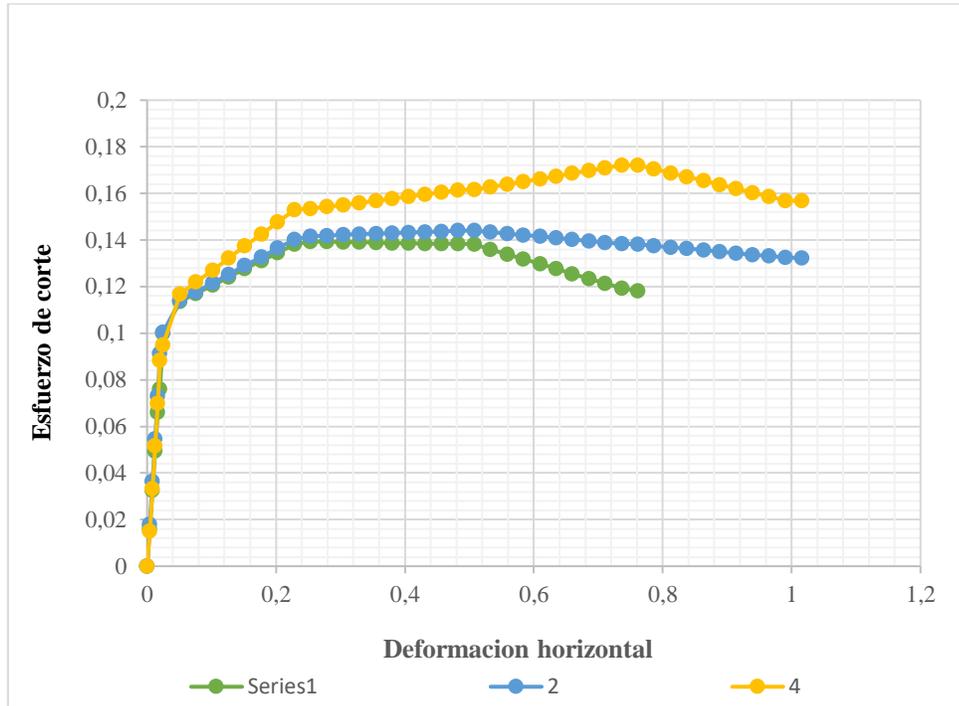
Lectura Horizontal	Lectura Ext. Vertical			Lectura de anillo de carga		
	1,00	2,00	4,00	1,00	2,00	4,00
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1	2,22	1,11	0,00	0,15	0,16	0,22
2	4,44	2,22	0,00	0,30	0,32	0,44
3	6,66	3,33	0,00	0,45	0,48	0,66
4	8,88	4,44	0,00	0,60	0,64	0,88
5	11,10	5,55	0,00	0,75	0,80	1,10
6	13,32	6,66	0,00	0,90	0,96	1,32
7	15,54	7,77	0,00	1,05	1,12	1,54
8	17,76	8,88	0,00	1,20	1,28	1,76
9	19,98	9,99	0,00	1,35	1,44	1,98
10	20,00	10,00	0,00	1,40	1,50	2,00
11	22,77	11,66	0,88	1,40	1,51	2,04
12	25,54	13,32	1,76	1,39	1,52	2,08
13	28,31	14,98	2,64	1,39	1,53	2,11
14	31,08	16,64	3,52	1,38	1,54	2,15
15	33,85	18,30	4,40	1,38	1,56	2,19
16	36,62	19,96	5,28	1,37	1,57	2,23
17	39,39	21,62	6,16	1,37	1,58	2,27
18	42,16	23,28	7,04	1,36	1,59	2,30
19	44,93	24,94	7,92	1,36	1,60	2,34
20	45,00	25,00	8,00	1,35	1,60	2,35
21	46,66	25,55	10,33	1,26	1,57	2,40
22	48,32	26,10	12,66	1,17	1,55	2,45
23	49,98	26,65	14,99	1,08	1,52	2,50
24	51,64	27,20	17,32	0,99	1,49	2,55
25	53,30	27,75	19,65	0,90	1,47	2,60
26	54,96	28,30	21,98	0,81	1,44	2,65
27	56,62	28,85	24,31	0,72	1,41	2,70
28	58,28	29,40	26,64	0,63	1,38	2,75
29	59,94	29,95	28,97	0,54	1,36	2,80
30	60,00	30,00	29,00	0,50	1,35	2,80
31		30,55	29,22		1,32	2,73
32		31,10	29,44		1,30	2,66
33		31,65	29,66		1,27	2,58
34		32,20	29,88		1,24	2,51
35		32,75	30,10		1,22	2,44
36		33,30	30,32		1,19	2,37
37		33,85	30,54		1,16	2,30
38		34,40	30,76		1,13	2,22
39		34,95	30,98		1,11	2,15
40		35,00	31,00		1,10	2,15

(Elaboración propia)

Tabla 10. Planilla resultados del ensayo de corte directo

formación Horizontal (mm)	Deformación Vertical (mm)			Fuerza cortante (Kg)			Esfuerzo cortante (Kg/cm ²)		
	1,00	2,00	4,00	1,00	2,00	4,00	1,00	2,00	4,00
0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,0000	0,0000	0,0000
0,025	0,006	0,003	0,000	3,962	3,970	4,021	0,1100	0,1103	0,1117
0,051	0,011	0,006	0,000	4,088	4,105	4,206	0,1136	0,1140	0,1168
0,076	0,017	0,008	0,000	4,215	4,240	4,392	0,1171	0,1178	0,1220
0,102	0,023	0,011	0,000	4,341	4,375	4,577	0,1206	0,1215	0,1271
0,127	0,028	0,014	0,000	4,468	4,510	4,763	0,1241	0,1253	0,1323
0,152	0,034	0,017	0,000	4,594	4,645	4,948	0,1276	0,1290	0,1374
0,178	0,039	0,020	0,000	4,720	4,779	5,133	0,1311	0,1328	0,1426
0,203	0,045	0,023	0,000	4,847	4,914	5,319	0,1346	0,1365	0,1477
0,229	0,051	0,025	0,000	4,973	5,049	5,504	0,1381	0,1403	0,1529
0,254	0,051	0,025	0,000	5,015	5,100	5,521	0,1393	0,1417	0,1534
0,279	0,058	0,030	0,002	5,011	5,109	5,553	0,1392	0,1419	0,1543
0,305	0,065	0,034	0,004	5,007	5,118	5,585	0,1391	0,1422	0,1551
0,330	0,072	0,038	0,007	5,003	5,128	5,617	0,1390	0,1424	0,1560
0,356	0,079	0,042	0,009	4,999	5,137	5,649	0,1389	0,1427	0,1569
0,381	0,086	0,046	0,011	4,994	5,146	5,681	0,1387	0,1429	0,1578
0,406	0,093	0,051	0,013	4,990	5,155	5,713	0,1386	0,1432	0,1587
0,432	0,100	0,055	0,016	4,986	5,165	5,746	0,1385	0,1435	0,1596
0,457	0,107	0,059	0,018	4,982	5,174	5,778	0,1384	0,1437	0,1605
0,483	0,114	0,063	0,020	4,978	5,183	5,810	0,1383	0,1440	0,1614
0,508	0,114	0,064	0,020	4,973	5,184	5,816	0,1381	0,1440	0,1616
0,533	0,119	0,065	0,026	4,897	5,161	5,858	0,1360	0,1434	0,1627
0,559	0,123	0,066	0,032	4,822	5,139	5,901	0,1339	0,1427	0,1639
0,584	0,127	0,068	0,038	4,746	5,116	5,943	0,1318	0,1421	0,1651
0,610	0,131	0,069	0,044	4,670	5,093	5,985	0,1297	0,1415	0,1662
0,635	0,135	0,070	0,050	4,594	5,070	6,027	0,1276	0,1408	0,1674
0,660	0,140	0,072	0,056	4,518	5,048	6,069	0,1255	0,1402	0,1686
0,686	0,144	0,073	0,062	4,442	5,025	6,111	0,1234	0,1396	0,1698
0,711	0,148	0,075	0,068	4,366	5,002	6,154	0,1213	0,1389	0,1709
0,737	0,152	0,076	0,074	4,291	4,979	6,196	0,1192	0,1383	0,1721
0,762	0,152	0,076	0,074	4,257	4,973	6,196	0,1182	0,1381	0,1721
0,787		0,078	0,074		4,951	6,135		0,1375	0,1704
0,813		0,079	0,075		4,928	6,074		0,1369	0,1687
0,838		0,080	0,075		4,905	6,014		0,1363	0,1670
0,864		0,082	0,076		4,882	5,953		0,1356	0,1654
0,889		0,083	0,076		4,860	5,892		0,1350	0,1637
0,914		0,085	0,077		4,837	5,831		0,1344	0,1620
0,940		0,086	0,078		4,814	5,771		0,1337	0,1603
0,965		0,087	0,078		4,791	5,710		0,1331	0,1586
0,991		0,089	0,079		4,768	5,649		0,1325	0,1569
1,016		0,089	0,079		4,763	5,648		0,1323	0,1569

Figura 31. Esfuerzo - deformación



(Elaboración propia)

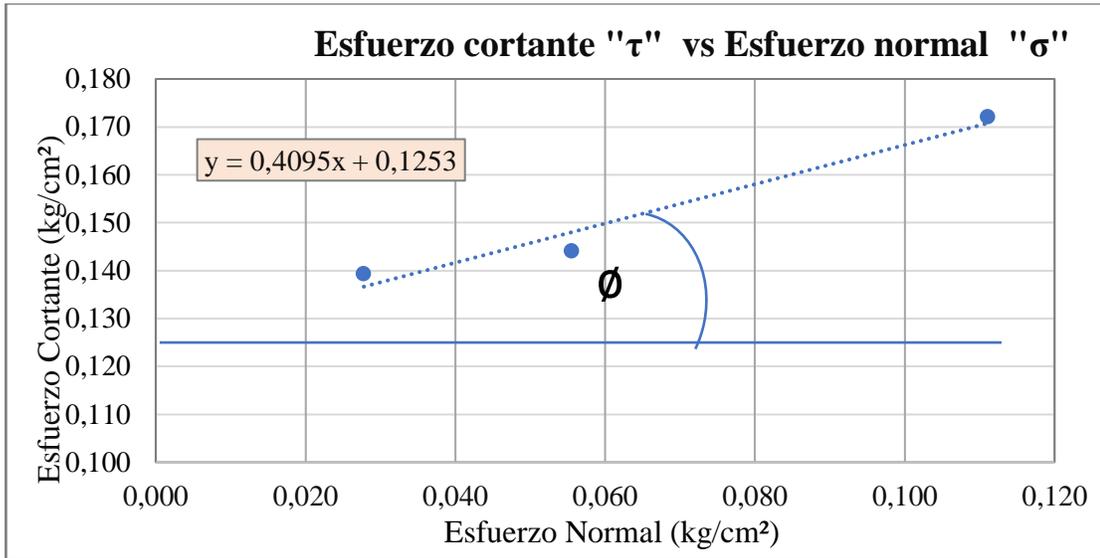
Con los valores máximos donde se produce la falla para cada espécimen de los tres por punto determinados en la tabla 10, se tiene los valores del esfuerzo de corte τ , resultados que se muestran en la tabla 11, mientras que los valores del esfuerzo normal se tienen de las cargas normales aplicadas.

Tabla 11. Planilla $\tau - \sigma$

Esfuerzo Normal (Kg/cm²)	Esfuerzo de Corte (Kg/cm²)
0,028	0,13932
0,056	0,14400
0,111	0,17210

(Elaboración propia)

Figura 32. Determinación de cohesión y fricción de la muestra de suelo



(Elaboración propia)

Finalmente, el resultado es el siguiente:

COHESIÓN	ϕ
Kg/cm ²	°
0,125	22,27

De la misma manera se procedió con cada una de las muestras, los resultados finales se presentan en resumen en la tabla 12.

Tabla 12. Resumen de resultados de Corte Directo

PROCEDENCIA DE LA MUESTRA	IDENTIFICACION DEL PUNTO	CLASIFICACIÓN S.U.C.S.	CORTE DIRECTO	
			C (kPa)	Ø (°)
SAN BLAS	P1	CL	115,38	26,14
	P2	CL	128,59	16,44
	P3	CL	262,00	18,32
	P4	CL	144,39	19,40
	P5	CL	125,72	23,87
	P6	CL	131,04	23,15
	P7	CL	122,85	22,27
	P8	ML	145,81	14,84
MIRAFLORES	P9	ML	153,92	13,87
	P10	MH	114,81	27,10
	P11	CL	125,14	13,22
	P12	CL	150,76	22,27
	P13	ML	140,64	15,64
	P14	ML	145,81	12,56
	P15	ML	139,49	15,96
GERMAN BUSCH	P16	CL-ML	123,99	26,83
	P17	CL-ML	128,59	22,27
	P18	ML	125,52	12,23
SAN MARTIN	P21	ML	150,86	14,19
	P22	ML	144,09	15,32
	P23	CL	116,53	25,30
ARANJUEZ	P24	CL	125,72	23,58
	P26	ML	142,37	14,19
	P30	ML	147,53	14,03

(Elaboración propia)

3.10.2.2 Ensayo Triaxial

Para este caso de igual manera se ensayó tres especímenes por muestra, obteniendo tablas como la siguiente para cada uno de ellos.

Tabla 13. Datos del ensayo triaxial

Número de lectura	Deformación	Carga	Deformación corregida	Carga corregida
	(mm)	(N)	(mm)	(N)
1	0,023	55,3	0,000	0,00
2	0,272	352,9	0,249	297,55
3	0,520	650,4	0,497	595,10
4	0,769	948,0	0,746	892,65
5	1,017	1245,5	0,994	1190,20
6	1,329	1631,5	1,306	1576,18
7	1,640	2017,5	1,617	1962,15
8	1,952	2403,4	1,929	2348,13
9	2,263	2812,3	2,240	2757,00
10	2,598	3454,3	2,575	3399,00
11	2,933	3767,9	2,910	3712,60
12	3,267	3998,7	3,244	3943,40
13	3,602	4212,3	3,579	4157,00
14	3,953	4503,2	3,930	4447,90
15	4,304	4612,4	4,281	4557,10
16	4,654	4709,7	4,631	4654,40
17	5,005	4633,3	4,982	4578,00
18	5,351	4600,7	5,328	4545,40
19	5,697	4509,8	5,674	4454,50
20	6,042	4487,2	6,019	4431,90
21	6,388	4423,5	6,365	4368,20
22	6,747	4396,0	6,724	4340,68
23	7,106	4368,5	7,083	4313,15
24	7,464	4340,9	7,441	4285,63
25	7,823	4313,4	7,800	4258,10
26	8,157	4204,2	8,134	4148,85
27	8,491	4094,9	8,468	4039,60
28	8,824	3985,7	8,801	3930,35
29	9,158	3876,4	9,135	3821,10
30	9,503	3707,1	9,480	3651,80
31	9,849	3537,8	9,826	3482,50
32	10,194	3368,5	10,171	3313,20
33	10,539	3199,2	10,516	3143,90
34	10,890	3090,8	10,867	3035,45
35	11,240	2982,3	11,217	2927,00
36	11,591	2873,9	11,568	2818,55
37	11,941	2765,4	11,918	2710,10
38	12,293	2721,4	12,270	2666,05
39	12,645	2677,3	12,622	2622,00
40	12,996	2633,3	12,973	2577,95
41	13,348	2589,2	13,325	2533,90
42	13,691	2530,7	13,668	2475,43
43	14,034	2472,3	14,011	2416,95
44	14,376	2413,8	14,353	2358,48
45	14,719	2355,3	14,696	2300,00
46	15,067	2330,7	15,044	2275,40
47	15,414	2306,1	15,391	2250,80
48	15,762	2281,5	15,739	2226,20
49	16,109	2256,9	16,086	2201,60
50	16,410	2217,9	16,387	2162,58
51	16,712	2178,9	16,689	2123,55
52	17,013	2139,8	16,990	2084,53
53	17,314	2100,8	17,291	2045,50
54	17,615	2061,8	17,592	2006,48
55	17,917	2022,8	17,894	1967,45

(Elaboración propia)

Tabla 14. Resultados del ensayo triaxial espécimen 1

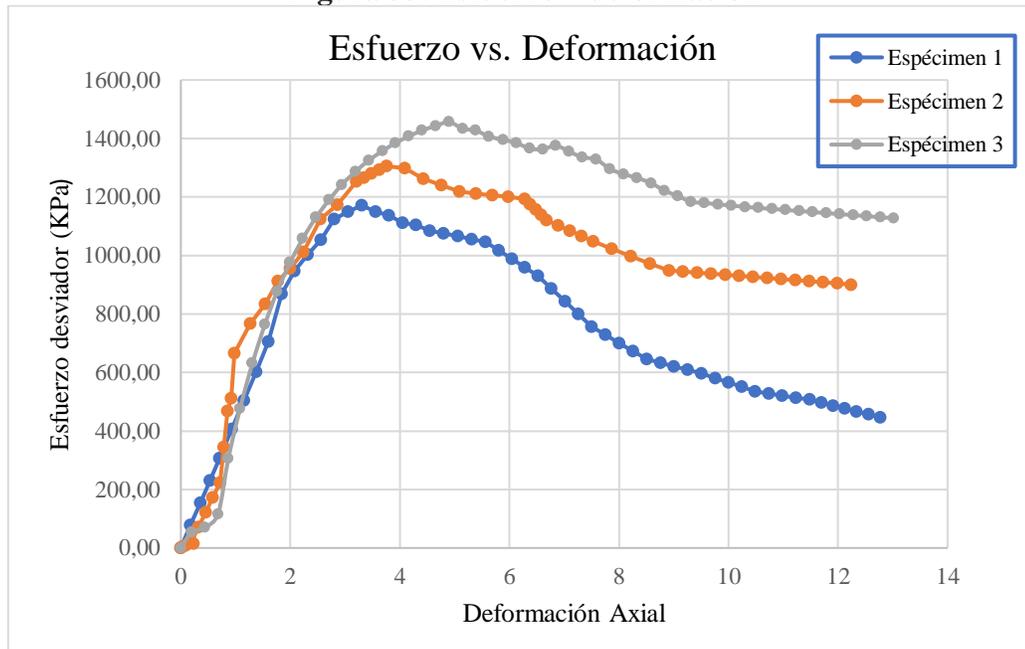
Deformación axial (ϵ)	Deformación axial (ϵ) (%)	Área corregida (mm^2)	Esfuerzo desviador s/c (KPa)	Esfuerzo desviador (KPa)	σ_1 (KPa)	σ_3 (KPa)
0	0	3842,96	0,00	0,00	100,00	100
0,0018	0,18	3849,78	77,43	77,29	177,29	100
0,0035	0,35	3856,63	154,85	154,31	254,31	100
0,0053	0,53	3863,51	232,28	231,05	331,05	100
0,0071	0,71	3870,41	309,71	307,51	407,51	100
0,0093	0,93	3879,09	410,15	406,33	506,33	100
0,0115	1,15	3887,82	510,58	504,69	604,69	100
0,0138	1,38	3896,58	611,02	602,61	702,61	100
0,0160	1,60	3905,38	717,42	705,95	805,95	100
0,0184	1,84	3914,89	884,48	868,22	968,22	100
0,0208	2,08	3924,44	966,08	946,02	1046,02	100
0,0232	2,32	3934,03	1026,14	1002,38	1102,38	100
0,0255	2,55	3943,68	1081,72	1054,09	1154,09	100
0,0280	2,80	3953,83	1157,42	1124,96	1224,96	100
0,0305	3,05	3964,04	1185,83	1149,61	1249,61	100
0,0330	3,30	3974,30	1211,15	1171,12	1271,12	100
0,0356	3,56	3984,62	1191,27	1148,92	1248,92	100
0,0380	3,80	3994,84	1182,79	1137,82	1237,82	100
0,0405	4,05	4005,11	1159,13	1112,20	1212,20	100
0,0430	4,30	4015,44	1153,25	1103,72	1203,72	100
0,0454	4,54	4025,82	1136,68	1085,05	1185,05	100
0,0480	4,80	4036,64	1129,51	1075,32	1175,32	100
0,0505	5,05	4047,53	1122,35	1065,63	1165,63	100
0,0531	5,31	4058,47	1115,19	1055,97	1155,97	100
0,0557	5,57	4069,47	1108,03	1046,35	1146,35	100
0,0580	5,80	4079,76	1079,60	1016,93	1116,93	100
0,0604	6,04	4090,10	1051,17	987,65	1087,65	100
0,0628	6,28	4100,50	1022,74	958,51	1058,51	100
0,0652	6,52	4110,95	994,31	929,49	1029,49	100
0,0677	6,77	4121,81	950,26	885,97	985,97	100
0,0701	7,01	4132,73	906,20	842,66	942,66	100
0,0726	7,26	4143,71	862,15	799,57	899,57	100
0,0750	7,50	4154,75	818,09	756,70	856,70	100
0,0775	7,75	4166,01	789,87	728,62	828,62	100
0,0800	8,00	4177,34	761,65	700,69	800,69	100
0,0825	8,25	4188,73	733,43	672,89	772,89	100
0,0850	8,50	4200,18	705,21	645,23	745,23	100
0,0876	8,76	4211,73	693,75	633,01	733,01	100
0,0901	9,01	4223,35	682,29	620,83	720,83	100
0,0926	9,26	4235,04	670,82	608,72	708,72	100
0,0951	9,51	4246,78	659,36	596,66	696,66	100
0,0975	9,75	4258,29	644,15	581,32	681,32	100
0,1000	10,00	4269,87	628,93	566,05	666,05	100
0,1024	10,24	4281,50	613,71	550,85	650,85	100
0,1049	10,49	4293,20	598,50	535,73	635,73	100
0,1074	10,74	4305,13	592,10	528,53	628,53	100
0,1098	10,98	4317,12	585,70	521,37	621,37	100
0,1123	11,23	4329,18	579,29	514,23	614,23	100
0,1148	11,48	4341,31	572,89	507,13	607,13	100
0,1169	11,69	4351,88	562,74	496,93	596,93	100
0,1191	11,91	4362,50	552,58	486,77	586,77	100
0,1212	12,12	4373,17	542,43	476,66	576,66	100
0,1234	12,34	4383,90	532,27	466,59	566,59	100
0,1255	12,55	4394,67	522,12	456,57	556,57	100
0,1277	12,77	4405,50	511,96	446,59	546,59	100

(Elaboración propia)

De la misma manera se procedió para los tres especímenes por muestra.

De los resultados obtenidos en la tabla 13 se procede a graficar las curvas esfuerzo desviador vs deformación axial como se muestra a continuación:

Figura 33. Esfuerzo – deformación



(Elaboración propia)

Graficas que más adelante permitirá la determinación de los módulos de elasticidad inicial y secante de los suelos estudiados.

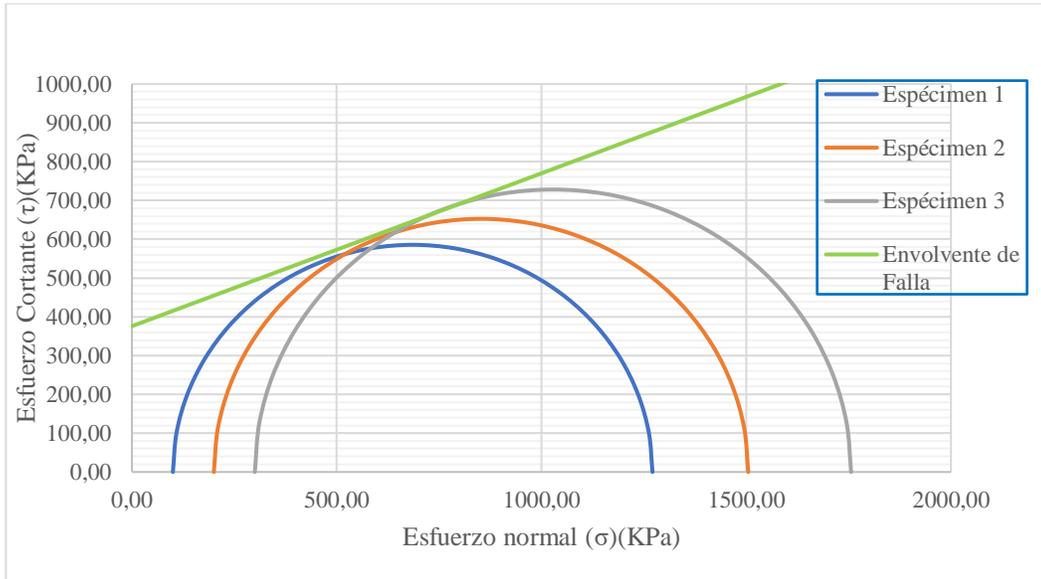
Con los resultados de la tabla 15, se procede a realizar los círculos de Mohr correspondientes y la gráfica de la envolvente de falla.

Tabla 15. Esfuerzo normal (σ) y cortante (τ)

Ángulo	Ángulo en radianes	Espécimen 1		Espécimen 2		Espécimen 3	
		Esfuerzo Normal (σ)	Esfuerzo Cortante (τ)	Esfuerzo Normal (σ)	Esfuerzo Cortante (τ)	Esfuerzo Normal (σ)	Esfuerzo Cortante (τ)
(°)	(rad)	(KPa)	(KPa)	(KPa)	(KPa)	(KPa)	(KPa)
0	0,000	100,00	0,00	200,00	0,00	300,00	0,00
10	0,175	108,90	101,68	209,91	113,31	311,06	126,43
20	0,349	135,31	200,27	239,35	223,17	343,91	249,03
30	0,524	178,45	292,78	287,42	326,25	397,55	364,05
40	0,698	237,00	376,39	352,66	419,42	470,34	468,02
50	0,873	309,17	448,57	433,08	499,84	560,09	557,76
60	1,047	392,78	507,11	526,25	565,08	664,05	630,56
70	1,222	485,29	550,25	629,33	613,15	779,08	684,20
80	1,396	583,88	576,67	739,19	642,59	901,67	717,05
90	1,571	685,56	585,56	852,50	652,50	1028,11	728,11
100	1,745	787,24	576,67	965,80	642,59	1154,54	717,05
110	1,920	885,84	550,25	1075,67	613,15	1277,13	684,20
120	2,094	978,34	507,11	1178,75	565,08	1392,16	630,56
130	2,269	1061,95	448,57	1271,92	499,84	1496,13	557,76
140	2,443	1134,13	376,39	1352,34	419,42	1585,87	468,02
150	2,618	1192,67	292,78	1417,58	326,25	1658,67	364,05
160	2,793	1235,81	200,27	1465,65	223,17	1712,30	249,03
170	2,967	1262,23	101,68	1495,09	113,31	1745,15	126,43
180	3,142	1271,12	0,00	1505,00	0,00	1756,21	0,00

(Elaboración propia)

Figura 34. Círculos de Mohr y Envolvente de Falla



(Elaboración propia)

Finalmente, en base a la ecuación de la envolvente de falla se determina la cohesión y el ángulo de fricción de la muestra.

COHESIÓN	φ
KPa	°
376	21,5

A continuación, se presenta una tabla con el resumen de resultados del ensayo triaxial.

Tabla 16. Resumen de resultados del ensayo triaxial

PROCEDENCIA DE LA MUESTRA	IDENTIFICACION DEL PUNTO	CLASIFICACIÓN S.U.C.S.	TRIAxIAL	
			C (KPa)	ϕ (°)
SAN BLAS	P1	CL	292	29,00
	P2	CL	376	21,50
	P3	CL	267	24,60
	P4	CL	274	24,20
	P5	CL	305	27,00
	P6	CL	355	22,40
	P7	CL	315	23,90
	P8	ML	288	28,10
MIRAFLORES	P9	ML	250	28,50
	P10	MH	233	27,20
	P11	CL	258	28,60
	P12	CL	260	21,50
	P13	ML	360	24,00
	P14	ML	369	23,00
	P15	ML	292	27,20
GERMAN BUSCH	P16	CL-ML	287	26,00
	P17	CL-ML	271	27,00
	P18	ML	278	21,00
SAN MARTIN	P21	ML	259	27,10
	P22	ML	384	21,40
ARANJUEZ	P23	CL	292	27,20
	P24	CL	299	26,90
	P26	ML	303	24,90
	P30	ML	280	24,60

(Elaboración propia)

Los resultados de la caracterización mecánica son vitales para determinar el posible comportamiento del suelo para diferentes tipos de construcciones civiles como diseño de cimentaciones, muros de contención, terraplenes, entre otras.

Los resultados de los ensayos de corte triaxial y corte directo muestran valores de cohesión (C) y ángulo de fricción (\emptyset) para cada muestra, se observa una variabilidad en los valores de cohesión y ángulo de fricción entre las muestras, lo que sugiere diferentes resistencias al corte de los suelos arcillosos en las áreas estudiadas.

Algunas muestras presentan valores altos de cohesión y ángulo de fricción, indicando una mayor resistencia al corte mientras que otras muestras muestran valores más bajos, lo que sugiere una menor resistencia al corte y una mayor deformabilidad.

3.10.3 Resumen de Resultados del Ensayo de Corte Directo y Triaxial

A continuación, se presenta una tabla con el resumen de resultados tanto del ensayo de corte directo como del ensayo triaxial.

Tabla 17. Resumen de resultados del ensayo triaxial

PROCEDENCIA DE LA MUESTRA	IDENTIFICACION DEL PUNTO	CLASIFICACIÓN S.U.C.S.	CORTE DIRECTO		TRIAxIAL	
			C (KPa)	Ø (°)	C (KPa)	Ø (°)
SAN BLAS	P1	CL	115,38	26,14	292	29,00
	P2	CL	128,59	16,44	376	21,50
	P3	CL	262,00	18,32	267	24,60
	P4	CL	144,39	19,40	274	24,20
	P5	CL	125,72	23,87	305	27,00
	P6	CL	131,04	23,15	355	22,40
	P7	CL	122,85	22,27	315	23,90
	P8	ML	145,81	14,84	288	28,10
MIRAFLORES	P9	ML	153,92	13,87	250	28,50
	P10	MH	114,81	27,10	233	27,20
	P11	CL	125,14	13,22	258	28,60
	P12	CL	150,76	22,27	260	21,50
	P13	ML	140,64	15,64	360	24,00
	P14	ML	145,81	12,56	369	23,00
	P15	ML	139,49	15,96	292	27,20
GERMAN BUSCH	P16	CL-ML	123,99	26,83	287	26,00
	P17	CL-ML	128,59	22,27	271	27,00
	P18	ML	125,52	12,23	278	21,00
SAN MARTIN	P21	ML	150,86	14,19	259	27,10
ARANJUEZ	P22	ML	144,09	15,32	384	21,40
	P23	CL	116,53	25,30	292	27,20
	P24	CL	125,72	23,58	299	26,90
	P26	ML	142,37	14,19	303	24,90
	P30	ML	147,53	14,03	280	24,60

(Elaboración propia)

Para comparar los resultados obtenidos de los ensayos de corte directo y triaxial, analizaremos tanto la cohesión (C) que, es la medida de la resistencia interna de un suelo a ser cortado, como también el ángulo de fricción interna (ϕ) como, una medida de la resistencia al deslizamiento entre partículas del suelo. Estos dos parámetros son esenciales para entender el comportamiento mecánico de los suelos finos del Valle Central de Tarija.

- En el caso de la cohesión (C), para los resultados del ensayo de corte directo varía entre 114,81KPa y 262,00KPa, mientras que en el ensayo triaxial los valores obtenidos varían entre 233KPa y 384KPa. Se observa que, los valores de cohesión obtenidos mediante el ensayo triaxial son generalmente más altos que los obtenidos mediante el ensayo de corte directo. Esta diferencia puede deberse fundamentalmente a las condiciones de confinamiento aplicadas en el ensayo triaxial, que no están presentes en el ensayo de corte directo.
- Para el ángulo de fricción interna (ϕ), en el caso del ensayo de corte directo los valores del ángulo de fricción interna varían entre 12,23° y 27,10°, en tanto que de los resultados del ensayo triaxial los valores del ángulo de fricción interna oscilan entre 21,00° y 29,00°, es evidente que, los valores del ángulo de fricción interna son más consistentes y tienden a ser más altos en los ensayos triaxiales. Esto también se atribuye a las condiciones de confinamiento que proporcionan un entorno más representativo de las condiciones in situ.

Los resultados obtenidos indican que los ensayos triaxiales generalmente proporcionan valores más altos tanto de cohesión como del ángulo de fricción interna en comparación con los ensayos de corte directo. Esto puede explicarse por las diferencias metodológicas entre los dos ensayos:

- Ensayo de Corte Directo: Este ensayo aplica una carga tangencial hasta que ocurre la falla, sin condiciones de confinamiento. Esto puede resultar en una menor capacidad de los suelos para resistir esfuerzos cortantes, reflejándose en valores más bajos de cohesión y ángulo de fricción interna.

- Ensayo Triaxial: Este ensayo aplica una presión de confinamiento, lo que simula mejor las condiciones in situ y permite que el suelo desarrolle mayores resistencias internas antes de fallar.

Respecto a las propiedades mecánicas, los valores de la cohesión "C", obtenidos en el ensayo de corte directo respecto a los obtenidos en el ensayo triaxial son todos menores, esto significa que el suelo no mantiene su cohesión bajo diferentes condiciones de carga. De igual manera en el caso del ángulo de fricción ocurre algo similar en la mayoría de los casos es menor el valor obtenido en el ensayo de corte directo lo que significa que el suelo no mantiene su resistencia al corte bajo condiciones de confinamiento.

La cohesión varía significativamente entre las muestras, lo que indica diferencias en la resistencia al corte y cohesión interna.

Los ángulos de fricción muestran diferentes niveles de resistencia al deslizamiento entre las muestras.

La caracterización detallada de cada muestra permite una comprensión más profunda de su comportamiento, lo que contribuye a una toma de decisiones más precisa en ingeniería geotécnica.

Para respaldar y contextualizar estos resultados, podemos referirnos a estudios previos sobre la comparación de ensayos de corte directo y triaxial en suelos finos de diferentes autores que se presentan en la siguiente tabla:

Tabla 18. Comparación de Resultados de Corte Directo y Triaxial

AUTOR	TIPO DE SUELO	CORTE DIRECTO		TRIAxIAL	
		C (KPa)	ϕ (°)	C (KPa)	ϕ (°)
Mitchell, J.K. y Soga, K. (2005)	Arcilla	-	-	50-200	20-30
Mitchell, J.K. y Soga, K. (2005)	Limo			10 - 100	25-35
Lambe, T.W. y Whitman, R.V. (1969)	Arcilla	25 - 150	15-25	50 - 200	20-30
Lambe, T.W. y Whitman, R.V. (1969)	Limo	5 - 100	28-32	10 - 100	25-35
Craig, R.F. (2004)	Arcilla	30 - 100	20-25	50 - 150	20-30
Craig, R.F. (2004)	Limo	0 - 50	30-35	5 -50	28-35
Baldiviezo, M. T. (2024)	Arcilla	116-262	14-27	258-376	22-29
Baldiviezo, M. T. (2024)	Limo	115-154	13-27	233-384	21-29

(Elaboración propia)

Del resumen presentado en la tabla 18, los valores de cohesión en el ensayo de corte directo (116 KPa - 262,00 KPa) obtenidos en la investigación son generalmente más altos que los valores típicos mencionados por los autores para arcillas, al igual que para los limos (115 KPa – 154 KPa), esto sugiere una mayor resistencia inherente en los suelos del Valle Central de Tarija.

Los valores de cohesión en el ensayo triaxial (233 KPa - 384 KPa) y de (233 KPa - 384 KPa), también son significativamente más altos, lo que puede reflejar las condiciones específicas de las muestras evaluadas o una mayor resistencia debido al confinamiento.

En cuanto al ángulo de fricción interna (ϕ) para las arcillas, los valores del ángulo de fricción interna en el ensayo de corte directo (14° - 27°) y de (22° - 29°) en el ensayo triaxial, están dentro de los rangos mencionados por los autores, aunque algunos valores son ligeramente más bajos, los resultados del ensayo triaxial son más consistentes respecto a los valores de referencia de los autores.

De igual manera ocurre con el ángulo de fricción interna (ϕ) para limos en el ensayo de corte directo ($13^\circ - 27^\circ$) y de ($21^\circ - 29^\circ$) en el ensayo triaxial son muy similares y consistentes con los rangos típicos mencionados por los autores.

En resumen, los resultados de cohesión y ángulo de fricción interna son superiores en comparación con los valores típicos reportados por otros autores, especialmente en el ensayo triaxial. Esto puede ser una indicación de las particularidades de los suelos del Valle Central de Tarija, que presentan una mayor resistencia y comportamiento específico debido a su composición y condiciones geológicas.

CAPITULO IV

RESULTADOS

CAPITULO IV

RESULTADOS

Las muestras ensayadas para fines de la investigación fueron extraídas de 30 pozos de los cuales algunos fueron descartados por tratarse de suelos granulares principalmente arenas que para fines de esta investigación no serán considerados sino solamente aquellos suelos que son arcillosos o limo arcillosos.

Los datos fueron recolectados de diferentes puntos de muestreo en diversas áreas del Valle Central de Tarija, en este caso particular del distrito 12 de la ciudad de Tarija representando una variedad de condiciones de suelos arcillosos en la región por los antecedentes geológicos que se tiene del predominio de suelos finos, correspondientes a los barrios "SAN BLAS," "MIRAFLÒRES," "GRAN BUSCH," "SAN MARTIN" y "ARANJUEZ."

Las muestras se identifican con códigos como "P1," "P2," hasta "P30." La tabla presenta varias columnas con encabezados que representan diferentes propiedades entre físicas y mecánicas determinadas para cada muestra en cada uno de los pozos.

4.1 Estadísticos de la caracterización básica de los suelos

El análisis estadístico de los parámetros de suelo es fundamental para comprender la variabilidad y la tendencia central de las características del suelo en una determinada área de estudio. En este contexto, se han calculado diversos estadísticos para los parámetros de suelo determinados en el Valle Central de Tarija. Estos estadísticos proporcionan una visión general sobre la distribución y la magnitud de las propiedades del suelo, permitiendo así inferir conclusiones importantes sobre su comportamiento y sus posibles aplicaciones en la ingeniería civil.

Los estadísticos presentados incluyen medidas de tendencia central, como el promedio, y de dispersión, como la desviación estándar y el rango. Además, se calcula el

coeficiente de variación para evaluar la variabilidad relativa de cada parámetro. El sesgo estandarizado y la curtosis estandarizada proporcionan información sobre la simetría y la forma de la distribución de los datos, respectivamente.

Mediante la interpretación de estos estadísticos, es posible identificar patrones significativos en los datos de suelo, así como evaluar la consistencia y la confiabilidad de las mediciones realizadas. Esto es crucial para la toma de decisiones basadas en datos de laboratorio para su aplicación en proyectos de ingeniería civil.

A continuación, se presentan los resúmenes de los estadísticos para cada parámetro de suelo determinado en el Valle Central de Tarija, con el fin de ofrecer una comprensión más completa de la variabilidad y el comportamiento de estas propiedades en la región, cuya nomenclatura es la siguiente:

n = Tamaño de la muestra

\bar{x} = Media aritmética

S = Desviación típica

COV = Coeficiente de variación

Mín = Valor mínimo de la serie

Máx = Valor máximo de la serie

Cs = Sesgo

k = Coeficiente de curtosis

4.1.1 Profundidad de 1m

4.1.1.1 Resumen general a la profundidad de 1m

Tabla 19. Resumen general de estadísticos a la profundidad de 1m

	n	\bar{X}	S	COV	Mín	Máx	Rango	Cs	k
W	24	10,4121	3,31767	31,86%	5,69	17,7	12,01	1,20334	-0,36240
Gs	24	2,665	0,113865	4,27%	2,3	2,77	0,47	-5,2935	6,86335
% M	24	65,3429	9,97519	15,27%	49,32	84,33	35,01	0,465789	-0,90218
% C	24	20,4029	7,39505	36,25%	5,65	36,9	31,25	0,662625	0,248426
LL	24	34,75	9,30287	26,77%	22	55	33	1,07731	-0,68505
LP	24	23,375	3,7742	16,15%	16	31	15	-0,38261	-0,48435
IP	24	11,4583	6,05754	52,87%	3	24	21	1,43152	-0,48075
C (kPa) Triaxial	24	297,792	41,9057	14,07%	233	384	151	1,6489	-0,21615
Ø (°) Triaxial	24	25,2833	2,53526	10,03%	21	29	8	-0,59827	-1,1991
C (kPa) Corte	24	139,648	28,7387	20,58%	114,81	262	147,19	7,0872	15,2338
Ø (°) Corte	24	18,8746	5,0552	26,78%	12,23	27,1	14,87	0,572	-1,51005

(Elaboración propia)

4.1.1.2 Arcillas a la profundidad de 1m

Tabla 20. Resumen de estadísticos de Arcillas a la profundidad de 1m

	n	\bar{x}	S	COV	Mín	Máx	Rango	Cs	k
W	13	10,0538	3,64366	36,24%	5,69	17,7	12,01	1,03301	-0,21159
Gs	13	2,72077	0,0287117	1,06%	2,66	2,77	0,11	-0,53796	0,42836
% M	13	62,9354	7,8178	12,42%	52,43	78,85	26,42	0,757633	-0,09505
% C	13	21,5715	7,89729	36,61%	9,49	36,9	27,41	0,707903	-0,04424
LL	13	33,3846	10,2106	30,58%	22	50	28	0,949539	-0,98340
LP	13	21,6923	3,83807	17,69%	16	28	12	0,332174	-0,83234
IP	13	11,8462	6,54276	55,23%	4	22	18	0,932243	-0,96855
C (kPa) Triaxial	13	296,231	35,5133	11,99%	258	376	118	1,81727	0,79677
ϕ (°) Triaxial	13	25,3692	2,548	10,04%	21,5	29	7,5	-0,41206	-0,85216
C (kPa) Corte	13	138,515	3837,01%	27,70%	115,38	262	146,62	4,73747	8,03044
ϕ (°) Corte	13	21,7738	3,94264	18,11%	13,22	26,83	13,61	-1,31939	0,277148

(Elaboración propia)

4.1.1.3 Limos a la profundidad de 1m

Tabla 21. Resumen de estadísticos de limos a la profundidad de 1m

	n	\bar{x}	S	COV	Mín	Máx	Rango	Cs	k
W	11	10,8355	3,00339	27,72%	6,81	16,6	9,79	1,06857	11
Gs	11	2,59909	0,141453	5,44%	2,3	2,7	0,4	-2,5428	11
% M	11	68,1882	11,7931	17,30%	49,32	84,33	35,01	-0,4308	11
% C	11	19,0218	6,86042	36,07%	5,65	31,56	25,91	-0,12597	11
LL	11	36,3636	8,2858	22,79%	25	55	30	1,15159	11
LP	11	25,3636	2,65604	10,47%	22	31	9	0,887742	11
IP	11	11	5,70964	51,91%	3	24	21	1,24828	11
C (kPa) Triaxial	11	299,636	50,1862	16,75%	233	384	151	0,849884	11
∅ (°) Triaxial	11	25,1818	2,64039	10,49%	21	28,5	7,5	-0,49078	11
C (kPa) Corte	11	140,986	11,3685	8,06%	114,81	153,92	39,11	-2,02463	11
∅ (°) Corte	11	15,4482	4,03505	26,12%	12,23	27,1	14,87	3,81281	11

(Elaboración propia)

4.1.2 Profundidad de 2m

4.1.2.1 Resumen general a la profundidad de 2m

Tabla 22. Resumen general de estadísticos a la profundidad de 2m

	n	\bar{x}	S	COV	Mín	Máx	Rango	Cs	k
W	14	12,5157	4,34911	34,75%	2,26	17,72	15,46	-1,49966	0,709246
Gs	14	2,73786	0,0283138	1,03%	2,701	2,803	0,102	1,24285	0,475837
% M	14	63,4586	5,6796	8,95%	55,5	72,86	17,36	0,365951	-0,931529
% C	14	28,3286	5,88601	20,78%	20,46	39,62	19,16	1,00131	-0,373601
LL	14	39,2143	8,35904	21,32%	27	54	27	0,501545	-0,767832
LP	14	23	3,94189	17,14%	17	29	12	0,201429	-0,67664
IP	14	16,2143	4,66045	28,74%	10	25	15	0,708759	-0,773019
C (kPa) Triaxial	14	314,929	48,5124	15,40%	233	384	151	-0,087203	-0,974209
∅ (°) Triaxial	14	23,65	1,97708	8,36%	21	27,2	6,2	0,600966	-0,431821
C (kPa) Corte	14	128,001	767,95%	6,00%	118,29	144,39	26,1	1,33235	0,322141
∅ (°) Corte	14	24,3643	2,12973	8,74%	1940,00%	26,28	6,88	-2,91113	2,09095

(Elaboración propia)

4.1.2.2 Arcillas a la profundidad de 2m

Tabla 23. Resumen de estadísticos de Arcillas a la profundidad de 2m

	n	\bar{x}	S	COV	Mín	Máx	Rango	Cs	k
W	13	12,5462	4,52514	36,07%	2,26	17,72	15,46	-1,44291	13
Gs	13	2,74069	0,0273233	1,00%	2,708	2,803	0,095	1,27466	13
% M	13	63,56	5,89831	9,28%	55,5	72,86	17,36	0,257383	13
% C	13	27,6662	5,55672	20,08%	20,46	39,62	19,16	1,34426	13
LL	13	38	8,19162	21,30%	27	54	27	0,797458	13
LP	13	23	3,68817	16,36%	17	29	12	0,292685	13
IP	13	16	4,71631	29,62%	10	25	15	0,970887	13
C (kPa) Triaxial	13	311,846	49,0456	15,73%	233	384	151	0,160154	13
∅ (°) Triaxial	13	23,7462	2,02345	8,52%	21	27,2	6,2	0,378791	13
C (kPa) Corte	13	127,946	7,9902	6,24%	118,29	144,39	26,1	1,28689	13
∅ (°) Corte	13	24,2169	2,14111	8,84%	19,4	26,14	6,74	-2,77366	13

(Elaboración propia)

4.1.2.3 Limos a la profundidad de 2m

No se tiene valores para poder realizar la estadística pues se tiene un solo suelo clasificado como limo la muestra correspondiente al P6 del barrio San Blas.

4.1.3 Profundidad de 3m

4.1.3.1 Resumen general a la profundidad de 3m

A esta profundidad solo se tiene arcillas por tanto ya no se presenta planilla para limos y la tabla general corresponde a todos los suelos estudiados que son arcillas.

Tabla 24. Resumen general de estadísticos a la profundidad de 3m

	n	\bar{x}	S	COV	Mín	Máx	Rango	Cs	k
W	12	13,9175	6,22088	44,70%	3,58	27,59	24,01	0,875122	0,851876
Gs	12	2,72892	2,33%	0,86%	2,695	2,778	0,083	0,864533	0,156963
% M	12	65,9583	531,94%	8,06%	57,98	73,71	15,73	-0,392536	-0,65958
% C	12	26,8858	647,48%	24,08%	18,24	39,42	21,18	0,799789	-0,39402
LL	12	39,5	739,16%	18,71%	27	54	27	0,48707	0,0202996
LP	12	22,75	310,79%	13,66%	17	28	11	-0,190794	-0,107587
IP	12	16,75	455,52%	27,20%	10	26	16	0,764487	-0,035456
C (kPa)									
Triaxial	12	313,75	4788,27%	15,26%	233	384	151	0,00895509	-0,758189
∅ (°)									
Triaxial	12	24,15	235,51%	9,75%	21	28,1	7,1	0,439905	-0,641256
C (kPa)									
Corte	12	145,911	3813,91%	26,14%	114,81	262	147,19	4,19046	6,78862
∅ (°)									
Corte	12	19,1383	494,49%	25,84%	12,23	27,1	14,87	0,0802355	-0,938412

(Elaboración propia)

4.2 Carta de plasticidad

La carta de plasticidad es una herramienta fundamental en la caracterización de suelos, utilizada para visualizar y comprender las propiedades plásticas de una muestra de suelo específica. Esta carta, desarrollada por A. Casagrande en la década de 1930, representa gráficamente los límites de consistencia del suelo, incluyendo el límite líquido (LL) y el límite plástico (LP), así como el índice de plasticidad (IP).

En esta carta, cada punto representa una muestra específica de suelo, mostrando su posición en relación con los límites de plasticidad y cohesión. Los suelos se clasifican de acuerdo con el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) y el Sistema de Clasificación de Suelos AASHTO, lo que proporciona una comprensión clara de la plasticidad y la cohesión de cada muestra.

Las muestras de suelo del Valle Central de Tarija exhiben una variedad de comportamientos plásticos, desde suelos de baja plasticidad hasta suelos altamente plásticos. La distribución de los puntos en la carta refleja las características únicas de los suelos de esta región, lo que resulta fundamental para la planificación y diseño de proyectos de ingeniería geotécnica.

El análisis de la carta de plasticidad revela la variabilidad en las propiedades de plasticidad de los suelos del Valle Central de Tarija, proporcionando información crucial para la selección de métodos de construcción, estabilidad de taludes, diseño de cimentaciones y otras aplicaciones geotécnicas.

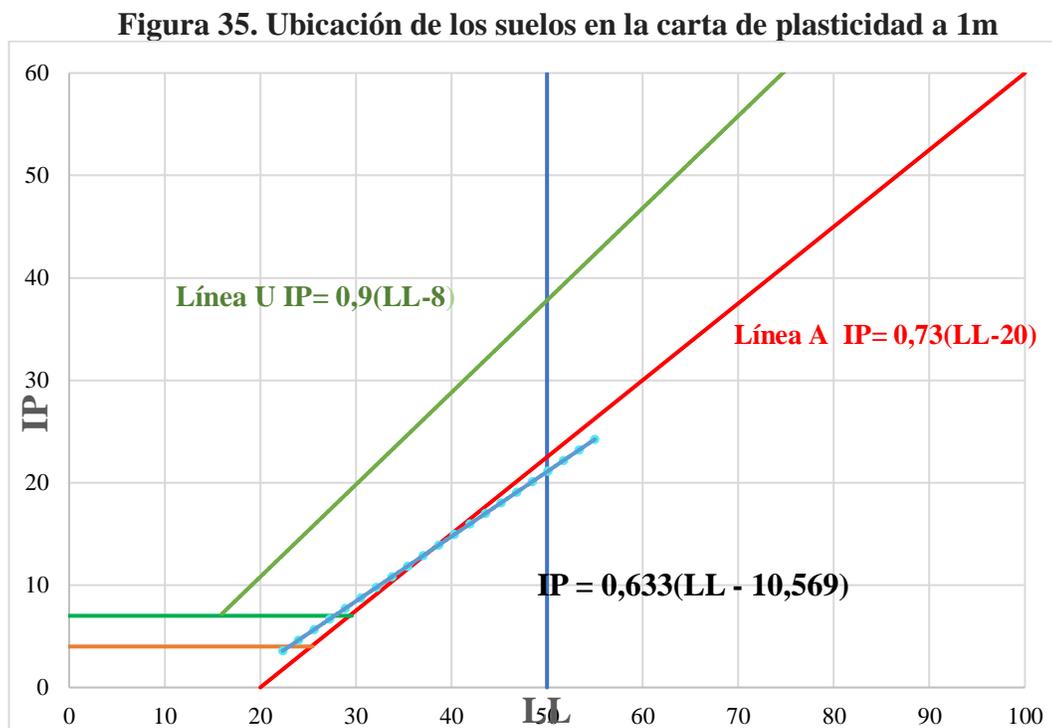
La carta de plasticidad es una herramienta esencial para la comprensión y clasificación de los suelos del Valle Central de Tarija, brindando una visión detallada de sus propiedades plásticas y cohesivas.

4.2.1 Profundidad de 1m

En este contexto, se presentan a continuación los datos de la carta de plasticidad para muestras de suelo obtenidas en el Valle Central de Tarija. Estos datos incluyen los valores de LL e IP, lo que permite una interpretación detallada de estos datos para una mejor comprensión de las características plásticas de los suelos en la región y su relevancia para diversos proyectos de ingeniería civil.

En este estudio, se analiza la plasticidad de muestras de suelo obtenidas de una ubicación específica. Los datos recopilados se presentan en la carta de plasticidad, donde cada punto representa una muestra individual. Además, se traza la línea de un modelo específico que describe la relación entre el límite líquido y el índice de plasticidad.

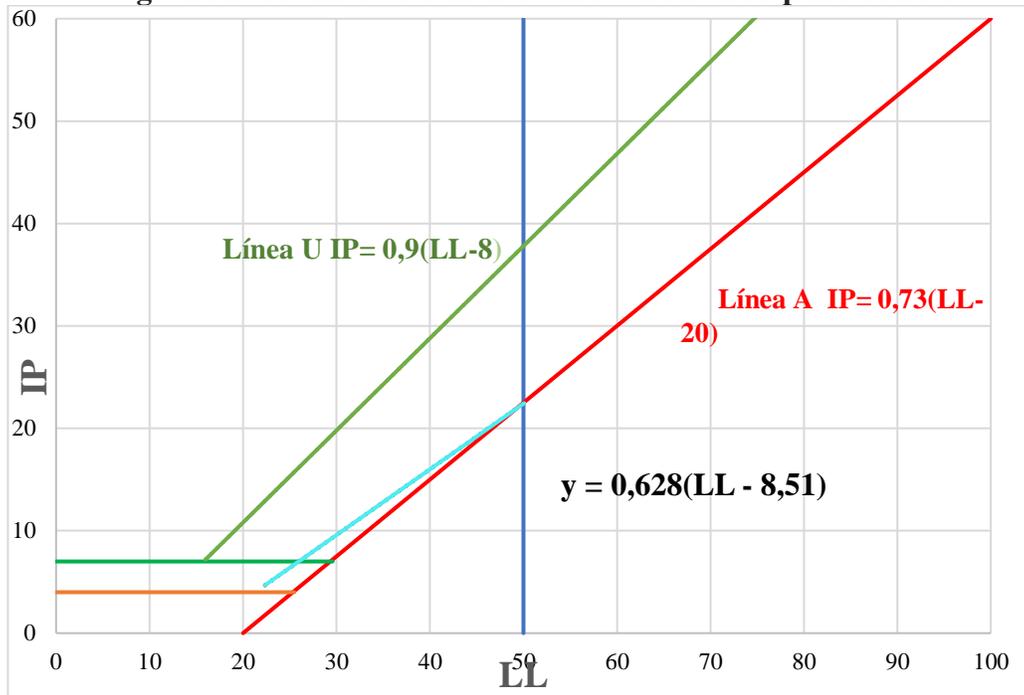
4.2.1.1 Suelos a 1m de profundidad



(Elaboración propia)

4.2.1.2 Arcillas a 1m de profundidad

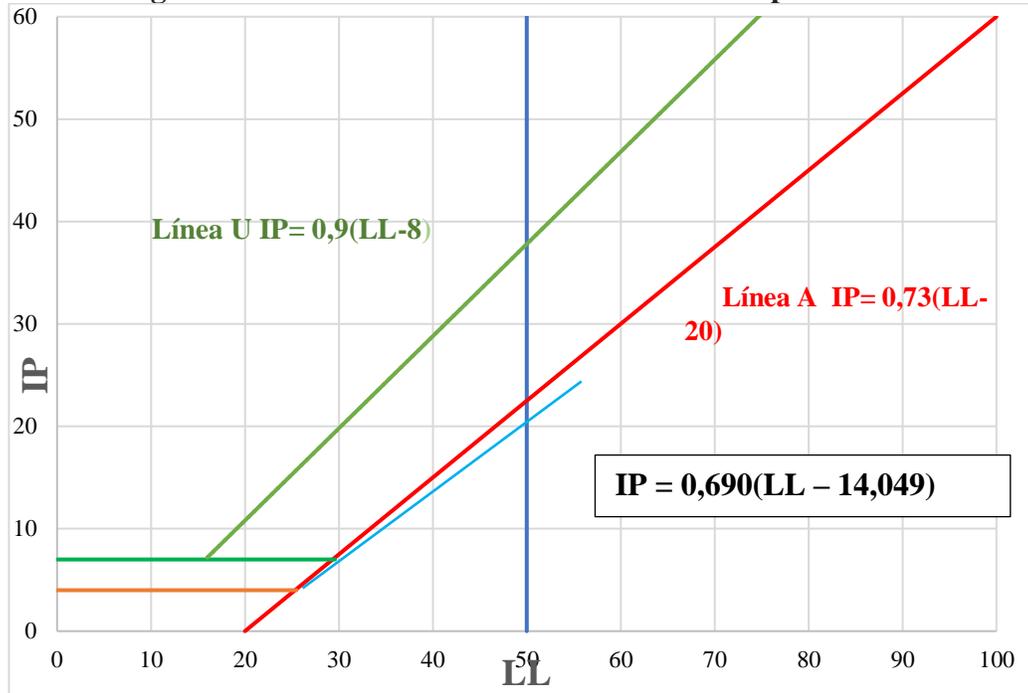
Figura 36. Ubicación de las arcillas en la carta de plasticidad a 1m



(Elaboración propia)

4.2.1.3 Limos a 1m de profundidad

Figura 37. Ubicación de los limos en la carta de plasticidad a 1m

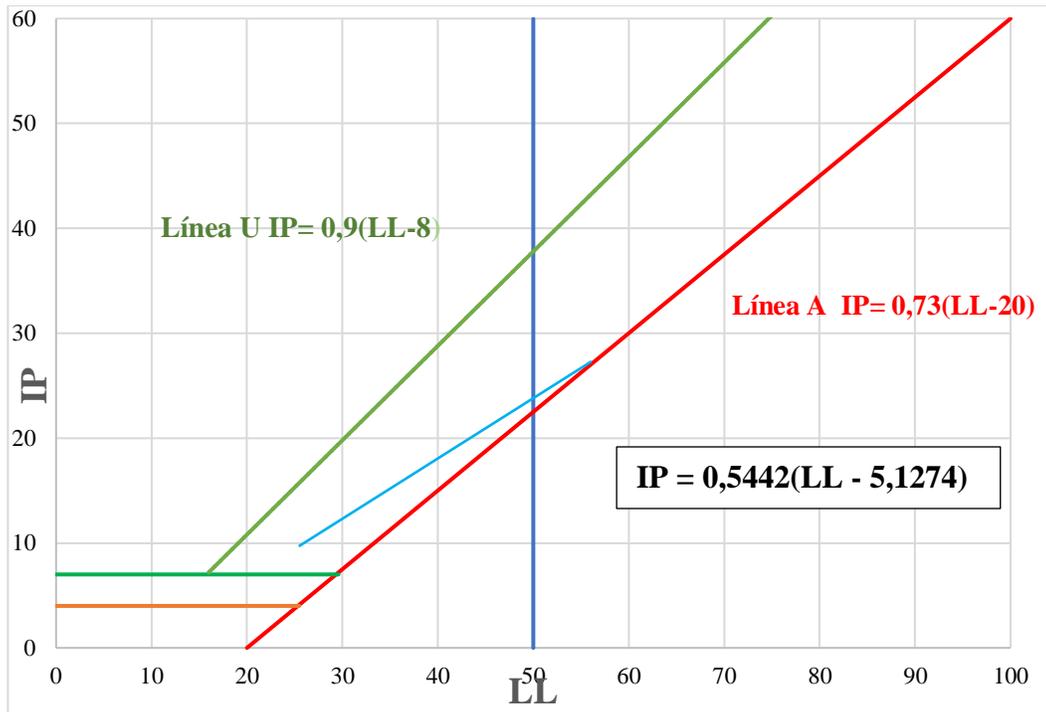


(Elaboración propia)

4.2.2 Profundidad de 2m

A esta profundidad no se ha tenido presencia de limos por lo que, la gráfica de los suelos a 2m de profundidad es la misma para las arcillas a esa profundidad por lo que, no se presenta graficas adicionales a la general.

Figura 38. Ubicación de los suelos en la carta de plasticidad a 2m

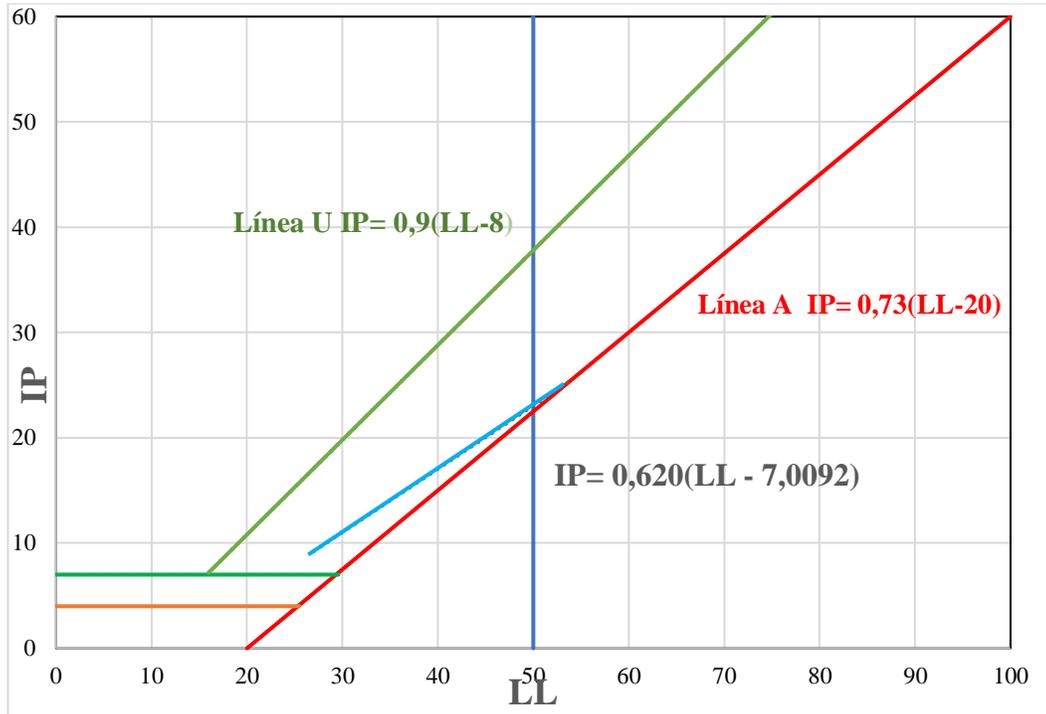


(Elaboración propia)

4.2.3 Profundidad de 3m

A esta profundidad no se ha tenido presencia de limos por lo que, la gráfica de los suelos a 3m de profundidad es la misma para las arcillas a esa profundidad por lo que, no se presenta graficas adicionales a la general, igual que en el caso a 2m de profundidad.

Figura 39. Ubicación de los suelos en la carta de plasticidad a 3m



(Elaboración propia)

4.2.4 Comparación de Modelos de Plasticidad de los suelos en el Valle Central de Tarija

Tabla 25. Resumen de modelos de plasticidad

Profundidad de muestreo	Modelo		
	General	Arcillas	Limos
1m	IP = 0,633(LL - 0,569)	IP = 0,628(LL - 8,51)	IP = 0,690(LL - 14,049)
2m	IP = 0,5442(LL - 5,1274)	IP = 0,5442(LL - 5,1274)	-
3m	IP= 0,620(LL - 7,0092)	IP= 0,620(LL - 7,0092)	-

(Elaboración propia)

Los modelos mostrados en la tabla 25, describen una relación lineal entre el límite líquido (LL) y el índice de plasticidad (IP), con coeficientes de determinación (R^2) altos, lo que sugiere que cualquier modelo podría utilizarse con confianza para predecir la plasticidad del suelo en el área de estudio.

Los modelos obtenidos muestran una fuerte correlación entre el Límite Líquido y el Índice de Plasticidad, indicando que son herramientas fiables para predecir el comportamiento plástico de los suelos del área de estudio. La alta precisión de los modelos, reflejada en los coeficientes de determinación, respalda su uso en la evaluación geotécnica de los suelos. Estos modelos, cuando se aplican a la carta de plasticidad, proporcionan una visualización clara de la clasificación y las características plásticas de los suelos.

4.3 Determinación experimental del Módulo de Elasticidad (E)

Antes de abordar el análisis del módulo de elasticidad de los suelos estudiados es importante aclarar que, en el presente estudio, se ha optado por utilizar el ensayo triaxial en lugar del ensayo de corte directo para evaluar las propiedades mecánicas de las arcillas. Esta elección se fundamenta en las ventajas expuestas por Bjerrum en su tesis doctoral (1954), quien, destaca que el ensayo triaxial se aproxima mejor a la realidad del comportamiento del suelo bajo condiciones de carga tridimensionales, a diferencia del ensayo de corte directo que se limita a condiciones bidimensionales, esto ha permitido obtener resultados más confiables y aplicables a los problemas geotécnicos.

Además, la investigación de Kwasi (1969) sobre pruebas triaxiales en arenas y limos a elevadas presiones de confinamiento refuerza la importancia teórica y práctica del ensayo triaxial. Sus resultados destacan que la resistencia al corte medida a elevadas presiones de confinamiento es crucial para el diseño y la construcción de estructuras

profundas, proporcionando una comprensión más completa del comportamiento del suelo bajo estas condiciones.

Lau (1988) también contribuye a esta perspectiva al comparar el comportamiento de arcillas en pruebas de corte simple y triaxial. Su estudio, que incluye una síntesis de la teoría básica y una referencia a trabajos previos, destaca la trayectoria de esfuerzos en arcillas específicas, mostrando cómo el ensayo triaxial puede ofrecer información detallada y aplicable para diferentes tipos de suelos.

Estas investigaciones respaldan la decisión de centrar el análisis en el ensayo triaxial, ya que proporciona una aproximación más realista y precisa del comportamiento del suelo bajo condiciones de carga tridimensionales, justificando así la exclusión del ensayo de corte directo en el análisis de los resultados.

En esta etapa del estudio geotécnico, se determina los módulos de elasticidad de los suelos del Valle Central de Tarija utilizando el ensayo triaxial para diferentes presiones de confinamiento, específicamente a 100 KPa, 200 KPa y 300 KPa, en base al perfil de comportamiento esfuerzo-deformación para cada muestra de suelo.

Las gráficas esfuerzo-deformación generadas a partir de estos ensayos permiten identificar el comportamiento elástico de los suelos bajo diferentes condiciones de carga. Para cada muestra, se analiza cómo varía la deformación del suelo en respuesta a incrementos graduales de esfuerzo aplicados.

En el análisis de las gráficas esfuerzo-deformación obtenidas mediante el ensayo triaxial para diferentes presiones de confinamiento, se empleó un modelo matemático polinomial para determinar el módulo de elasticidad inicial de los suelos del Valle Central de Tarija.

Este modelo polinomial es una herramienta poderosa que permite ajustar una curva matemática a los datos experimentales, proporcionando así una representación precisa

del comportamiento elástico del suelo en función del esfuerzo aplicado y la deformación resultante. En este caso específico, se utilizó un polinomio de grado adecuado que se ajusta óptimamente a las curvas obtenidas en los ensayos.

La elección de un modelo polinomial se basa en su capacidad para capturar la relación no lineal entre el esfuerzo y la deformación en los suelos, especialmente en rangos de baja a mediana presión de confinamiento. Este enfoque permite no solo determinar el módulo de elasticidad inicial, sino también analizar la respuesta del suelo a diferentes niveles de carga y prever su comportamiento en condiciones variadas.

Al emplear este modelo polinomial, se obtiene una expresión matemática que describe de manera precisa cómo el suelo responde elásticamente a las cargas aplicadas. Esto proporciona a los ingenieros geotécnicos una herramienta valiosa para calcular de manera efectiva y eficiente los módulos de elasticidad para cualquier profundidad y bajo diversas condiciones de carga.

Este enfoque proporciona una base sólida para el desarrollo de modelos de predicción y el diseño seguro de estructuras que se apoyan sobre estos suelos.

Al considerar múltiples presiones de confinamiento, se obtiene una visión completa de cómo se comporta el suelo en diferentes situaciones de carga. Esto es esencial para comprender su capacidad para soportar cargas y deformaciones en condiciones reales.

Una vez obtenidas las curvas esfuerzo-deformación para las presiones de confinamiento mencionadas, se procederá a calcular los módulos de elasticidad para cada muestra. Estos módulos representan la rigidez del suelo y su capacidad para recuperar su forma original después de ser sometido a cargas.

El objetivo final de este análisis es desarrollar un modelo de estimación del módulo de elasticidad inicial que pueda aplicarse a cualquier profundidad y bajo cualquier presión de confinamiento. Este modelo permitirá predecir con precisión el comportamiento elástico de los suelos del Valle Central de Tarija en diversas condiciones de carga, lo

que resulta fundamental para el diseño y la construcción de estructuras seguras y estables.

4.3.1 Modulo de Elasticidad Inicial

El módulo elástico, también conocido como módulo de elasticidad o módulo de Young, es una propiedad fundamental de los materiales que describe su capacidad para deformarse elásticamente bajo la acción de una carga externa y luego regresar a su forma original una vez que se elimina esa carga. En términos simples, es una medida de la rigidez de un material.

El módulo elástico (E) se define como la relación entre el esfuerzo (σ) aplicado sobre un material y la deformación unitaria (ϵ) que experimenta como respuesta a ese esfuerzo: $E = \sigma/\epsilon$.

En esta fórmula, σ es el esfuerzo aplicado al material en unidades de presión (como MPa o psi), y ϵ es la deformación unitaria, que es la fracción de cambio en longitud dividida por la longitud original.

El módulo elástico se utiliza en el diseño de estructuras para determinar cómo se comportarán los materiales bajo cargas externas. Cuanto mayor sea el módulo elástico de un material, menor será su deformación bajo una carga dada, lo que significa que la estructura será más rígida.

En el análisis de cimentaciones y suelos, el módulo elástico se emplea para caracterizar la respuesta del suelo a las cargas aplicadas. Ayuda a calcular cómo se distribuirán las cargas y deformaciones en el suelo, lo que es crucial para diseñar cimientos seguros y estables.

En el diseño de pavimentos, el módulo elástico de las capas de suelo y materiales asfálticos es esencial. Determina la capacidad del pavimento para soportar cargas vehiculares y resistir deformaciones permanentes, lo que influye en la durabilidad y vida útil de la carretera.

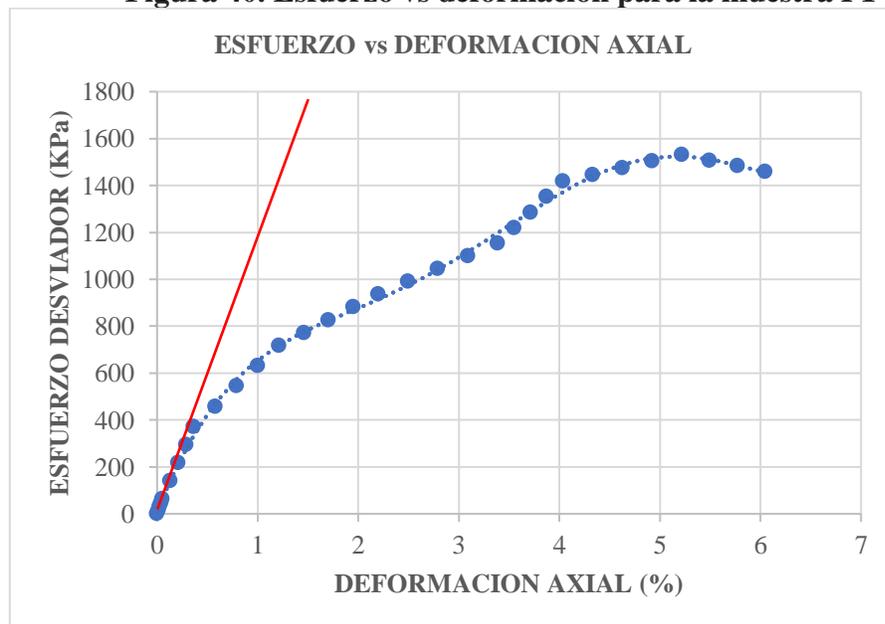
En el análisis por elementos finitos y otros métodos de modelado estructural, el módulo elástico se utiliza para definir las propiedades mecánicas de los materiales. Esto permite simular con precisión el comportamiento estructural y predecir cómo responderán las estructuras a diferentes condiciones de carga.

En definitiva, el módulo elástico es una herramienta crucial en la ingeniería civil que ayuda a los ingenieros a comprender y predecir el comportamiento de los materiales y las estructuras ante diversas condiciones de carga. Su correcta aplicación garantiza la seguridad, estabilidad y eficiencia de las obras civiles y de infraestructura.

En adelante se presenta el caso de una muestra ensayada para mostrar el procedimiento que será replicado en cada espécimen en todas las muestras de suelos de cada punto de exploración.

4.3.1.1 Muestra P1

Figura 40. Esfuerzo vs deformación para la muestra P1



(Elaboración propia)

En el análisis de la gráfica esfuerzo-deformación de la figura 40, se presta especial atención a la pendiente de la curva en su origen, que, por definición, representa el módulo elástico inicial (E) de la muestra. Este parámetro es crucial para comprender cómo responde el suelo a las cargas aplicadas inicialmente, revelando su capacidad para deformarse elásticamente antes de entrar en una fase de deformación plástica.

En el análisis de la relación entre el esfuerzo desviador (σ_d) y la deformación unitaria (ε), se empleó un modelo matemático polinomial de sexto orden:

$$\sigma = a + b * \varepsilon + c * \varepsilon^2 + d * \varepsilon^3 + e * \varepsilon^4 + f * \varepsilon^5 + g * \varepsilon^6 \quad 2.26$$

Derivando la ecuación 2.26 en función de la deformación unitaria en el origen se obtiene el módulo de elasticidad E:

$$E = d\sigma/d\varepsilon = b + 2c * \varepsilon + 3d * \varepsilon^2 + 4e * \varepsilon^3 + 5f * \varepsilon^4 + 6g * \varepsilon^5 \quad 2.27$$

Cuando $\varepsilon = 0$, entonces:

$$E = d\sigma/d\varepsilon = b \quad 2.28$$

Para el caso particular de la muestra P1 de la figura 39, se ha obtenido el modelo polinomial siguiente:

$$\sigma_d = 8,46135 + 107128 * \varepsilon - 5,55076E6 * \varepsilon^2 + 1,33766E8 * \varepsilon^3 - 3,23913E8 * \varepsilon^4 - 2,72558E10 * \varepsilon^5 + 2,46619E11 * \varepsilon^6$$

El coeficiente de determinación del modelo (R^2) indica qué tan bien se ajusta el modelo a los datos experimentales, que, es de = 99,8865%.

La pendiente de la curva en el origen del gráfico ($\sigma \cdot \varepsilon$) corresponde al módulo elástico inicial de la muestra. Derivando la ecuación del modelo respecto a la deformación unitaria, se obtiene:

$$E = d\sigma/d\varepsilon = 107,128\text{MPa}$$

El alto coeficiente de determinación sugiere una excelente correspondencia entre el modelo y los datos experimentales, lo que respalda la validez y precisión del modelo

para predecir el comportamiento del suelo en condiciones similares en el Valle Central de Tarija.

De la misma manera se procedió con cada una de las muestras cuyos modelos matemáticos y módulos de elasticidad E determinados se detallan a continuación:

4.3.1.2 Modelos matemáticos obtenidos para determinar el Módulo de Elasticidad Inicial

4.3.1.2.1 Resultados de los modelos matemáticos obtenidos para determinar el Módulo de Elasticidad Inicial para Arcillas

Tabla 26. Modelos matemáticos y módulo de elasticidad inicial E para arcillas

PUNTO	σ_3 (MPa)	Modelo matemático	E (MPa)
	0,1	σ_d (KPa) = -31,7159 + 20193,6* ϵ + 716614* ϵ^2 - 1,0571E7* ϵ^3 - 5,86556E7* ϵ^4	
		R² = 99,6783%	
P1	0,2	σ_d (KPa) = -8,9537 + 26824,1* ϵ + 3,34244E6* ϵ^2 - 2,62705E8* ϵ^3 + 8,00627E9* ϵ^4 - 1,09206E11* ϵ^5 + 5,46919E11* ϵ^6	
		R² = 99,9037%	
	0,3	σ_d (KPa) = 8,46135 + 107128* ϵ - 107,128 5,55076E6* ϵ^2 + 1,33766E8* ϵ^3 - 3,23913E8* ϵ^4 - 2,72558E10* ϵ^5 + 2,46619E11* ϵ^6	
		R² = 99,8865%	
	0,1	σ_d (KPa) = -58,8015 + 35483,4* ϵ + 1,89617E6* ϵ^2 - 7,17653E7* ϵ^3 + 6,27856E8* ϵ^4	

R² = 99,2206%		
P2	0,2	$\sigma_d \text{ (KPa)} = -2,48186 + 52686,0^* \varepsilon - 52,6860$ $3,48196E6^* \varepsilon^2 + 4,2273E8^* \varepsilon^3 -$ $2,04099E10^* \varepsilon^4 + 4,14268E11^* \varepsilon^5 -$ $3,08648E12^* \varepsilon^6$
R² = 99,9113 %		
	0,3	$\sigma_d \text{ (KPa)} = -70,8144 + 55617,9^* \varepsilon + 55,6179$ $773107^* \varepsilon^2 - 5,7122E7^* \varepsilon^3 + 6,00689E8^* \varepsilon^4$
R² = 98,6588%		
	0,1	$\sigma_d \text{ (KPa)} = -8,38315 + 9116,81^* \varepsilon + 9,11681$ $1,22622E7^* \varepsilon^2 - 1,21314E9^* \varepsilon^3 +$ $4,92807E10^* \varepsilon^4 - 9,03512E11^* \varepsilon^5 +$ $6,14499E12^* \varepsilon^6$
R² = 99,3817%		
P3	0,2	$\sigma_d \text{ (KPa)} = -12,3964 + 23408,9^* \varepsilon + 23,4089$ $1,58456E6^* \varepsilon^2 - 5,09353E7^* \varepsilon^3 +$ $3,99835E8^* \varepsilon^4$
R² = 99,7076%		
	0,3	$\sigma_d \text{ (KPa)} = 0,352496 + 27345,1^* \varepsilon + 27,3451$ $3,59994E6^* \varepsilon^2 - 3,5868E8^* \varepsilon^3 +$ $1,32748E10^* \varepsilon^4 - 2,19144E11^* \varepsilon^5 +$ $1,33737E12^* \varepsilon^6$
R² = 99,9456%		
	0,1	$\sigma_d \text{ (KPa)} = -61,9074 + 17904,8^* \varepsilon + 17,9048$ $2,33873E6^* \varepsilon^2 - 7,38819E7^* \varepsilon^3 +$ $6,03745E8^* \varepsilon^4$
R² = 98,5411%		
P4	0,2	$\sigma_d \text{ (KPa)} = -25,2708 + 23534,1^* \varepsilon - 23,5341$ $427515,0^* \varepsilon^2 + 3,89822E7^* \varepsilon^3 - 6,28991E8^*$ ε^4

R² = 99,7159%		
	0,3	$\sigma_d \text{ (KPa)} = 8,17248 + 24983,2^* \epsilon + 24,9832$ $2,59245E6^* \epsilon^2 - 2,43908E8^* \epsilon^3 +$ $8,93375E9^* \epsilon^4 - 1,47717E11^* \epsilon^5 +$ $8,9762E11^* \epsilon^6$
R² = 99,9296%		
	0,1	$\sigma_d \text{ (KPa)} = 7,78276 + 20562,0^* \epsilon + 20,5620$ $3,44912E6^* \epsilon^2 - 2,61662E8^* \epsilon^3 +$ $8,63159E9^* \epsilon^4 - 1,35391E11^* \epsilon^5 +$ $7,9904E11^* \epsilon^6$
R² = 99,9208%		
P5	0,2	$\sigma_d \text{ (KPa)} = 6,77958 + 24584,0^* \epsilon + 24,5840$ $2,7853E6^* \epsilon^2 - 9,56208E7^* \epsilon^3 + 8,31766E8^*$ ϵ^4
R² = 99,669%		
	0,3	$\sigma_d \text{ (KPa)} = -71,3453 + 73661,3^* \epsilon - 73,6613$ $1,2471E6^* \epsilon^2 + 9,78461E6^* \epsilon^3 - 7,39543E7^*$ ϵ^4
R² = 99,0583%		
	0,1	$\sigma_d \text{ (KPa)} = -43,3796 + 5706,88^* \epsilon + 5,70688$ $2,79281E6^* \epsilon^2 - 7,29354E7^* \epsilon^3 +$ $4,85861E8^* \epsilon^4$
R² = 98,979%		
P6	0,2	$\sigma_d \text{ (KPa)} = -29,9545 + 22862,3^* \epsilon + 22,8623$ $1,98633E6^* \epsilon^2 - 4,58366E7^* \epsilon^3 - 1,42805E8^*$ ϵ^4
R² = 99,1538%		
	0,3	$\sigma_d \text{ (KPa)} = -15,2312 + 48178,9^* \epsilon - 48,1789$ $3,03753E6^* \epsilon^2 + 1,30574E8^* \epsilon^3 - 2,4366E9^*$ $\epsilon^4 + 2,09289E10^* \epsilon^5 - 7,33061E10^* \epsilon^6$

R² = 99,707%			
	0,1	σ_d (KPa) = 1,60866 + 1560,44* ϵ + 1,56044 5,06113E6* ϵ^2 -4,64592E8* ϵ^3 + 2,12967E10* ϵ^4 -4,40573E11* ϵ^5 + 3,27774E12* ϵ^6	
R² = 99,9698%			
P7	0,2	σ_d (KPa) = 4,09704 + 12922,3* ϵ + 12,9223 5,04415E6* ϵ^2 -3,5449E8* ϵ^3 + 1,04721E10* ϵ^4 -1,425E11* ϵ^5 + 7,15891E11* ϵ^6	
R² = 99,9351%			
	0,3	σ_d (KPa) = -13,8766 + 21721,8* ϵ - 21,7218 1,54413E6* ϵ^2 + 1,90657E8* ϵ^3 - 6,31104E9* ϵ^4 + 8,14317E10* ϵ^5 - 3,65833E11* ϵ^6	
R² = 99,9291%			
	0,1	σ_d (KPa) = -2,7502 + 421,773* ϵ -132,484* 0,421773 ϵ^2 + 137,909* ϵ^3 -53,234* ϵ^4 + 8,2682* ϵ^5 - 0,460406* ϵ^6	
R² = 99,9673%			
P11	0,2	σ_d (KPa) = -29,0846 + 2315,93* ϵ + 2,31593 2,69716E6* ϵ^2 -8,19631E7* ϵ^3 + 7,11404E8* ϵ^4	
R² = 98,9281%			
	0,3	σ_d (KPa) = 6,52632 + 29017,5* ϵ + 29,0175 1,37719E6* ϵ^2 -1,31446E8* ϵ^3 + 5,41188E9* ϵ^4 -1,03112E11* ϵ^5 + 7,10235E11* ϵ^6	
R² = 99,9409%			

	0,1	$\sigma_d \text{ (KPa)} = -4,71266 + 5214,61^* \varepsilon + 5,214,61$ $9,22438E6^* \varepsilon^2 - 6,89123E8^* \varepsilon^3 +$ $2,35131E10^* \varepsilon^4 - 3,86018E11^* \varepsilon^5 +$ $2,43029E12^* \varepsilon^6$
		R² = 99,8249%
P12	0,2	$\sigma_d \text{ (KPa)} = -34,6609 + 23413,2^* \varepsilon + 23,4132$ $4,53992E6^* \varepsilon^2 - 1,9951E8^* \varepsilon^3 + 2,27127E9^*$ ε^4
		R² = 99,7602 %
	0,3	$\sigma_d \text{ (KPa)} = -38,8666 + 39966,7^* \varepsilon - 39,9667$ $671441,0^* \varepsilon^2 - 2,76939E6^* \varepsilon^3 + 8,44875E8^*$ $\varepsilon^4 - 1,81129E10^* \varepsilon^5 + 1,10035E11^* \varepsilon^6$
		R² = 99,7865 %
	0,1	$\sigma_d \text{ (KPa)} = -3,26033 + 10394,5^* \varepsilon + 10,3945$ $4,68485E6^* \varepsilon^2 - 3,54296E8^* \varepsilon^3 +$ $1,19602E10^* \varepsilon^4 - 1,90369E11^* \varepsilon^5 +$ $1,13577E12^* \varepsilon^6$
		R² = 99,9789%
P16	0,2	$\sigma_d \text{ (KPa)} = -6,01939 + 104478,0^* \varepsilon - 10,4478$ $7,01695E6^* \varepsilon^2 + 2,94868E8^* \varepsilon^3 -$ $6,26572E9^* \varepsilon^4 + 6,34755E10^* \varepsilon^5 -$ $2,46952E11^* \varepsilon^6$
		R² = 99,8911 %
	0,3	$\sigma_d \text{ (KPa)} = -21,3531 + 17690,6^* \varepsilon + 17,6906$ $1,19075E6^* \varepsilon^2 - 3,15272E7^* \varepsilon^3 +$ $2,03239E8^* \varepsilon^4$
		R² = 99,8213%
	0,1	$\sigma_d \text{ (KPa)} = -2,99799 + 64,6169^* \varepsilon + 0,0646169$ $701,896^* \varepsilon^2 - 617,383^* \varepsilon^3 + 238,657^* \varepsilon^4 -$ $42,7868^* \varepsilon^5 + 2,87198^* \varepsilon^6$

R² = 9,976%		
P17	0,2	σ_d (KPa) = -139,674 + 32837,8* ϵ + 32,8378 526566,0* ϵ^2 -1,83669E7* ϵ^3 + 1,2112E8* ϵ^4
R² = 98,0458%		
	0,3	σ_d (KPa) = 1,57233 + 43282,6* ϵ + 43,2826 1,64553E6* ϵ^2 -1,97609E8* ϵ^3 + 7,10451E9* ϵ^4 -1,11282E11* ϵ^5 + 6,37294E11* ϵ^6
R² = 99,9822 %		
	0,1	σ_d (KPa) = 42,568 + 142762* ϵ - 14,2762 1,11818E7* ϵ^2 + 6,14228E8* ϵ^3 - 1,88325E10* ϵ^4 + 2,87608E11* ϵ^5 - 1,71025E12* ϵ^6
R² = 99,8213%		
P23	0,2	σ_d (KPa) = 3,37869 + 25451,1* ϵ - 25,4511 3,8395E6* ϵ^2 + 4,06665E8* ϵ^3 - 1,51607E10* ϵ^4 + 2,41137E11* ϵ^5 - 1,40937E12* ϵ^6
R² = 99,7557%		
	0,3	σ_d (KPa) = -54,7428 + 67114,2* ϵ - 67,1142 36,5988* ϵ^2 -2,5621E7* ϵ^3 + 3,37179E8* ϵ^4
R² = 98,9876%		
	0,1	σ_d (KPa) = 22,1007 + 155,257* ϵ + 0,155257 6,3696E6* ϵ^2 -3,29966E8* ϵ^3 + 6,70736E9* ϵ^4 -5,53068E10* ϵ^5 + 1,13914E11* ϵ^6
R² = 99,8299 %		
P24	0,2	σ_d (KPa) = -1,71362 + 7878,11* ϵ + 7,87811 2,36067E6* ϵ^2 -6,3078E7* ϵ^3 + 4,54582E8* ϵ^4

$$R^2 = 99,5284\%$$

$$0,3 \quad \sigma_d \text{ (KPa)} = 50,4088 + 131534,0^* \varepsilon - 13,1534$$

$$1,1258E7^* \varepsilon^2 + 6,63025E8^* \varepsilon^3 -$$

$$1,99904E10^* \varepsilon^4 + 2,8439E11^* \varepsilon^5 -$$

$$1,5276E12^* \varepsilon^6$$

$$R^2 = 99,7096 \%$$

(Elaboración propia)

4.3.1.2.2 Modelos matemáticos obtenidos para determinar el Módulo Elástico Inicial de Arcillas

A partir de las curvas esfuerzo-deformación, se determinaron tres módulos elásticos para cada muestra de suelo (punto de muestreo) bajo diferentes presiones de confinamiento (0,1 kPa, 0,2 kPa y 0,3 kPa) como se muestra en la tabla 6, a partir de estos tres valores de módulo de elasticidad E, se desarrolló un modelo matemático para determinar el módulo elástico E en función del esfuerzo de confinamiento σ_3 .

Esta ecuación proporciona una herramienta poderosa para estimar el módulo elástico a diferentes profundidades, las que, definen el esfuerzo de confinamiento σ_3 en el área de estudio, lo que resulta invaluable para futuros proyectos de ingeniería y construcción en esta región.

De la misma manera se desarrolló para cada una de las muestras, cuyos resultados se muestran a continuación:

Tabla 27. Módulo de elasticidad inicial E en función de la presión de confinamiento σ_3

PUNTO	Modelo matemático
P1	$E = 118,209 + 19260,6 * \sigma_3$ $R^2 = 91,1769\%$
P2	$E = 27,7946 + 100,672 * \sigma_3$ $R^2 = 85,6567\%$
P3	$E = 1,72865 + 91,1415 * \sigma_3$ $R^2 = 90,2863\%$
P4	$E = 15,0623 + 35,392 * \sigma_3$ $R^2 = 89,5855\%$
P5	$E = -13,4969 + 265,497 * \sigma_3$ $R^2 = 80,6458\%$
P6	$E = -16,8893 + 212,36 * \sigma_3$ $R^2 = 98,7842\%$
P7	$-8,09318 + 100,807 * \sigma_3$ $R^2 = 99,4645\%$
P11	$E = -18,0107 + 142,979 * \sigma_3$ $R^2 = 79,9447\%$
P12	$E = -11,8873 + 173,76 * \sigma_3$ $R^2 = 99,9254\%$
P16	$E = 5,5482 + 36,4805 * \sigma_3$ $R^2 = 75,5479\%$
P17	$E = -17,823 + 216,09 * \sigma_3$ $R^2 = 91,8295\%$
P23	$E = -17,2242 + 264,19 * \sigma_3$ $R^2 = 90,0105\%$
P24	$E = -5,93589 + 64,9907 * \sigma_3$ $R^2 = 98,8319\%$

(Elaboración propia)

Estos modelos permiten estimar el módulo de elasticidad del suelo para cualquier presión de confinamiento σ_3 , utilizando únicamente el esfuerzo aplicado.

Los modelos matemáticos presentados muestran una relación positiva entre el módulo de elasticidad (E) y el esfuerzo de confinamiento (σ_3), lo que indica que a medida que aumenta el esfuerzo de confinamiento, el módulo de elasticidad tiende a aumentar. El coeficiente de determinación (R^2) superiores a 70% indica que el modelo explica bien la variabilidad de los datos.

En base a los resultados de los modelos matemáticos obtenidos para los módulos de elasticidad de los suelos clasificados como arcillas, podemos realizar un análisis general de las tendencias y la confiabilidad de estos modelos.

En general, la mayoría de los modelos muestran una relación positiva entre el módulo de elasticidad (E) y el esfuerzo de confinamiento (σ_3). Esta relación es coherente con el comportamiento típico de los suelos arcillosos, que suelen volverse más rígidos con el aumento de la carga.

Los coeficientes de determinación (R^2) proporcionados junto con cada modelo son indicativos de cuánta variabilidad en los datos puede explicar el modelo. En general, los modelos con (R^2) más altos tienen una mayor capacidad para explicar y predecir el comportamiento del módulo de elasticidad (E) en función del esfuerzo de confinamiento (σ_3).

Los modelos con (R^2) cercanos al 100% (como en los casos de P6, P7, P12 y P24) indican una excelente capacidad del modelo para explicar la variabilidad de los datos y predecir el módulo de elasticidad para diferentes esfuerzos de confinamiento. Estos modelos son los más confiables y pueden ser utilizados con mayor seguridad en aplicaciones de ingeniería.

Es importante tener en cuenta que, aunque los modelos matemáticos proporcionan una herramienta útil para estimar el módulo de elasticidad, siempre existe cierta incertidumbre asociada con estas predicciones. Además, factores como la homogeneidad del suelo, la compactación y la presencia de discontinuidades pueden influir en la precisión de los resultados.

4.3.1.2.3 Modelos matemáticos obtenidos para determinar el Módulo de Elasticidad Inicial de Limos

Al igual que con las arcillas, para los limos se procedió a determinar el módulo de elasticidad inicial E, a partir de las gráficas esfuerzo – deformación, cuyos resultados se muestran en la tabla 8.

Tabla 28. Modelos matemáticos y módulo de elasticidad inicial E para limos

PUNTO	σ_3 (MPa)	Modelo matemático	E (MPa)
P8	0,1	σ_d (KPa) = -34,8919 + 16718,5* ϵ + 2,77816E6* ϵ^2 - 8,3563E7* ϵ^3 + 6,61222E8* ϵ^4	16,7185
		R² = 99,4602%	
	0,2	σ_d (KPa) = -4,71112 + 32150,4* ϵ + 163223,0* ϵ^2 - 2,10987E7* ϵ^3 + 3,8564E8* ϵ^4 - 2,68131E9* ϵ^5 + 5,65266E9* Col_3^6	32,1504
		R² = 99,8676%	
	0,3	σ_d (KPa) = -31,2634 + 31288,2* ϵ + 4,25074E6* ϵ^2 - 2,14475E8* ϵ^3 + 2,65689E9* ϵ^4	31,2882
		R² = 99,3115%	
P9	0,1	σ_d (KPa) = -50,2211 + 22036,2* ϵ + 881672,0* ϵ^2 - 2,69861E7* ϵ^3 + 1,7678E8* ϵ^4	22,0362
		R² = 98,7696%	
	0,2	σ_d (KPa) = -65,2639 + 30604,9* ϵ + 1,80219E6* ϵ^2 - 6,12044E7* ϵ^3 + 4,86377E8* ϵ^4	30,6049
		R² = 99,6446%	
	0,3	σ_d (KPa) = -72,2499 + 35329,0* ϵ + 386241,0* ϵ^2 - 1,66817E7* ϵ^3 + 9,21681E7* ϵ^4	35,3290
		R² = 98,9745%	

	0,1	$\sigma_d \text{ (KPa)} = 12,7117 + 8981,45* \epsilon + 2,18416E6* \epsilon^2 + 4,76426E7* \epsilon^3 - 7,34403E9* \epsilon^4 + 1,84889E11* \epsilon^5 - 1,45466E12* \epsilon^6$	8,98145
		R² = 99,8214%	
P10	0,2	$\sigma_d \text{ (KPa)} = 13,4556 + 18381,4* \epsilon + 7,42231E6* \epsilon^2 - 7,09225E8* \epsilon^3 + 2,77733E10* \epsilon^4 - 4,90012E11* \epsilon^5 + 3,19416E12* \epsilon^6$	18,3814
		R² = 99,9365%	
	0,3	$\sigma_d \text{ (KPa)} = -10,1852 + 28654,6* \epsilon + 1,55762E6* \epsilon^2 - 9,80389E7* \epsilon^3 + 1,93385E9* \epsilon^4 - 1,64696E10* \epsilon^5 + 5,17644E10* \epsilon^6$	28,6546
		R² = 98,7026%	
	0,1	$\sigma_d \text{ (KPa)} = -4,71266 + 5214,61* \epsilon + 9,22438E6* \epsilon^2 - 6,89123E8* \epsilon^3 + 2,35131E10* \epsilon^4 - 3,86018E11* \epsilon^5 + 2,43029E12* \epsilon^6$	5,21461
		R² = 99,8249%	
P13	0,2	$\sigma_d \text{ (KPa)} = -34,6609 + 23413,2* \epsilon + 4,53992E6* \epsilon^2 - 1,9951E8* \epsilon^3 + 2,27127E9* \epsilon^4$	23,4132
		R² = 99,7602%	
	0,3	$\sigma_d \text{ (KPa)} = -38,8666 + 39966,7* \epsilon - 671441,0* \epsilon^2 - 2,76939E6* \epsilon^3 + 8,44875E8* \epsilon^4 - 1,81129E10* \epsilon^5 + 1,10035E11* \epsilon^6$	39,9667
		R² = 99,7865%	
	0,1	$\sigma_d \text{ (KPa)} = -33,0173 + 9456,95* \epsilon + 2,28874E6* \epsilon^2 - 5,63116E7* \epsilon^3 + 3,74787E8* \epsilon^4$	9,45695
		R² = 97,3629%	
P14	0,2	$\sigma_d \text{ (KPa)} = -7,68946 + 42357,7* \epsilon - 1,46871E6* \epsilon^2 + 5,9708E7* \epsilon^3 - 8,21892E8* \epsilon^4 - 6,96122E8* \epsilon^5 + 5,12594E10* \epsilon^6$	42,3577
		R² = 99,8579%	
	0,3	$\sigma_d \text{ (KPa)} = -66,8225 + 52505,9* \epsilon + 804683,0* \epsilon^2 - 5,62647E7* \epsilon^3 + 5,87613E8* \epsilon^4$	52,5059
		R² = 99,6833 %	

	0,1	$\sigma_d \text{ (KPa)} = 1,18312 + 587,502 * \varepsilon + 6,64154E6 * \varepsilon^2 - 1,88235E8 * \varepsilon^3 - 5,7185E9 * \varepsilon^4 + 2,93743E11 * \varepsilon^5 - 3,15242E12 * \varepsilon^6$	0,587502
		R² = 99,7664 %	
P15	0,2	$\sigma_d \text{ (KPa)} = -10,8343 + 40555,3 * \varepsilon - 1,31668E6 * \varepsilon^2 + 5,28703E7 * \varepsilon^3 - 1,21235E9 * \varepsilon^4 + 1,32541E10 * \varepsilon^5 - 5,4605E10 * \varepsilon^6$	40,5553
		R² = 99,8945%	
	0,3	$\sigma_d \text{ (KPa)} = 6,30817 + 111114 * \varepsilon - 7,71547E6 * \varepsilon^2 + 3,34655E8 * \varepsilon^3 - 7,29021E9 * \varepsilon^4 + 7,52275E10 * \varepsilon^5 - 2,94929E11 * \text{Col}_5^6$	111,114
		R² = 99,7321%	
	0,1	$\sigma_d \text{ (KPa)} = 1,5228 + 6769,55 * \varepsilon + 7,88916E6 * \varepsilon^2 - 4,00075E8 * \varepsilon^3 + 5,59402E9 * \varepsilon^4 + 3,86547E10 * \varepsilon^5 - 1,06461E12 * \varepsilon^6$	6,76955
		R² = 99,94%	
P18	0,2	$\sigma_d \text{ (KPa)} = -111,206 + 35540,3 * \varepsilon + 4,02918E6 * \varepsilon^2 - 1,70443E8 * \varepsilon^3 + 1,76426E9 * \varepsilon^4$	35,5403
		R² = 98,3545%	
	0,3	$\sigma_d \text{ (KPa)} = -55,7842 + 52693,4 * \varepsilon + 571586,0 * \varepsilon^2 - 4,37869E7 * \varepsilon^3 + 4,39748E8 * \varepsilon^4$	52,6934
		R² = 99,4053 %	
	0,1	$\sigma_d \text{ (KPa)} = -33,081 + 18297,7 * \varepsilon + 1,71117E6 * \varepsilon^2 - 6,12767E7 * \varepsilon^3 + 5,64445E8 * \varepsilon^4$	18,2977
		R² = 99,6452%	
P21	0,2	$\sigma_d \text{ (KPa)} = -59,2681 + 40949,1 * \varepsilon - 361737,0 * \varepsilon^2 + 6,56884E6 * \varepsilon^3 - 1,2192E8 * \varepsilon^4$	40,9491
		R² = = 99,2624%	
	0,3	$\text{Col}_6 = -281,746 + 47360,0 * \varepsilon - 334687,0 * \varepsilon^2$	47,3600
		R² = 96,1115%	
	0,1	$\text{Col}_6 = -28,1909 + 16248,6 * \varepsilon + 2,96481E6 * \varepsilon^2 - 9,16766E7 * \varepsilon^3 + 7,44807E8 * \varepsilon^4$	16,2486

R² = 99,3672%			
P22	0,2	$\sigma_d \text{ (KPa)} = -3,68707 + 29733,2* \epsilon + 2,06469E6* \epsilon^2 + 1,33747E8* \epsilon^3 - 1,66604E10* \epsilon^4 + 4,7202E11* \epsilon^5 - 4,27843E12* \epsilon^6$	29,7332
R² = 99,9534 %			
	0,3	$\sigma_d \text{ (KPa)} = -40,5137 + 51193,6* \epsilon + 878932,0* \epsilon^2 - 6,06217E7* \epsilon^3 + 6,87306E8* \epsilon^4$	51,1936
R² = 99,6724%			
	0,1	$\sigma_d \text{ (KPa)} = -0,489448 + 22162,1* \epsilon - 1,60526E6* \epsilon^2 + 2,50899E8* \epsilon^3 - 1,06408E10* \epsilon^4 + 1,82184E11* \epsilon^5 - 1,13164E12* \epsilon^6$	22,1621
R² = 99,9792%			
P26	0,2	$\sigma_d \text{ (KPa)} = -161,433 + 30851,7* \epsilon - 109741,0* \epsilon^2$	30,8517
R² = 96,4937%			
	0,3	$\sigma_d \text{ (KPa)} = -1,48389 + 121883,0* \epsilon - 1,30728E7* \epsilon^2 + 8,81812E8* \epsilon^3 - 2,88758E10* \epsilon^4 + 4,45689E11* \epsilon^5 - 2,62971E12* \epsilon^6$	121,883
R² = 99,9202%			
	0,1	$\sigma_d \text{ (KPa)} = -15,7974 + 12721,7* \epsilon + 1,09842E6* \epsilon^2 - 2,68922E7* \epsilon^3 + 1,58182E8* \epsilon^4$	12,7217
R² = 99,9227%			
P30	0,2	$\sigma_d \text{ (KPa)} = -3,43427 + 27088,1* \epsilon + 1,1008E6* \epsilon^2 - 8,36503E7* \epsilon^3 + 2,41499E9* \epsilon^4 - 3,20001E10* \epsilon^5 + 1,54544E11* \epsilon^6$	27,0881
R² = 99,9683%			
	0,3	$\sigma_d \text{ (KPa)} = -14,1943 + 47974,8* \epsilon - 420992,0* \epsilon^2 - 3,06704E7* \epsilon^3 + 1,70943E9* \epsilon^4 - 3,2384E10* \epsilon^5 + 2,04867E11* \epsilon^6$	47,9748
R² = 99,9162%			

(Elaboración propia)

4.3.1.2.4 Resumen de resultados modelos matemáticos para determinar el Módulo Elástico Inicial de Limos

Tabla 29. Módulo de elasticidad inicial E en función de la presión de confinamiento σ_3

PUNTO	Modelo matemático
P8	$E = 12,1493 + 72,8485 * \sigma_3$ $R^2 = 70,5763\%$
P9	$16,0306 + 66,464 * \sigma_3$ $R^2 = 97,2873\%$
P10	$-1,00067 + 98,3658 * \sigma_3$ $R^2 = 99,9344\%$
P13	$E = -11,8873 + 173,76 * \sigma_3$ $R^2 = 99,9254\%$
P14	$E = -8,27543 + 215,245 * \sigma_3$ $R^2 = 91,4818 \%$
P15	$E = -59,7742 + 552,632 * \sigma_3$ $R^2 = 97,5101\%$
P18	$E = -14,2561 + 229,619 * \sigma_3$ $R^2 = 97,9113\%$
P21	$E = 6,4733 + 145,312 * \sigma_3$ $R^2 = 90,5722\%$
P22	$E = -2,5532 + 174,725 * \sigma_3$ $R^2 = 98,2932\%$
P26	$E = -41,422 + 498,604 * \sigma_3$ $R^2 = 81,4815\%$
P30	$E = -5,99157 + 176,266 * \sigma_3$ $R^2 = 98,8726 \%$

(Elaboración propia)

Los modelos matemáticos para el módulo de elasticidad (E) de los suelos limosos revelan una variedad de respuestas ante el esfuerzo de confinamiento. Algunos modelos muestran una tendencia clara de aumento del módulo de elasticidad con el

esfuerzo de confinamiento σ_3 , indicando un comportamiento más rígido bajo cargas más altas.

Por ejemplo, los modelos para los puntos P9, P10, P13, P14, P14, P18, P22 y P30 exhiben esta tendencia, con coeficientes de determinación (R^2) que indican una buena capacidad del modelo para explicar la variabilidad en los datos y predecir el módulo de elasticidad a diferentes esfuerzos de confinamiento.

Si ocurriría lo contrario con valores de coeficientes de determinación (R^2) bajos nos sugiere que estos modelos tienen una capacidad limitada para explicar la variabilidad en los datos y pueden no ser tan precisos en la predicción del módulo de elasticidad en diversas condiciones de carga requiriendo de un análisis más detallado y consideraciones adicionales para su aplicación en diseño y análisis de estructuras.

Es importante tener en cuenta que los modelos matemáticos son una herramienta valiosa pero simplificada para comprender el comportamiento de los suelos. La selección del modelo adecuado debe considerar la confiabilidad necesaria para la aplicación específica en ingeniería civil.

4.3.2 Modulo Elástico Secante

El módulo de elasticidad secante es una medida del comportamiento elástico de un material, específicamente en el caso de suelos y rocas. Se define como la pendiente de la línea secante que une el origen (punto de esfuerzo nulo) con un punto específico de la curva esfuerzo-deformación. En el caso de los suelos, este punto suele ser el máximo esfuerzo alcanzado durante el ensayo triaxial.

Esta medida proporciona una estimación del módulo de elasticidad del suelo en un rango específico de esfuerzos, generalmente aquellos que se encuentran dentro de la etapa elástica del suelo. La ventaja de utilizar el módulo de elasticidad secante es que permite tener en cuenta el comportamiento no lineal del suelo bajo cargas variables.

Al trazar la línea secante desde el origen hasta el punto máximo de esfuerzo en la curva esfuerzo-deformación, se obtiene una aproximación lineal del comportamiento elástico del suelo en ese rango de esfuerzos. Esto es especialmente útil en el diseño de cimentaciones y estructuras, donde se necesita conocer cómo el suelo responderá a diferentes niveles de carga.

En el contexto de las pruebas triaxiales, el módulo de elasticidad secante se calcula como la pendiente de la línea secante que une el origen con el punto máximo de esfuerzo. Matemáticamente, se puede expresar como:

$$E_s = \Delta\sigma/\Delta\varepsilon \quad 2.29$$

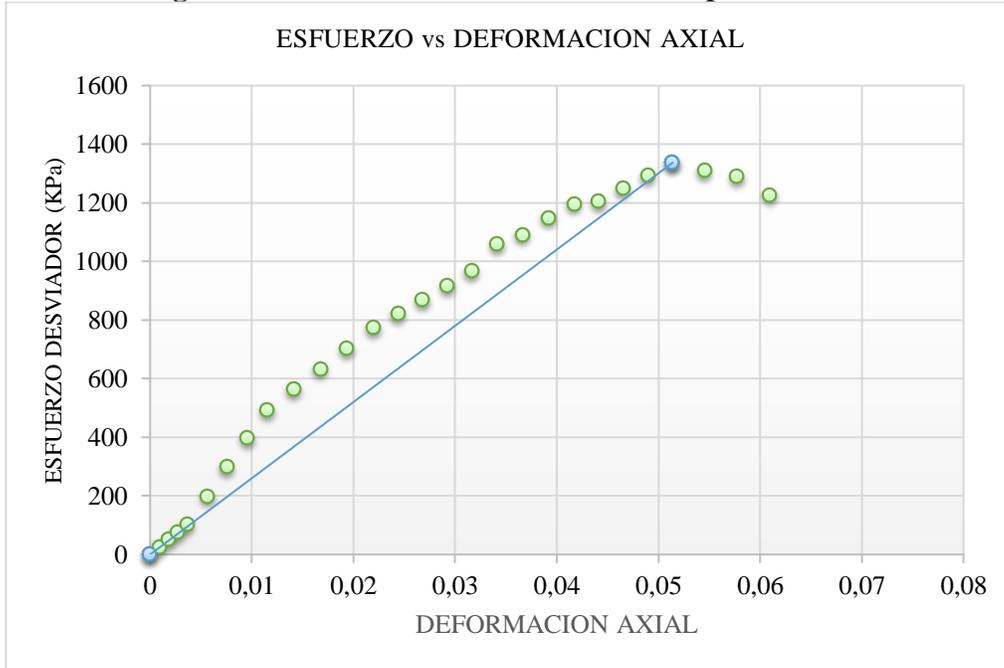
En resumen, el módulo de elasticidad secante es una medida que nos ayuda a comprender cómo un suelo responde elásticamente a las cargas aplicadas en un rango específico de esfuerzos. Esta información es fundamental en ingeniería civil para el diseño de cimentaciones, muros de contención, pavimentos y otras estructuras donde se necesita comprender y predecir el comportamiento del suelo bajo carga.

4.3.2.1 Modulo Elástico Secante para Arcillas

4.3.2.1.1 Muestra P1

En el análisis del módulo de elasticidad secante para la muestra P1, se determinó trazando una línea secante desde el origen hasta el punto de máximo esfuerzo en la curva esfuerzo-deformación del ensayo triaxial. Este módulo de elasticidad secante nos brinda una estimación del comportamiento elástico del suelo en un rango específico de esfuerzos.

Figura 41. Módulo de elasticidad secante para la muestra P1



(Elaboración propia)

Para la muestra P1, el punto máximo de esfuerzo alcanzado durante el ensayo triaxial fue de $\sigma_{\max} = 1337,018892$ KPa con una deformación unitaria ϵ correspondiente de 0,051398202311314. Al trazar la línea secante que une este punto con el origen (esfuerzo nulo), se obtiene la siguiente ecuación para el modelo lineal:

$$E_s = \sigma_{\max} / \epsilon = 26013,0 \text{ KPa} = 26,013 \text{ MPa}$$

$$E = 26013,0 \text{ KPa} = 26,013 \text{ MPa}$$

Por lo tanto, el módulo de elasticidad secante para la muestra P1 se estima en 26,013 MPa. Este valor representa la rigidez del suelo en el rango de esfuerzos evaluado durante el ensayo triaxial, proporcionando información crucial para el diseño y análisis de estructuras y cimentaciones que interactúan con este tipo de suelo.

Este cálculo nos permite comprender mejor cómo la muestra de suelo P1 responde elásticamente a las cargas aplicadas, ofreciendo una aproximación lineal dentro del

rango de esfuerzos observado en el ensayo. Así, el módulo de elasticidad secante es una herramienta valiosa en ingeniería civil para caracterizar y predecir el comportamiento de los suelos bajo diferentes condiciones de carga.

El procedimiento descrito se hizo para los tres especímenes por punto de muestreo estudiado.

Tabla 30. Módulo de elasticidad secante E para arcillas muestra P1

Presión de confinamiento σ_3 (MPa)	Módulo de elasticidad secante E (MPa)
0,1	26,013
0,2	28,441
0,3	29,3408

(Elaboración propia)

$$E = 24,6038 + 16,639 * \sigma_3$$

$$R^2 = 93,4322\%$$

De la misma manera se procede para cada una de los 24 puntos, tanto en el caso de arcillas como limos, cuyos resultados se muestran a continuación punto por punto.

4.3.2.1.2 Muestra P2

Tabla 31. Módulo de elasticidad secante E para arcillas muestra P2

Presión de confinamiento σ_3 (MPa)	Módulo de elasticidad secante E (MPa)
0,1	29,7379
0,2	34,7124
0,3	35,4352

(Elaboración propia)

$$E = 27,5979 + 28,4865 * \sigma_3$$

$$R^2 = 84,3428\%$$

4.3.2.1.3 Muestra P3

Tabla 32. Módulo de elasticidad secante E para arcillas muestra P3

Presión de confinamiento σ_3 (MPa)	Módulo de elasticidad secante E (MPa)
0,1	7,9892
0,2	21,0020
0,3	23,2352

(Elaboración propia)

$$E = 0,00424762 + 0,0112445 * \sigma_3$$

$$R^2 = 85,7164\%$$

4.3.2.1.4 Muestra P4

Tabla 33. Módulo de elasticidad secante E para arcillas muestra P4

Presión de confinamiento σ_3 (MPa)	Módulo de elasticidad secante E (MPa)
0,1	22,8343
0,2	23,9302
0,3	26,9344

(Elaboración propia)

$$E = 20,4662 + 20,5005 * \sigma_3$$

$$R^2 = 93,2655\%$$

4.3.2.1.5 Muestra P5

Tabla 34. Módulo de elasticidad secante E para arcillas muestra P5

Presión de confinamiento σ_3 (MPa)	Módulo de elasticidad secante E (MPa)
0,1	24,9140
0,2	29,8258
0,3	32,2527

(Elaboración propia)

$$E = 21,6588 + 36,6935 * \sigma_3$$

$$R^2 = 96,319\%$$

4.3.2.1.6 Muestra P6

Tabla 35. Módulo de elasticidad secante E para arcillas muestra P6

Presión de confinamiento σ_3 (MPa)	Módulo de elasticidad secante E (MPa)
0,1	25,2342
0,2	29,2673
0,3	38,1591

(Elaboración propia)

$$E = 17,962 + 64,6245 * \sigma_3$$

$$R^2 = 95,5014\%$$

4.3.2.1.7 Muestra P7

Tabla 36. Módulo de elasticidad secante E para arcillas muestra P7

Presión de confinamiento σ_3 (MPa)	Módulo de elasticidad secante E (MPa)
0,1	25,5360
0,2	27,2504
0,3	31,7087

(Elaboración propia)

$$E = 21,9923 + 30,8635 * \sigma_3$$

$$R^2 = 93,8204\%$$

4.3.2.1.8 Muestra P11

Tabla 37. Módulo de elasticidad secante E para arcillas muestra P11

Presión de confinamiento σ_3 (MPa)	Módulo de elasticidad secante E (MPa)
0,1	0,257021
0,2	23,3865
0,3	27,3376

(Elaboración propia)

$$E = -10,0869 + 135,403 * \sigma_3$$

$$R^2 = 85,6765\%$$

4.3.2.1.9 Muestra P12

Tabla 38. Módulo de elasticidad secante E para arcillas muestra P12

Presión de confinamiento σ_3 (MPa)	Módulo de elasticidad secante E (MPa)
0,1	21,0440
0,2	34,5259
0,3	36,3830

(Elaboración propia)

$$E = 15,312 + 76,695 * \sigma_3$$

$$R^2 = 83,9313\%$$

4.3.2.1.10 Muestra P16

Tabla 39. Módulo de elasticidad secante E para arcillas muestra P16

Presión de confinamiento σ_3 (MPa)	Módulo de elasticidad secante E (MPa)
0,1	22,2824
0,2	24,1538
0,3	25,0462

(Elaboración propia)

$$E = 21,0637 + 13,819 * \sigma_3$$

$$R^2 = 95,9855\%$$

4.3.2.1.11 Muestra P17

Tabla 40. Módulo de elasticidad secante E para arcillas muestra P17

Presión de confinamiento σ_3 (MPa)	Módulo de elasticidad secante E (MPa)
0,1	0,249294
0,2	22,1749
0,3	24,1443

(Elaboración propia)

$$E = -8,37217 + 119,475 * \sigma_3$$

$$R^2 = 81,136\%$$

4.3.2.1.12 Muestra P23

Tabla 41. Módulo de elasticidad secante E para arcillas muestra P23

Presión de confinamiento σ_3 (MPa)	Módulo de elasticidad secante E (MPa)
0,1	22,1725
0,2	30,9875
0,3	33,9708

(Elaboración propia)

$$E = 17,2453 + 58,9915 * \sigma_3$$

$$R^2 = 92,4694\%$$

4.3.2.1.13 Muestra P24

Tabla 42. Módulo de elasticidad secante E para arcillas muestra P24

Presión de confinamiento σ_3 (MPa)	Módulo de elasticidad secante E (MPa)
0,1	21,6823
0,2	22,7945
0,3	26,7729

(Elaboración propia)

$$E = 18,6593 + 25,453 * \sigma_3$$

$$R^2 = 90,4429\%$$

4.3.2.2 Modulo Elástico Secante para Limos

4.3.2.2.1 Muestra P8

Tabla 43. Módulo de elasticidad secante E para arcillas muestra P8

Presión de confinamiento σ_3 (MPa)	Módulo de elasticidad secante E (MPa)
0,1	15,2669
0,2	27,3683
0,3	33,4388

(Elaboración propia)

$$E = 7,1861 + 90,8595 * \sigma_3$$

$$R^2 = 96,4585\%$$

4.3.2.2.2 Muestra P9

Tabla 44. Módulo de elasticidad secante E para arcillas muestra P9

Presión de confinamiento σ_3 (MPa)	Módulo de elasticidad secante E (MPa)
0,1	23,0447
0,2	27,0476
0,3	29,2035

(Elaboración propia)

$$E = 20,2731 + 30,7940 * \sigma_3$$

$$R^2 = 97,0893\%$$

4.3.2.2.3 Muestra P10

Tabla 45. Módulo de elasticidad secante E para arcillas muestra P10

Presión de confinamiento σ_3 (MPa)	Módulo de elasticidad secante E (MPa)
0,1	9,1061
0,2	26,3501
0,3	31,7144

(Elaboración propia)

$$E = -0,2181 + 113,042 * \sigma_3$$

$$R^2 = 91,5721\%$$

4.3.2.2.4 Muestra P13

Tabla 46. Módulo de elasticidad secante E para arcillas muestra P13

Presión de confinamiento σ_3 (MPa)	Módulo de elasticidad secante E (MPa)
0,1	21,0440
0,2	34,5259
0,3	36,3830

(Elaboración propia)

$$E = 15,312 + 76,695 * \sigma_3$$

$$R^2 = 83,9313\%$$

4.3.2.2.5 Muestra P14

Tabla 47. Módulo de elasticidad secante E para arcillas muestra P14

Presión de confinamiento σ_3 (MPa)	Módulo de elasticidad secante E (MPa)
0,1	22,4556
0,2	25,5214
0,3	28,9217

(Elaboración propia)

$$E = 19,1668 + 32,3305 * \sigma_3$$

$$R^2 = 99,9109\%$$

4.3.2.2.6 Muestra P15

Tabla 48. Módulo de elasticidad secante E para arcillas muestra P14

Presión de confinamiento σ_3 (MPa)	Módulo de elasticidad secante E (MPa)
0,1	16,7896
0,2	20,0896
0,3	34,2238

(Elaboración propia)

$$E = 6,2668 + 87,171 * \sigma_3$$

$$R^2 = 88,5954\%$$

4.3.2.2.7 Muestra P18

Tabla 49. Módulo de elasticidad secante E para arcillas muestra P18

Presión de confinamiento σ_3 (MPa)	Módulo de elasticidad secante E (MPa)
0,1	26,3748
0,2	33,4174
0,3	36,6116

(Elaboración propia)

$$E = 21,8978 + 51,184 * \sigma_3$$

$$R^2 = 95,501\%$$

4.3.2.2.8 Muestra P21

Tabla 50. Módulo de elasticidad secante E para arcillas muestra P21

Presión de confinamiento σ_3 (MPa)	Módulo de elasticidad secante E (MPa)
0,1	22,3942
0,2	23,7071
0,3	27,0103

(Elaboración propia)

$$E = 19,7544 + 23,0805 * \sigma_3$$

$$R^2 = 94,1648\%$$

4.3.2.2.9 Muestra P22

Tabla 51. Módulo de elasticidad secante E para arcillas muestra P22

Presión de confinamiento σ_3 (MPa)	Módulo de elasticidad secante E (MPa)
0,1	27,6420
0,2	34,0414
0,3	37,2002

(Elaboración propia)

$$E = 23,403 + 47,791 * \sigma_3$$

$$R^2 = 96,3098\%$$

4.3.2.2.10 Muestra P26

Tabla 52. Módulo de elasticidad secante E para arcillas muestra P26

Presión de confinamiento σ_3 (MPa)	Módulo de elasticidad secante E (MPa)
0,1	22,9448
0,2	26,2290
0,3	32,0557

(Elaboración propia)

$$E = 17,9656 + 45,5545 * \sigma_3$$

$$R^2 = 97,4698\%$$

4.3.2.2.11 Muestra P30

Tabla 53. Módulo de elasticidad secante E para arcillas muestra P30

Presión de confinamiento σ_3 (MPa)	Módulo de elasticidad secante E (MPa)
0,1	21,4755
0,2	22,0423
0,3	23,4493

(Elaboración propia)

$$E = 20,3486 + 9,869 * \sigma_3$$

$$R^2 = 94,304\%$$

4.3.2.3 Modelos matemáticos obtenidos para determinar el Módulo de Elasticidad Secante para Arcillas

El modelo matemático obtenido es de la forma:

$$E = a + b * \sigma_3.$$

El modelo muestra una relación lineal entre el módulo elástico secante E y el esfuerzo de confinamiento (σ_3) aplicado.

Tabla 54. Modelos obtenidos para determinar el Módulo de Elasticidad Secante de arcillas

PUNTO	Modelo matemático
P1	$E = 24,6038 + 16,639 * \sigma_3$ R² = 93,4322%
P2	$E = 27,5979 + 28,4865 * \sigma_3$ R² = 84,3428%
P3	$E = 0,00424762 + 0,0112445 * \sigma_3$ R² = 85,7164%
P4	$E = 20,4662 + 20,5005 * \sigma_3$ R² = 93,2655%
P5	$E = 21,6588 + 36,6935 * \sigma_3$ R² = 96,319%
P6	$E = 17,962 + 64,6245 * \sigma_3$ R² = 95,5014%
P7	$E = 21,9923 + 30,8635 * \sigma_3$ R² = 93,8204%
P11	$E = -10,0869 + 135,403 * \sigma_3$ R² = 85,6765%
P12	$E = 15,312 + 76,695 * \sigma_3$ R² = 83,9313%
P16	$E = 21,0637 + 13,819 * \sigma_3$ R² = 95,9855%
P17	$E = -8,37217 + 119,475 * \sigma_3$ R² = 81,136%
P23	$E = 17,2453 + 58,9915 * \sigma_3$ R² = 92,4694%
P24	$E = 18,6593 + 25,453 * \sigma_3$ R² = 90,4429%

(Elaboración propia)

Los modelos de regresión propuestos para los puntos de suelos arcillosos muestran una variedad de ajustes y relaciones entre el módulo de elasticidad y el esfuerzo de confinamiento.

Se observa una tendencia general de que el módulo de elasticidad tiende a variar con el esfuerzo de confinamiento, esta relación es creciente en todos los casos estudiados.

Algunos puntos muestran un buen ajuste de los modelos, con coeficientes de determinación (R^2) altos que indican una relación clara y predecible entre el módulo de elasticidad y el esfuerzo de confinamiento.

Estos resultados son fundamentales para comprender la respuesta de los suelos arcillosos a las cargas aplicadas, lo que es esencial para el diseño y cálculo de estructuras en ingeniería civil.

En el diseño geotécnico, el conocimiento del módulo de elasticidad de los suelos arcillosos puede ayudar a prever la deformación y estabilidad de las estructuras, así como a tomar decisiones documentadas sobre las medidas de refuerzo necesarias.

Los módulos de elasticidad determinados para las arcillas muestran una variabilidad significativa en su comportamiento en función del esfuerzo de confinamiento. Esta información es valiosa para la ingeniería civil, ya que proporciona una comprensión más profunda de las propiedades mecánicas de estos suelos y su influencia en la respuesta de las estructuras.

4.3.2.4 Modelos matemáticos obtenidos para determinar el Módulo de Elasticidad Secante para los limos

Tabla 55. Modelos obtenidos para determinar el Módulo de Elasticidad Secante de limos

PUNTO	Modelo matemático
P8	$E = 7,1861+90,8595*\sigma_3$ $R^2 = 96,4585\%$
P9	$E = 20,2731+30,7940*\sigma_3$ $R^2 = 97,0893\%$
P10	$E = -0,2181+113,042*\sigma_3$ $R^2 = 91,5721\%$
P13	$E = 15,312+76,695*\sigma_3$ $R^2 = 83,9313\%$
P14	$E = 19,1668+32,3305*\sigma_3$ $R^2 = 99,9109\%$
P15	$E = 6,2668+87,171*\sigma_3$ $R^2 = 88,5954\%$
P18	$E = 21,8978+51,184*\sigma_3$ $R^2 = 95,501\%$
P21	$E = 19,7544+23,0805*\sigma_3$ $R^2 = 94,1648\%$
P22	$E = 23,403+47,791*\sigma_3$ $R^2 = 96,3098\%$
P26	$E = 17,9656+45,5545*\sigma_3$ $R^2 = 97,4698\%$
P30	$E = 20,3486+9,869*\sigma_3$ $R^2 = 94,304\%$

(Elaboración propia)

4.4 Modelos constitutivos

Los modelos constitutivos en geotecnia son herramientas fundamentales que permiten describir el comportamiento de los suelos bajo diferentes condiciones de carga. Estos modelos se basan en la experimentación y la recopilación de datos para establecer

relaciones matemáticas entre las tensiones aplicadas y las deformaciones resultantes en el suelo.

Los modelos constitutivos basados en la experimentación y la teoría, permiten predecir cómo se deformará un suelo bajo diferentes condiciones de carga, lo que es esencial para el diseño de cimentaciones y estructuras.

Comprender el comportamiento del suelo, permite a los ingenieros optimizar el diseño de estructuras para minimizar costos y maximizar la eficiencia.

Los modelos constitutivos ayudan a interpretar los resultados de ensayos geotécnicos, proporcionando una base teórica para comprender cómo los suelos responden a diferentes condiciones de carga.

Aquí se proponen algunos modelos constitutivos que pueden ser relevantes para el análisis de los suelos:

El Modelo de Hardening-Softening, considera la rigidez del suelo tanto en el estado elástico como en el plástico. Durante la carga, el suelo se endurece y su módulo de deformación aumenta, mientras que durante descargas o ciclos de carga y descarga, el suelo se ablanda. Es útil para describir suelos que experimentan cambios en su rigidez debido a la historia de carga.

Por otro lado, se tiene también el Modelo de Duncan-Chang, es una extensión del modelo de Mohr-Coulomb que considera la influencia de la presión de poros en el comportamiento del suelo. Es particularmente útil para describir el comportamiento de suelos cohesivos bajo condiciones drenadas y no drenadas.

4.4.1 Modelo de Mohr-Coulomb

El modelo de Mohr-Coulomb es uno de los más utilizados en geotecnia debido a su simplicidad y facilidad de implementación. Este modelo se basa en la teoría de la fricción de Coulomb y describe el comportamiento de los suelos mediante dos parámetros fundamentales: la cohesión (c) y el ángulo de fricción interna (ϕ), (Craig,

2004). Las principales características del modelo de Mohr-Coulomb son: Simplicidad y facilidad de implementación, pues es relativamente sencillo de implementar en programas de análisis numérico y en cálculos manuales, (Lambe & Whitman, 1969).

Aplicable tanto a suelos granulares y cohesivos, aunque es más comúnmente asociado con suelos granulares, el modelo de Mohr-Coulomb también se puede aplicar a suelos cohesivos, como las arcillas y los limos, (Wood, 2004).

La resistencia al corte del suelo se define claramente a través de los parámetros de cohesión y ángulo de fricción interna, lo que facilita la interpretación de los resultados de ensayos de corte directo y triaxiales, (Craig, 2004).

Modelo Hexagonal de Mohr-Coulomb

El modelo hexagonal de Mohr-Coulomb es una extensión del modelo clásico, que considera la teoría de la plasticidad asociada a la superficie de fluencia. Este enfoque permite una mejor representación del comportamiento tridimensional del suelo bajo diferentes condiciones de esfuerzo, (Potts & Zdravković, 1999).

En el espacio tridimensional, la superficie de fluencia del modelo de Mohr-Coulomb puede representarse como un prisma hexagonal, lo cual mejora la precisión en la predicción de la falla del suelo bajo estados de esfuerzo complejos, (Smith & Griffiths, 2004).

El modelo constitutivo de Mohr-Coulomb se emplea principalmente para muestras de suelo granular y cohesivo, donde se espera un comportamiento de corte significativo y se requiere una descripción simple pero precisa de la resistencia al corte del suelo. Este modelo es especialmente útil en aplicaciones geotécnicas donde se necesita predecir la estabilidad de taludes, la capacidad de carga de cimentaciones y la respuesta del suelo a cargas estáticas y dinámicas.

Autores como Viggiani et al. (2019) y Zhang et al. (2021) han destacado la utilidad del modelo de Mohr-Coulomb en una variedad de aplicaciones geotécnicas, desde el

diseño de estructuras de contención hasta la evaluación de la estabilidad de taludes. Además, investigadores como Jardine et al. (2019) han explorado aplicaciones específicas del modelo de Mohr-Coulomb en la modelización de suelos granulares bajo condiciones de carga dinámica, lo que demuestra su relevancia continua en la ingeniería geotécnica moderna.

4.4.2 Modelo de Cam-Clay

El modelo de Cam-Clay, incluyendo su versión modificada (Modified Cam-Clay), es más complejo y se basa en conceptos de la mecánica de suelos críticos (Schofield & Wroth, 1968).

Este modelo es adecuado para describir el comportamiento de suelos arcillosos sometidos a diferentes condiciones de consolidación y carga, y considera el comportamiento elasto-plástico del suelo.

Este modelo es particularmente adecuado para suelos que muestran un comportamiento plástico significativo y que se encuentran en estados de preconsolidación y sobreconsolidación (Craig, 2004).

El modelo de Cam Clay es un modelo constitutivo ampliamente utilizado en la ingeniería geotécnica para describir el comportamiento de suelos arcillosos. Este modelo se basa en la teoría de consolidación unidimensional de Terzaghi y en la teoría del estado crítico de Roscoe y Burland, considera la plasticidad de los suelos arcillosos, así como su compresibilidad. Esto permite describir cómo los suelos arcillosos responden a cargas aplicadas y cambios en las condiciones de drenaje.

Este modelo tiene en cuenta el estado de esfuerzo actual del suelo y su historia de carga. Esto significa que el comportamiento del suelo puede cambiar dependiendo de la trayectoria de carga y las condiciones de confinamiento. Requiere la determinación de varios parámetros, como la presión de preconsolidación, el índice de compresión, y la

relación de sobreconsolidación, que pueden ser difíciles de obtener con precisión (Wood, 2004; Schofield & Wroth, 1968).

El modelo de Cam Clay utiliza una superficie de fluencia para representar el comportamiento plástico del suelo. Esta superficie puede cambiar de forma y tamaño dependiendo de la tensión efectiva y la historia de carga del suelo. Es representado por un modelo elíptico que representa la superficie de fluencia del suelo como una elipse en el espacio de esfuerzos, lo que permite una mejor representación del comportamiento de suelos arcillosos bajo condiciones de carga variadas (Potts & Zdravković, 1999).

El modelo de Cam Clay se emplea principalmente para muestras de suelo arcilloso saturado, donde se espera un comportamiento plástico significativo y se requiere un modelado preciso de la consolidación y la deformación. Este modelo es especialmente útil en aplicaciones geotécnicas donde se necesita predecir el comportamiento del suelo bajo cargas estáticas y dinámicas, como en el diseño de cimentaciones y estructuras en suelos arcillosos.

Autores como Alonso et al. (2016) y Wood et al. (2019) han destacado la utilidad del modelo de Cam Clay en la predicción del comportamiento de suelos arcillosos en una variedad de condiciones geotécnicas. Además, investigadores como Zhan et al. (2020) han explorado aplicaciones específicas del modelo de Cam Clay en el modelado de la estabilidad de taludes y la respuesta del suelo a cargas cíclicas, lo que demuestra su relevancia continua en la ingeniería geotécnica moderna.

Este modelo es especialmente útil para predecir el comportamiento post-falla y la consolidación de suelos finos.

En el desarrollo de esta investigación, se optó por utilizar el modelo de Mohr-Coulomb clásico debido a su amplia aceptación y uso generalizado en la ingeniería geotécnica. Autores como Terzaghi y Peck (1967) y Lambe y Whitman (1969) han destacado la

robustez y simplicidad de este modelo en la descripción del comportamiento de los suelos bajo diferentes condiciones de carga, que lo convierte en una opción sólida para esta investigación, también investigadores contemporáneos como Alonso et al. (2019) y Gens et al. (2018) han corroborado la utilidad y aplicabilidad del modelo de Mohr-Coulomb clásico en una amplia gama de situaciones geotécnicas.

Los resultados obtenidos durante esta investigación respaldan la validez del modelo constitutivo desarrollado. Autores como Seed y Idriss (1970) han demostrado la importancia de la validación experimental en la evaluación de modelos constitutivos de suelos. Las comparaciones con datos experimentales independientes y estudios previos en suelos similares, respaldan aún más la confianza en la validez del modelo propuesto (Vaid y Prakash, 1981). Shariatmadari et al. (2020) y Oreste et al. (2022), también han abordado la importancia de la validación experimental en la evaluación de modelos constitutivos de suelos.

Esta investigación contribuye al campo de la mecánica de suelos al proporcionar una nueva perspectiva sobre el comportamiento de los suelos en el Valle Central de Tarija. Autores como Taylor (1948) y Casagrande (1936) han destacado la importancia de la investigación localizada para comprender mejor las propiedades del suelo en regiones específicas, trabajos recientes de autores como Jardine et al. (2019) y Zhang et al. (2021) destacan también la importancia de la investigación localizada y la aplicación de modelos constitutivos en contextos geotécnicos específicos, que refuerza la relevancia de los hallazgos de esta investigación en el campo de la ingeniería geotécnica, por tanto, los hallazgos de esta investigación son especialmente relevantes para la ingeniería geotécnica.

Es importante tener en cuenta las limitaciones de tiempo, recursos y conocimientos disponibles durante el desarrollo de esta investigación. Autores como Das (2007) han enfatizado la necesidad de tomar decisiones pragmáticas durante la investigación geotécnica, utilizando un enfoque que se base en la disponibilidad de datos y recursos. En este contexto, se decidió utilizar un enfoque basado en un modelo ampliamente

aceptado y en el análisis riguroso de los datos disponibles (Bowles, 1996), ratificado por Guo et al. (2020) y Mesri et al. (2021).

Este modelo se basa en la relación entre el esfuerzo normal y el esfuerzo cortante a través de una superficie de falla plana, lo que lo hace especialmente útil para predecir la resistencia al corte de los suelos. Algunos aspectos relevantes del modelo de Mohr-Coulomb son:

Relación esfuerzo-deformación: El modelo de Mohr-Coulomb establece una relación lineal entre el esfuerzo normal y el esfuerzo cortante en una superficie de falla plana. Esto significa que la resistencia al corte del suelo se puede describir utilizando una simple ecuación lineal.

El modelo de Mohr-Coulomb utiliza dos parámetros fundamentales para describir la resistencia al corte del suelo: el ángulo de fricción interna (ϕ) y la cohesión (c). Estos parámetros pueden determinarse a partir de ensayos de laboratorio, como el ensayo de corte directo y el ensayo triaxial.

Este modelo asume que, la falla del suelo ocurre a lo largo de una superficie de falla plana con un ángulo de fricción interno constante. Esta superficie de falla es independiente de la historia de carga del suelo y de las condiciones de drenaje.

4.4.3 Modelo constitutivo no lineal

Los modelos constitutivos desarrollados específicamente a partir de datos experimentales locales pueden proporcionar una representación más precisa del comportamiento esfuerzo-deformación de estos suelos, basados en datos obtenidos directamente de ensayos triaxiales, proporcionando una base empírica sólida para el desarrollo de los modelos constitutivos.

Aunque los modelos constitutivos de Mohr-Coulomb y Cam Clay proporcionan una base teórica y metodológica importante, el modelo específico planteado complementa una descripción detallada y específica basada en datos experimentales locales, no

descarta los modelos clásicos, sino que propone una adaptación o extensión que refleja mejor las condiciones y comportamientos observados en los suelos del Valle Central de Tarija.

Los modelos constitutivos propuestos pueden ser usados como referencia para futuros estudios y aplicaciones en la región pues, se abre la posibilidad a una mayor investigación y perfeccionamiento de los modelos constitutivos basados en datos locales específicos.

Para ello se plantea los modelos matemáticos no lineales, las relaciones entre las variables no siguen una relación lineal, lo que significa que los cambios en una variable no provocan cambios proporcionales en otra, como ocurre en los modelos lineales, podrán ser exponenciales, logaritmos, polinomios de grado superior, funciones trigonométricas, entre otros.

El modelo que se plantea en este caso es el siguiente:

$$\sigma_d = a \cdot \varepsilon^b$$

σ_d = Esfuerzo desviador

ε = Deformación unitaria

a y b son coeficientes que determinan la forma de la curva esfuerzo-deformación

Este modelo describe la relación entre el esfuerzo desviador σ_d y la deformación unitaria ε , para las diferentes muestras donde el esfuerzo desviador depende de manera no lineal de la deformación, con una alta precisión de acuerdo a lo determinado en la tabla 56.

4.4.1.1 Modelo Constitutivo para Arcillas

Tabla 56. Modelos constitutivos para determinar σ_d en arcillas

PUNTO	Modelo constitutivo
P1	$\sigma_d = 7452,03 * \varepsilon^{0,542293}$ $R^2 = 98,9064\%$
P2	$\sigma_d = 12196,2 * \varepsilon^{0,684212}$ $R^2 = 93,2121\%$
P3	$\sigma_d = 10148,0 * \varepsilon^{0,69015}$ $R^2 = 95,1973$
P4	$\sigma_d = 9727,0 * \varepsilon^{0,676212}$ $R^2 = 90,7884\%$
P5	$\sigma_d = 11375,0 * \varepsilon^{0,65524}$ $R^2 = 95,3267\%$
P6	$\sigma_d = 22140,3 * \varepsilon^{0,969453}$ $R^2 = 98,5485\%$
P7	$\sigma_d = 24188,5 * \varepsilon^{0,950694}$ $R^2 = 95,8481\%$
P11	$\sigma_d = 488,239 * \varepsilon^{0,658518}$ $R^2 = 94,5701\%$
P12	$\sigma_d = 15557,1 * \varepsilon^{0,739417}$ $R^2 = 96,4692\%$
P16	$\sigma_d = 6225,14 * Col_1^{0,517571}$ $R^2 = 97,9384 \%$
P17	$\sigma_d = 13120,5 * \varepsilon^{0,792629}$ $R^2 = 93,376\%$
P23	$\sigma_d = 5424,97 * \varepsilon^{0,418987}$ $R^2 = 97,377 \%$
P24	$\sigma_d = 5075,67 * \varepsilon^{0,407659}$ $R^2 = 95,2371 \%$

(Elaboración propia)

A medida que la deformación unitaria (ϵ) aumenta, el esfuerzo desviador (σ_d) también aumenta, pero no de manera lineal, sino siguiendo una relación de potencia.

4.4.1.2 Resumen de factores a y b para Arcillas

Se obtuvieron modelos constitutivos individuales para cada una de las 24 muestras tabla 56, los cuales describen la relación no lineal entre el esfuerzo desviador σ_d y la deformación unitaria ϵ , de cada uno de estos modelos se tiene los parámetros a y b que se muestran en la tabla 54.

Tabla 57. Factores a y b para determinar σ_d en arcillas

Punto	Factor	
	a	b
P1	7452,03	0,542293
P2	12196,2	0,684212
P3	10148	0,69015
P4	9727	0,676212
P5	11375	0,65524
P6	22140,3	0,969453
P7	24188,5	0,950694
P11	488,239	0,65851
P12	15557,1	0,739417
P16	6225,14	0,517571
P17	13120,5	0,792629
P23	5424,97	0,418987
P24	5075,67	0,407659
PROMEDIO	11009,1268	0,66946362

(Elaboración propia)

4.4.1.3 Modelo constitutivo generado para arcillas

Para obtener un modelo constitutivo que permite generalizar el comportamiento del suelo en función de la deformación, se calculó la media de los factores a y b de todos los modelos individuales, que se muestran en la tabla 57 y se determinó el siguiente modelo constitutivo:

$$\sigma_d = 11009,1268 * \varepsilon^{0,66946362}$$

Al considerar el modelo constitutivo general para los suelos estudiados, se obtiene una perspectiva más completa y generalizada del comportamiento del suelo, lo que mejora la capacidad de tomar decisiones certeras en proyectos de ingeniería geotécnica.

4.4.2 Modelo Constitutivo para Limos

A continuación, en la tabla 58 se muestra los modelos constitutivos para cada una de las 24 muestras estudiadas.

Tabla 58. Modelos constitutivos para determinar σ_d en limos

PUNTO	Modelo matemático
P8	$\sigma_d = 14259,9 * \varepsilon^{0,751362}$ $R^2 = 93,2937\%$
P9	$\sigma_d = 13725,4 * \varepsilon^{0,735467}$ $R^2 = 92,7292\%$
P10	$\sigma_d = 11627,9 * \varepsilon^{0,70279}$ $R^2 = 98,4438\%$
P13	$\sigma_d = 15557,1 * \varepsilon^{0,739417}$ $R^2 = 96,4692\%$
P14	$\sigma_d = 14504,0 * \varepsilon^{0,776055}$ $R^2 = 93,7107\%$
P15	$\sigma_d = 6225,93 * \varepsilon^{0,517607}$ $R^2 = 97,9384\%$
P18	$\sigma_d = 13314,5 * \varepsilon^{0,688171}$ $R^2 = 87,6952\%$
P21	$\sigma_d = 19667,4 * \varepsilon^{0,930891}$ $R^2 = 91,3212\%$
P22	$\sigma_d = 11716,2 * \varepsilon^{0,692589}$ $R^2 = 91,3829 \%$
P26	$\sigma_d = 8535,86 * \varepsilon^{0,579583}$ $R^2 = 97,7969 \%$
P30	$\sigma_d = 8407,4 * \varepsilon^{0,635356}$ $R^2 = 97,5762 \%$

(Elaboración propia)

4.4.2.1 Resumen de factores a y b para limos

Se obtuvieron modelos constitutivos individuales para cada una de las 24 muestras tabla 58, los cuales describen la relación no lineal entre el esfuerzo desviador σ_d y la deformación unitaria ε , de cada uno de estos modelos se tiene los parámetros a y b que se muestran en la tabla 57.

Tabla 59. Factores a y b para determinar σ_d en limos

Punto	Factor	
	a	b
P8	14259,9	0,751362
P9	13725,4	0,735467
P10	11627,9	0,70279
P13	15557,1	0,739417
P14	14504	0,776055
P15	6225,93	0,517607
P18	13314,5	0,688171
P21	19667,4	0,930891
P22	11716,2	0,692589
P26	8535,86	0,579583
P30	8407,4	0,635356
Promedio	12503,7809	0,70448073

(Elaboración propia)

4.4.2.2 Modelo constitutivo generado para limos

Al igual que para el caso de las arcillas, en los limos también se procedió a terminar los factores a y b del modelo constitutivo general, como la media de los valores de las 11 muestras estudiadas que se presentan en la tabla 59.

$$\sigma_d = 12503,7809 * \varepsilon^{0,70448073}$$

En ambos casos tanto para arcillas como para limos si el exponente b asume el valor de 1, entonces la expresión para determinar el esfuerzo desviador quedaría expresada como:

$$\sigma_d = E^* \varepsilon$$

La Ley de Hooke establece que el esfuerzo (σ) es proporcional a la deformación (ε) a través de un módulo de elasticidad E :

$$\sigma = E \cdot \varepsilon$$

En el caso de las ecuaciones presentadas, si el exponente fuera 1, tendríamos una relación lineal, lo que significa que el material seguiría un comportamiento elástico lineal descrito por la Ley de Hooke.

Sin embargo, en las ecuaciones proporcionadas, los exponentes son distintos de 1, lo que indica un comportamiento no lineal del material. Esto implica que a medida que la deformación aumenta, la relación entre el esfuerzo y la deformación no sigue una línea recta, como lo haría en un comportamiento elástico lineal.

Por tanto, si los exponentes de las ecuaciones fueran 1, las relaciones presentadas seguirían la Ley de Hooke y mostrarían un comportamiento elástico lineal. Pero al tener exponentes diferentes de 1, estas ecuaciones describen un comportamiento no lineal, donde la relación entre esfuerzo y deformación no es proporcional en todo el rango de deformación. Esto puede ser común en materiales como suelos, que pueden tener comportamientos complejos debido a la compactación, la humedad, la estructura, entre otros factores.

4.5 Correlaciones adicionales

Se llevaron a cabo correlaciones entre varias variables de corte y consolidación, que incluyen el esfuerzo desviador σ_d , el esfuerzo de preconsolidación σ_c' , el asentamiento y el índice de compresión.

A continuación, se presenta uno de los modelos obtenidos:

$$\sigma_d / \sigma_c' = 0,243 + 80,208 / \text{OCR}$$

$$R = 0,994$$

Este modelo constitutivo muestra una fuerte correlación entre el esfuerzo desviador σ_d y el esfuerzo de preconsolidación σ_c' , con R^2 de 0,988. Esta correlación sugiere que a medida que el OCR aumenta, la relación entre el esfuerzo desviador y el esfuerzo de preconsolidación también aumenta. Esta relación puede ser útil para predecir el comportamiento del suelo bajo diferentes condiciones de carga y consolidación, lo que contribuye a una mejor comprensión de su respuesta ante cargas externas.

Se obtuvo otro modelo para describir la relación entre el esfuerzo de preconsolidación σ_c' y el esfuerzo desviador σ_d ajustado por el OCR. La ecuación del modelo es la siguiente:

$$S_c = (0,072 + 4,728 / (\sigma_d / \text{OCR}))^{1/2}$$

$$R = 0,770$$

El coeficiente de determinación de 0,593 sugiere que el modelo explica aproximadamente el 60% de la variabilidad observada en los datos. Aunque no se trata de un ajuste perfecto, aún indica una correlación significativa entre el esfuerzo de preconsolidación σ_c' y el esfuerzo desviador σ_d / OCR .

UN ultimo modelo determinado es:

$$\sigma_d/\sigma_c' = 1/(0,496-0,028/C_c)$$

$$R= -0,929$$

CAPITULO V

CONCLUSIONES, RECOMENDACIONES Y FUTURAS INVESTIGACIONES

CAPITULO V CONCLUSIONES, RECOMENDACIONES Y FUTURAS INVESTIGACIONES

5.1 CONCLUSIONES

Una vez realizada toda la fase experimental, la etapa racional y realizados los cálculos respectivos, con los cuales concluye la investigación, se arriba a las siguientes conclusiones:

- Se ha logrado caracterizar los suelos finos del Distrito 12 de la ciudad de Tarija, determinando sus propiedades plásticas y mecánicas, los estadísticos más relevantes, tanto de las propiedades básicas de los suelos como de los parámetros asociados a la prueba de corte directo y triaxial, dando respuesta a la pregunta científica 1) y, por lo tanto, se ha alcanzado el objetivo a).
- Los suelos estudiados se han ubicado correctamente en la carta de plasticidad de Casagrande, a partir del análisis de regresión de los datos experimentales, determinando las relaciones lineales existentes entre el índice de plasticidad (IP) y el límite líquido (LL), de la forma $IP=a*LL+b$, habiendo logrado el objetivo b).
- Se ha determinado los módulos elásticos inicial (tangente) y secante para todas y cada una de las muestras ensayadas de las arcillas y limos a partir de las curvas esfuerzo-deformación unitaria obtenidas en los ensayos de laboratorio, observando que, los módulos elásticos varían significativamente con la presión de confinamiento, confirmando la importancia de estas variables en el comportamiento mecánico de los suelos, parámetro que, como se sabe, es fundamental en la mecánica de suelos e ingeniería geotécnica para el cálculo de cimentaciones, especialmente de los asentamientos. Así, se ha respondido a la pregunta 3) y logrado el objetivo c).
- Se ha establecido correlaciones entre los módulos de elasticidad (inicial y

secante) y el esfuerzo de confinamiento σ_3 , los cuales reflejan un comportamiento matemático lineal, como se esperaba. De este modo, se ha respondido a la pregunta 4) y alcanzado el objetivo d).

- Los modelos constitutivos son muy importantes en la mecánica de los suelos, así como la Ley de Hook lo es en la mecánica estructural. En la presente investigación se han formulado modelos constitutivos no lineales, que expresan la relación entre los esfuerzos y las deformaciones unitarias, respondiendo a la pregunta 5) y alcanzando, en consecuencia, el objetivo e).
- Se han probado y formulado otras correlaciones entre las diferentes variables provenientes de las mediciones experimentales, tanto de corte como de consolidación, encontrando una relación significativa entre la resistencia al corte y los parámetros de consolidación, complementando el estudio para una mejor comprensión de los factores que influyen en el comportamiento mecánico de los suelos del Distrito 12, respondiendo al objetivo f).

5.2 RECOMENDACIONES

- Sería recomendable repetir los ensayos para profundidades más grandes que las utilizadas en esta investigación. Esto permitiría determinar el comportamiento mecánico del suelo para diferentes esfuerzos de confinamiento.
- Como la humedad de los suelos varía en función de las estaciones del año, se recomienda tomar muestras representativas en cada una de esas estaciones y someterlas a los mismos ensayos de laboratorio.
- En el transporte de las muestras, desde el sitio de su extracción hasta el laboratorio, se deben tener todos los cuidados necesarios, especialmente cuando se trata de muestras inalteradas.

5.3 FUTURAS INVESTIGACIONES

- Sería prudente investigar el comportamiento de los suelos del mismo sitio cuando se realiza el ensayo triaxial consolidado no drenado, con vistas a determinar otros parámetros y comparar los resultados con los de la presente investigación.
- Así mismo es importante que se realicen los mismos ensayos para diferentes esfuerzos de confinamiento, más grandes que los utilizados en este estudio.
- El presente estudio no concluye aquí, con los objetivos diseñados inicialmente, sino que se esta previsto realizar los mismos ensayos en otras zonas del valle Central de Tarija. Además, se va a realizar todos los ensayos de laboratorio y de campo que nos permite la disponibilidad de equipos en el laboratorio de mecánica de suelos de la Universidad Autónoma Juan Misael Saracho, hasta tener un estudio y una visión integral de la mecánica de suelos en esta parte del departamento de Tarija.