

CAPÍTULO I

DISEÑO TEÓRICO

1 Justificación

El propósito de esta investigación es analizar los métodos de determinación de los parámetros de resistencia cortante obtenidos en el ensayo de Triaxial y el ensayo de Corte Directo con el fin de obtener los resultados de los parámetros de resistencia en condiciones consolidadas y drenadas y no drenadas con el fin de analizar los resultados de ambos ensayos y poder comparar y poder relacionar de un método hacia otro.

Teniendo en cuenta que los suelos presentan diferentes resultados se hace énfasis en el análisis de los mismos, los que serán aplicados para las muestras de suelos obtenidas en exploraciones de zonas arenosas efectuadas en la zona norte, centro y sur de la ciudad de Tarija.

Adicionalmente se pretende analizar cada uno de los ensayos efectuados con los parámetros obtenidos en el ensayo Triaxial (ángulo de fricción), como también en el ensayo de Corte Directo y así determinar cuál de estos ensayos ofrecen un panorama lo suficientemente confiable para establecer un aproximado de las propiedades de ángulo de fricción como también los esfuerzos a los que están sometidos como son los esfuerzos normales y los esfuerzos de confinamiento por medio de los dos ensayos en condiciones consolidadas drenadas (CD) y consolidadas no drenadas (CU).

El impacto social al cual se puede llegar con este estudio se puede analizar desde el punto de vista económico con lo cual se generarán estructuras mucho más económicas rápidas de construir y con los informes técnicos se podrá generar mayor confianza del usuario para el uso de la estructura.

Dentro la perspectiva académica se puede decir que es un área en la cual muy pocos profesionales y estudiantes se adentran debido a la complejidad del tema en el aspecto que interviene temas sumamente fuertes en su contexto y conlleva matemáticas de muy alto nivel para su entendimiento.

1.1 Situación problemática

1.1.1 Conceptualización puntual del objeto de estudio

Los parámetros de resistencia cortante son considerados fundamentales para diferentes tipos de estudios geotécnicos en obras civiles, como en fallas de estabilización, cimentaciones, ya que sus diseños parten a partir de los parámetros de resistencia al corte, obtenidos a partir de los ensayos de resistencia al corte.

1.1.2 Descripción del fenómeno ocurrido

Los parámetros de resistencia al corte del suelo son muy utilizados en el análisis de problemas geotécnicos que impliquen fenómenos de interacción suelo-estructura. Estos parámetros de ángulo de fricción y la cohesión son determinados con los ensayos de Corte Directo y Triaxial en condiciones consolidadas drenadas y consolidadas no drenadas, dependiendo del tipo de suelo y del tiempo, estos parámetros son fundamentales para el diseño en obras de ingeniería y así mismo garantizar la seguridad de las obras civiles.

Hoy en día se utiliza la norma vigente es de la administradora boliviana de carreteras (ABC), en el volumen IV de la norma se encuentra el manual de ensayos y materiales de suelos. El contenido de este manual es una recopilación de normas ya establecidas y desarrolladas por organismos especializados. Tomando en cuenta nuestra investigación utilizaremos los ensayos de Corte Directo ASTM D3080, AASHTO T236 y ASTM D6528 y para corte Triaxial ASTM D2850, AASHTO T234 y ASTM D4767 cada método tienen sus condiciones para las muestras a ser ensayadas para poder determinar los parámetros de resistencia de los suelos.

Los ensayos de Corte Directo determinan los parámetros de resistencia al corte en suelos granulares o finos, obteniendo ángulos de fricción interna y la cohesión, el tipo de ensayo más rápido es en condiciones consolidadas no drenadas debido a que las trayectorias de drenaje a través de la muestra son cortas, se permite que el exceso sea disipado más rápidamente que en el ensayo Triaxial drenado, el que tarda mayor tiempo pero con más precisión ya que permite simular condiciones in situ, cabe recalcar en condiciones económicas el costo del ensayo Triaxial es mucho mayor que un ensayo de Corte Directo.

Es necesario realizar un análisis de confiabilidad de los resultados; comparación y relación entre los parámetros obtenidos tanto en el aparato de Corte Directo como en el Triaxial para las muestras de arena, de manera que se pueda analizar la relevancia de estos factores a la hora de materializar las ideas y relacionar la producción, con los costos sin dejar de crear estructuras seguras y confortables.

1.1.3 Breve explicación de la perspectiva de solución

Análisis de comparación de los parámetros de Corte Directo con el Triaxial, en busca de saber la exactitud de los ensayos se tiene que analizar minuciosamente cada factor que interviene en los resultados de los mismos principalmente en el ángulo de fricción interna. De esta manera también se podrá analizar una relación entre ambos ensayos de resistencia cortante, que permita mejorar sustancialmente la calidad de los diseños y la visión económica.

En consecuencia se pretende realizar una actualización de las técnicas vigentes identificando las falencias y posibles mejoras, además de dar lugar a la revisión de los conceptos, leyes y teorías creadas épocas atrás permitiendo simular que tan representativas y trascendentales son estos ensayos, generando beneficios económicos, sociales, ambientales y estructurales.

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo general

Analizar los parámetros de resistencia cortante de los ensayos de Corte Directo y Triaxial en suelos arenosos en condiciones consolidadas drenadas y no drenadas, con el fin de establecer una relación de confiabilidad entre ellos.

1.2.2 Objetivos específicos

- Elaborar un marco teórico sobre los parámetros que inciden en la resistencia al corte.
- Determinar las zonas de extracción de las muestras de suelos arenosos en campo.
- Realizar la caracterización de las muestras de suelos.
- Ejecutar los ensayos de relación de peso unitario-humedad en suelos método estándar.

- Realizar los ensayos de corte Triaxial y de Corte Directo en condiciones consolidado drenado y no drenado.
- Efectuar un análisis del parámetro obtenido tanto del ensayo de Corte Directo como del corte Triaxial.
- Comparar los parámetros de resistencia al corte, obtenidos en los ensayos de Corte Directo y Triaxial.
- Relacionar los resultados de los ensayos de corte Triaxial con los de Corte Directo.
- Identificar el modelo matemático adecuado, producto de un tratamiento estadístico con un 90 % de confiabilidad.
- Aplicar los parámetros de resistencia de corte en, obras de ingeniería vial.

1.3 Hipótesis

Al realizar ensayos de Corte Directo y Triaxial en suelos arenosos, se podrá establecer una relación de confiabilidad en sus parámetros de fricción.

1.4 Identificación de variables

1.4.1 Variable independiente

Ensayo de Corte Directo

Ensayo Triaxial

Condición de drenaje

1.4.2 Variable dependiente

Ángulo de fricción.

Cohesión.

1.4.3 Conceptualización y operacionalización de las variables

1.4.3.1 Conceptualización

1.4.3.1.1 Ensayo de Corte Directo

El aparato consta de dos marcos fijos y otro móvil, los que contienen la muestra de suelo, dos piedras porosas, una superior y otra inferior, proporcionan drenaje libre a muestras saturadas, cuando se desea y se sustituyen simplemente por placas de confinamiento, al probar muestras secas.

La parte móvil tiene un aditamento al que es posible aplicar una fuerza rasante, que provoca la falla del espécimen a lo largo de un plano que por la construcción del aparato, resulta bien definido. Sobre la cara superior del conjunto se aplican cargas que proporcionan una presión normal en el plano de falla, graduable a voluntad. La deformación de la muestra es medida con extensómetros, tanto en dirección horizontal como en vertical.

1.4.3.1.2 Ensayo Triaxial

Son pruebas en que se podrían variar a voluntad las presiones actuantes en tres direcciones ortogonales sobre un espécimen de suelo, efectuando mediciones sobre características en forma completa. En realidad y buscando sencillez en su realización en las pruebas que hoy se efectúan, los esfuerzos en dos direcciones son iguales, los especímenes son usualmente cilíndricos y están sujetos a presiones laterales de un líquido generalmente agua, del cual se protegen con una membrana impermeable. Para lograr el debido confinamiento, se coloca la muestra en el interior de una cámara cilíndrica y hermética de aluminio con bases metálicas.

1.4.3.1.3 Condición de drenaje

Se proporcionan conexiones para medir el drenaje dentro o fuera de la muestra o para medir la presión intersticial o presión de poro. En general utilizaremos dos condiciones consolidadas drenadas y no drenadas

1.4.3.1.4 Ángulo de fricción

El esfuerzo principal menor es el que está horizontal en la parte inferior, hay que tener en cuenta la dirección del esfuerzo.

1.4.3.1.5 Cohesión

La cohesión es una medida de la cementación o adherencia entre las partículas de suelo.

La cohesión en mecánica de suelos es utilizada para representar la resistencia al cortante producida por la cementación, mientras que en la física este término se utiliza para representar la tensión.

En suelos eminentemente granulares, en los que no existe ningún tipo de cementante o material que pueda producir adherencia, la cohesión se supone igual a 0 y a estos suelos se los denomina suelos no cohesivos.

1.4.3.2 Operacionalización de variables

Tabla 1.1 De variables independientes.

Variable independiente	Dimensión	Indicador	Valor/acción
Corte Directo	Resistencia cortante	kg/cm ² /kpa	Resultados con menor exactitud que el ensayo Triaxial, menor costo económico.
Corte Triaxial	Resistencia cortante	kg/cm ² /kpa	Resultados más cercanos a la realidad por tanto mayor confiabilidad, mayor costo económico.
Condición de ensayo	Consolidada drenada	La presión de poro logra disiparse	Cuando las muestras son consolidadas y la carga aplicada le permite drenarse. Mayormente se aplica a suelos de alta permeabilidad (suelos granulares).
	Consolidada no drenada	No permite el drenaje, la presión de poro no se disipa	Se le impide a la muestra drenarse. Mayormente se aplica a suelos de baja permeabilidad (suelos finos).

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 1.2 De variables dependientes.

Variable dependiente	Dimensión	Indicador	Valor/acción
Ángulo de fricción interna	Plano de falla	° (grados)	Tamaño de partícula según AASHTO 0.075 a 2.00 mm.
Cohesión	Plano de falla	kg/cm ² /kpa	Pruebas de resistencia al corte

Fuente: Elaboración propia.

1.5 Tipo de investigación

1.5.1 Identificación del tipo del diseño de investigación

Este trabajo de investigación corresponde al tipo de investigación causal o explicativa.

1.5.2 Unidades de estudio y decisión muestral

1.5.2.1 Unidad de estudio o muestreo

Las unidades de estudio serán los ensayos de:

Granulometría.

Contenido de humedad.

Peso específico.

Relación peso unitario humedad compactación estándar.

Corte Directo.

Corte Triaxial.

1.5.2.2 Población y muestra

La población de esta investigación será la misma que la muestra y por tanto es infinita porque es posible aplicarla a una variedad de tipos de arena que se puede encontrar en distintas zonas.

1.5.2.2.1 Población

Tabla 1.3 Población.

N°	Ensayos
1	Ensayo de contenido de humedad
2	Ensayo de granulometría
3	Ensayo de hidrómetro
4	Ensayo de peso específico
5	Ensayo de peso unitario
6	Ensayo de calibración de frasco
7	Ensayo de compactación proctor estándar T-99
8	Ensayo de compactación proctor modificado T-180
9	Ensayo de permeabilidad de carga constante
10	Ensayo de densidad in-situ
11	Ensayo de Corte Directo
12	Ensayo de CBR
13	Ensayo de límites
14	Ensayo de SPT
15	Ensayo de penetración
16	Ensayo de método para determinar el equivalente de arena.
17	Ensayo de permeabilidad de carga variable
18	Ensayo de ensayo de consolidación
19	Ensayo de compresión confinada en muestras de suelos
20	Ensayo de compresión Triaxial
21	Ensayo de Corte Directo
22	Ensayo de determinación del PH de los suelos
23	Ensayo de consolidación

Fuente: Elaboración propia.

1.5.2.2.2 Muestra

Tabla 1.4 Muestra estadística.

N°	Ensayos
1	Granulometría
2	Contenido humedad
3	Peso específico.
4	Compactación proctor estándar T-99
5	Corte Directo
6	Corte Triaxial

Fuente: Elaboración propia.

1.5.3 Tamaño de muestra

Teniendo en cuenta los siguientes datos iniciales para el cálculo de la muestra.

Tabla 1.5 Datos para el cálculo estadístico.

Confiabilidad	95%
Margen de error	± 5%
Distribución normal “z”	1.96
Desviación estándar	0.10

Fuente: Elaboración propia.

1.5.3.1 Determinación del número de ensayos

En la tabla 1.6 podemos observar los ensayos característicos que se tienen que realizar y las pruebas esenciales de esta investigación

Tabla 1.6 Ensayos a realizar.

N°	Etapa	Ensayos	Ni
1	Caracterización	Granulometría	6
2		Contenido humedad	6
3		Peso específico	6
4		Compactación	6
5	Pruebas y resultados	Corte Directo CU	9
6		Corte Directo CD	9
7	Pruebas y resultados	Corte Triaxial CU	9
8		Corte Triaxial CD	9
Σ			60

Fuente: Elaboración propia.

Aplicando el principio de fijación estadística para reducir el número de ensayos de tal manera que sea factible poder concluir con el tiempo estimado.

$$N = \frac{\sum(Ni*\sigma^2)}{N*\left(\frac{e}{z}\right)^2 + \frac{1}{N}*\sum(Ni*\sigma^2)}$$

$$n = \frac{\sum(Ni * \sigma^2)}{N * \left(\frac{e}{z}\right)^2 + \frac{1}{N} * \sum(Ni * \sigma^2)} = 48$$

Tabla 1.7 Resumen de cálculo de ensayos para la investigación.

N°	Etapa	Ensayo	Ni	G ²	Ni*G ²	fi	ni
1	Caracterización	Granulometría	6	0.1	0.6	0.118	5
2		Contenido humedad	6	0.1	0.6	0.118	5
3		Peso específico	6	0.1	0.6	0.118	5
4		Compactación	6	0.1	0.6	0.118	5
5	Pruebas y resultados	Corte Directo CU	9	0.1	0.9	0.176	7
6		Corte Directo CD	9	0.1	0.9	0.176	7
7	Pruebas y resultados	Corte Triaxial CU	9	0.1	0.9	0.176	7
8		Corte Triaxial CD	9	0.1	0.9	0.176	7
Σ			60		5.1	1.000	48

Fuente: Elaboración propia.

1.5.4 Selección de las técnicas de muestreo

Se utilizará un muestreo no probabilístico, la técnica a usar será el muestreo causal o accidental, porque ya se identificaron lugares donde se pueden extraer las muestras necesarias para la investigación.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2 Generalidades

Se le atribuye al físico e ingeniero francés C. A. Coulomb, haber realizado la primera investigación orientada al estudio de la resistencia de los suelos. Entre sus hallazgos está en deducir que el corte de los suelos está directamente relacionado con el coeficiente de fricción entre las partículas.

En su investigación Coulomb encontró que en primer lugar los suelos fallan por esfuerzo cortante a lo largo de un plano de deslizamiento, esto basado en la teoría de la mecánica en donde se sabe que sobre un cuerpo actúa una fuerza normal y si es deslizado sobre una superficie con rugosidad sobre el cuerpo actúa una fuerza en contra proporcional a la fuerza aplicada para el deslizamiento. En este caso tuvo que encontrar el coeficiente de fricción entre las superficies de contacto.

Automáticamente encontró la ley de la resistencia sobre la cual rige que se produce la falla cuando el esfuerzo cortante alcanza su máximo valor y la constante de proporcionalidad la definió en términos del ángulo de fricción interna del material.

El esfuerzo cortante en los suelos es el aspecto más importante de la ingeniería geotécnica. La capacidad de soporte de cimentaciones superficiales como profundas, la estabilidad de los taludes y el diseño de muros o paredes de retención, llevan implícito el valor de la resistencia al esfuerzo cortante. Desde otro punto de vista, el diseño de los pavimentos, se ve influenciado de una forma indirecta por la resistencia al cortante de los suelos, ya sea en el análisis de la estabilidad de un talud o en el diseño de los muros de retención y de forma directa, a través del diseño de las fundaciones que soportan el pavimento, específicamente, en la subrasante. Por consecuencia, tanto las estructuras como los taludes deben ser estables y seguros frente a un colapso total, cuando éstos sean sometidos a una máxima aplicación de cargas.

El esfuerzo cortante de un suelo se ha definido como la última o máxima resistencia que el suelo puede soportar. Específicamente, se ha expresado como la resistencia interna que ofrece la masa de suelo por área unitaria para resistir la falla al deslizamiento a lo largo de cualquier plano dentro de él.

2.1 Marco conceptual

2.1.1 Resistencia cortante de suelos

Es la resistencia interna por unidad de área que la masa de suelo puede ofrecer a la falla y el deslizamiento a lo largo de cualquier plano en su interior.

Los ingenieros deben entender los principios de la resistencia al cizallamiento del suelo para analizar los problemas, como:

Capacidad de carga de cimentaciones superficiales.

Estabilidad de taludes naturales o de origen humano.

Estimación de la presión lateral de tierra para el diseño de estructuras de retención de tierras.

Capacidad de carga de pilotes y pozos perforados.

La fricción entre dos superficies en contacto es conveniente considerar un modelo simple al comenzar la discusión de la resistencia cortante de los suelos. La Figura 2.1 presenta un bloque descansando en una superficie plana. El bloque está sujeto a una fuerza normal N , que actúa perpendicularmente a la superficie plana. Si se incrementa gradualmente la fuerza de corte F , el bloque se deslizará cuando:

$$F = N * \mu$$

Donde μ es el coeficiente de fricción entre el bloque y el plano. Dividiendo los dos términos por el área de contacto A , se obtiene:

$$\frac{F}{A} = \frac{N}{A} * \mu$$

ó

$$\tau = \sigma * \mu$$

Donde τ es el esfuerzo cortante y σ es el esfuerzo normal en el plano de deslizamiento. Si la oblicuidad del esfuerzo resultante en el plano de deslizamiento (plano de falla) se denomina Φ , como se indica en la Figura 2.2, la ecuación se puede escribirse como:

$$\tau = \sigma * tg \phi$$

Esta ecuación indica que el esfuerzo cortante que se puede aplicar es proporcional al esfuerzo normal aplicado, y que se puede graficar la relación entre estos esfuerzos como una línea recta con una inclinación de ϕ (Figura 2.3).

Fig. 2.1 Bloque deslizante en un plano.

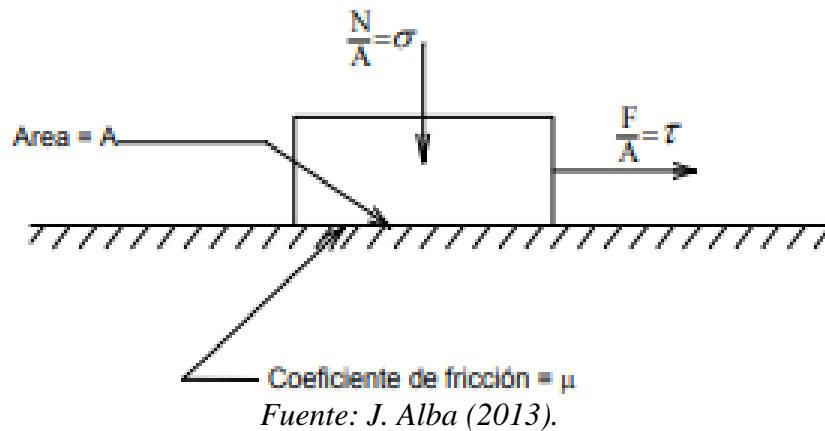


Fig. 2.2 Oblicuidad del esfuerzo resultante.

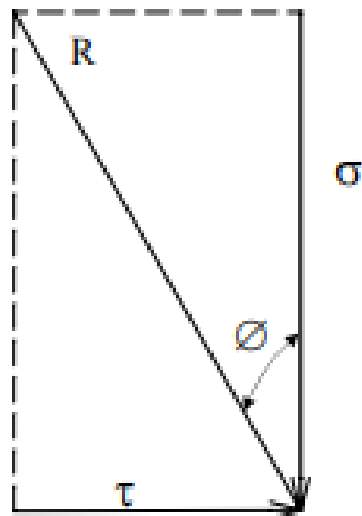
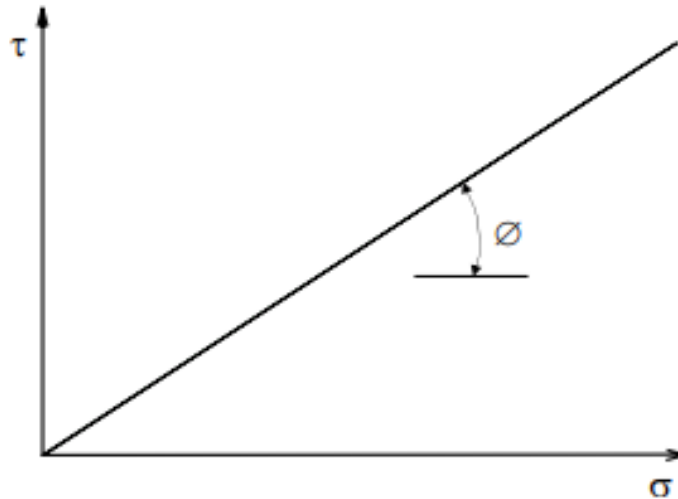


Fig. 2.3 Diagrama de esfuerzo para un bloque deslizante en un plano.



Fuente: J. Alba (2013).

2.1.2 Esfuerzo efectivo

El esfuerzo efectivo en cualquier dirección está definido como la diferencia entre el esfuerzo total en dicha dirección y la presión del agua que existe en los vacíos del suelo. El esfuerzo efectivo es por lo tanto una diferencia de esfuerzos entre el esfuerzo normal y la presión de poros.

2.1.2.1 Naturaleza del esfuerzo efectivo

El suelo es una estructura semejante a un esqueleto de partículas sólidas en contacto, formando un sistema intersticial de vacíos intercomunicados. Los vacíos del suelo están total o parcialmente llenos de agua. La interacción entre la estructura del suelo y el fluido de los vacíos determina el comportamiento, desde el punto de vista de la ingeniería, único y dependiente del tiempo, de la masa del suelo.

La compresibilidad de un suelo sujeto a carga o descarga, es principalmente su capacidad de deformación de vacíos, usualmente por desplazamiento de agua. La resistencia de un suelo es su capacidad última de resistencia a tal carga.

Los esfuerzos cortantes sólo pueden ser resistidos por la estructura de las partículas sólidas, pues el agua no tiene resistencia cortante. Por otro lado, el esfuerzo normal en cualquier plano es la suma de dos componentes: una debida a la carga transmitida por las

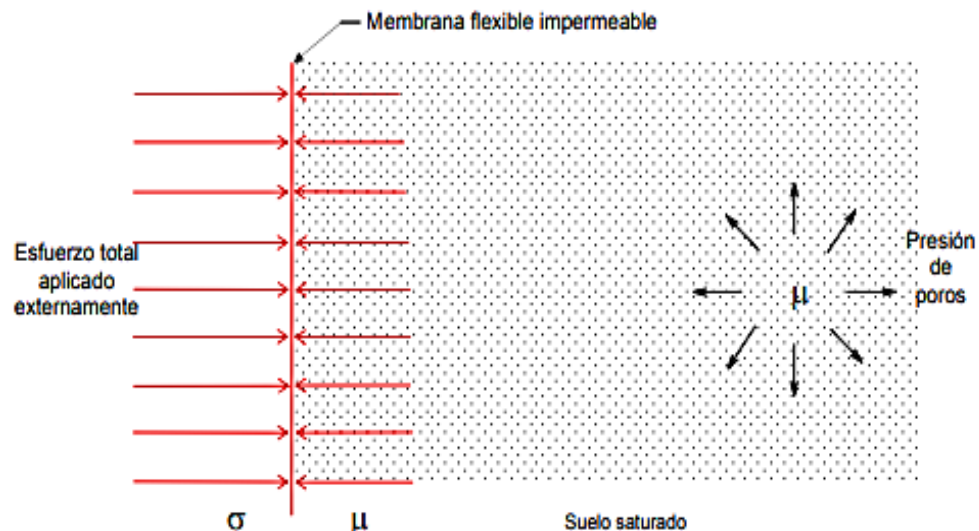
partículas sólidas de la estructura del suelo, y la otra, una presión del fluido en los espacios vacíos.

La compresibilidad y la resistencia de un suelo dependen de la diferencia entre el esfuerzo total debido a la carga externa, σ , y la presión de poros, μ . Esta diferencia se denomina esfuerzo efectivo, y se expresa por:

$$\sigma' = (\sigma - \mu) \quad 2.1 \text{ ec.}$$

La naturaleza física de este parámetro puede entenderse intuitivamente considerando a un suelo saturado limitado por una membrana flexible impermeable, tal como se muestra en la Fig. 2.4. El esfuerzo total debido a la carga aplicada es σ , que es perpendicular a la membrana. La presión de poros es μ ($\mu < \sigma$), la cual por ser una presión hidrostática, tiene igual intensidad en todas las direcciones. La presión de poros es perpendicular a la membrana y tiene el valor de μ . Examinando los esfuerzos normales a la membrana, se puede apreciar que la diferencia de esfuerzos ($\sigma - \mu$) se transmite a la estructura del suelo a través de la membrana, para una situación de equilibrio. Entonces, el esfuerzo efectivo ($\sigma - \mu$) es una medida de la carga transmitida por la estructura del suelo. (Alba Hurtado, 2010)

Fig. 2.4 Modelo intuitivo del suelo demostrado la naturaleza del esfuerzo efectivo.



Fuente: J. Alba (2013).

2.1.2.2 Principio de los esfuerzos efectivos en suelos secos o saturados

El principio de los esfuerzos efectivos fue propuesto por Karl Terzaghi en 1923 y se representa en la ec. (2.1). La expresión anterior fue establecida para suelos saturados o suelos granulares secos. De acuerdo a Lambe y Whitman (1969), el principio de esfuerzos efectivos se enuncia del modo siguiente:

El esfuerzo efectivo es igual al esfuerzo total menos la presión de poros.

El esfuerzo efectivo controla ciertos aspectos del comportamiento del suelo, especialmente la compresibilidad y la resistencia.

Bishop y Blight (1963) indicaron que existen dos condiciones necesarias y suficientes para que la ec. (2.1) se cumpla rigurosamente para el cambio de volumen y la resistencia de suelos saturados o secos:

Las partículas del suelo son incompresibles.

El esfuerzo de fluencia en la partícula sólida, que controla el área de contacto y la resistencia cortante intergranular, es independiente del esfuerzo de confinamiento.

Los suelos reales no satisfacen completamente estas dos condiciones, tal como fue indicado por Skempton (1961); el comportamiento mecánico de los suelos y otros materiales porosos está controlado más exactamente por un esfuerzo efectivo que es función del esfuerzo total y la presión de poros en la forma:

$$\sigma = \sigma - k\mu$$

Donde, para cambios en la resistencia cortante:

$$k = \left(1 - \frac{a \operatorname{tg}\psi}{\operatorname{tg}\phi}\right)$$

Y para cambios volumétricos:

$$k = \left(1 - \frac{C_s}{C}\right)$$

Donde:

a = Área de contacto entre partículas por área unitaria bruta del material.

ψ = Ángulo de fricción intrínseca de la sustancia sólida que compone las partículas.

ϕ = Ángulo de resistencia cortante del material poroso.

C_s = Compresibilidad de la sustancia sólida que compone las partículas.

C = Compresibilidad del material poroso.

Para los suelos, el valor de $\text{tg}\psi / \text{tg}\phi$ puede ser de 0.15 a 0.30, pero a es muy pequeña a las presiones normalmente encontradas en los problemas de ingeniería. Además, bajo estas presiones bajas, C_s/C es muy pequeña, de modo que para suelos saturados o secos, el valor del esfuerzo efecto ($\sigma' = \sigma - \mu$) para ambos casos.

El objetivo de la presentación anterior ha sido el indicar que el parámetro k no es necesariamente el mismo para cambios en la resistencia cortante y en el volumen. Es un caso accidental que para suelos saturados y suelos secos, el valor de k es igual a 1. De cualquier modo, el valor del esfuerzo efectivo, σ , definido por la ec. (2.1) ha demostrado ser muy importante en la interpretación del comportamiento de suelos secos o saturados.

2.1.3 Parámetros de resistencia cortante

Los parámetros de resistencia cortante de un suelo se determinan en el laboratorio principalmente con dos tipos de pruebas: la prueba de Corte Directo y la prueba Triaxial.

2.1.3.1 Ángulo de fricción

Es una propiedad de los materiales granulares el cual tiene una interpretación física sencilla, al estar relacionado con el ángulo en reposo o máximo ángulo posible para la pendiente de un conjunto de dicho material granular. En un material granuloso cualquiera, el ángulo de reposo está determinado por la fricción, la cohesión y donde las partículas son muy pequeñas en relación al tamaño del conjunto el ángulo en reposo coincide con el ángulo de rozamiento interno.

2.1.3.2 Esfuerzo principal mayor

El esfuerzo principal mayor es vertical en la parte superior de la falla.

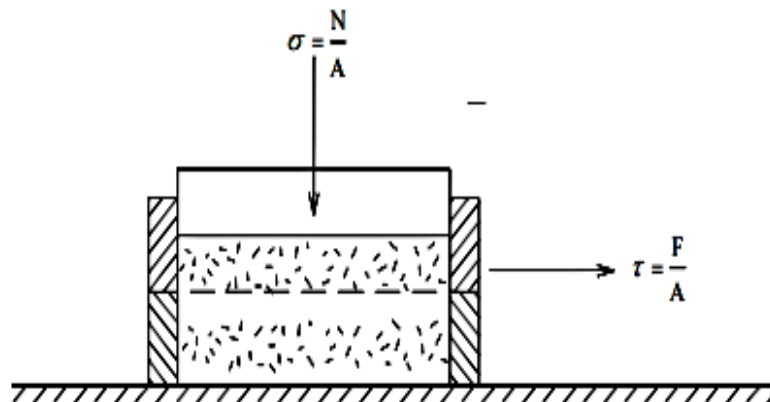
2.1.3.3 Esfuerzo principal menor

El esfuerzo principal menor es el que esta horizontal en la parte inferior, siempre tenerse en cuenta la dirección del esfuerzo.

2.1.4 Ensayo de Corte Directo

Considérese al suelo con el entendimiento del modelo anterior. Se tratará de desarrollar una relación de falla por cortante en el suelo, cuando dicha falla ocurre a lo largo de un plano de corte limitado en ambos lados por el suelo. Para este propósito se considerará un aparato de Corte Directo como el ilustrado en la Figura 2.5. Este aparato se utiliza mucho en los laboratorios de Mecánica de Suelos para medir la resistencia cortante de suelos granulares (dicho equipo no es apropiado para ensayar suelos finos). El equipo de Corte Directo consiste básicamente de una caja partida horizontalmente por la mitad. Una mitad permanece fija, mientras que la otra se puede mover horizontalmente conforme se aplica una fuerza cortante (F). También puede aplicarse una fuerza normal (N). En la Figura 2.5, el suelo en la parte superior de la caja es análogo al bloque de la Figura 2.1, mientras que el suelo en la parte inferior es equivalente a la superficie plana donde descansa el bloque.

Fig. 2.5 Aparato de Corte Directo.



Fuente: J. Alba (2013).

Sí se realizan varios ensayos de Corte Directo en arena seca utilizando diferentes valores del esfuerzo normal, los resultados pueden graficarse en un diagrama similar al de la Figura 2.3. Para cada esfuerzo normal la fuerza cortante aumenta hasta alcanzar un valor máximo; este valor se denomina resistencia cortante para el valor particular de esfuerzo

normal utilizado. Un diagrama típico de resistencia cortante se muestra en la Figura 2.6. Por analogía con el bloque deslizante sobre la superficie plana, la pendiente de la línea recta se denomina Φ , y para los suelos es el ángulo de fricción interna. Para la mayoría de arenas secas, el diagrama de falla es una línea recta que pasa por el origen. De este modo, sí se conoce el ángulo de fricción Φ de una arena seca, se puede determinar su resistencia cortante a lo largo de cualquier plano con cualquier esfuerzo normal en el campo.

Los resultados de una serie de ensayos de Corte Directo en una arcilla dura se ilustran en la Figura 2.7. Estos resultados indican que los puntos pueden asumirse que conforman una línea recta; sin embargo, se aprecia en este caso una intersección en el eje vertical. Esta intersección se denomina cohesión del suelo (C), y como antes, la pendiente de la recta se denomina ángulo de fricción interna. En este caso, la resistencia del suelo es:

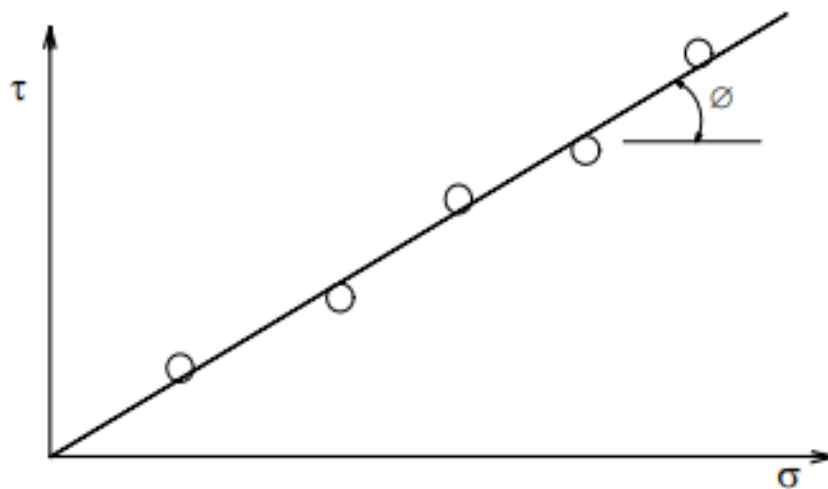
$$\tau = C + \sigma \operatorname{tg} \phi \quad 2.2 \text{ ec.}$$

o

$$S = C + \sigma \operatorname{tg} \phi \quad 2.3 \text{ ec.}$$

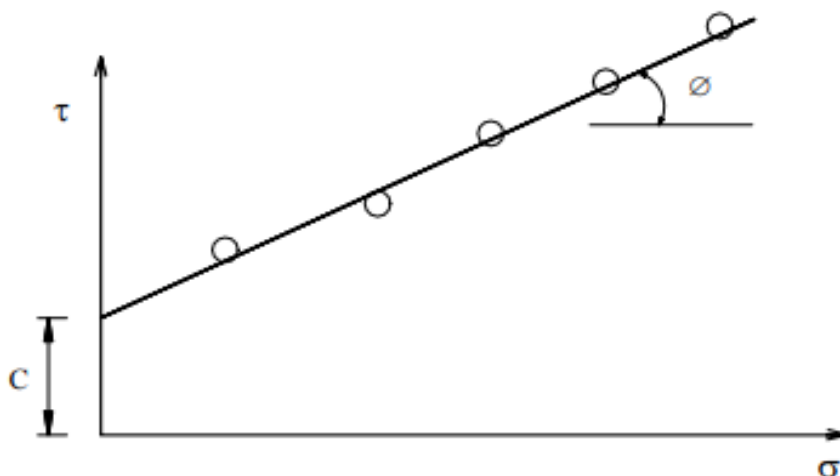
Donde S es la resistencia cortante del suelo.

Fig. 2.6 Diagrama de la falla para arena seca ensayada en Corte Directo.



Fuente: J. Alba (2013).

Fig. 2.7 Diagrama de falla para arcilla dura ensayada en Corte Directo.

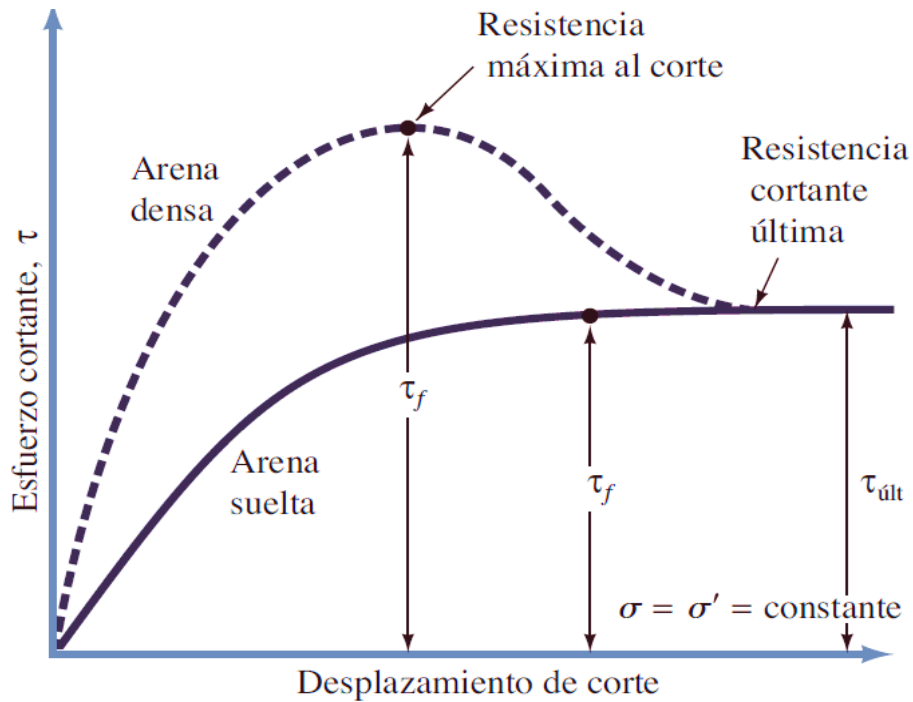


Fuente: J. Alba (2013).

Las rectas de las Figuras 2.6 y 2.7 representan la relación entre los esfuerzos cortantes y normales en la falla. Por consiguiente, no es posible tener un estado de esfuerzo del suelo por encima de las rectas (es decir, para un esfuerzo normal dado, el esfuerzo cortante no puede ser mayor que aquél que ocasiona la falla). Debido a que los puntos por encima de la recta representan estados inestables (en falla) y los de por debajo son estables, la recta se denomina envolvente de falla del suelo. Los diagramas de resistencia cortante versus esfuerzo normal se denominan diagramas de Mohr-Coulomb y la ecuación (2.3) representa la relación utilizada para definir la resistencia cortante del suelo en función del Criterio de Falla de Mohr-Coulomb. La envolvente de resistencia (falla) de Mohr-Coulomb y los dos parámetros requeridos para describirla C y ϕ , son muy convenientes de usar, ya que permiten describir la resistencia del suelo para una gran variedad de condiciones de esfuerzos en el campo, con la utilización de solamente hasta dos constantes del suelo, C y ϕ .

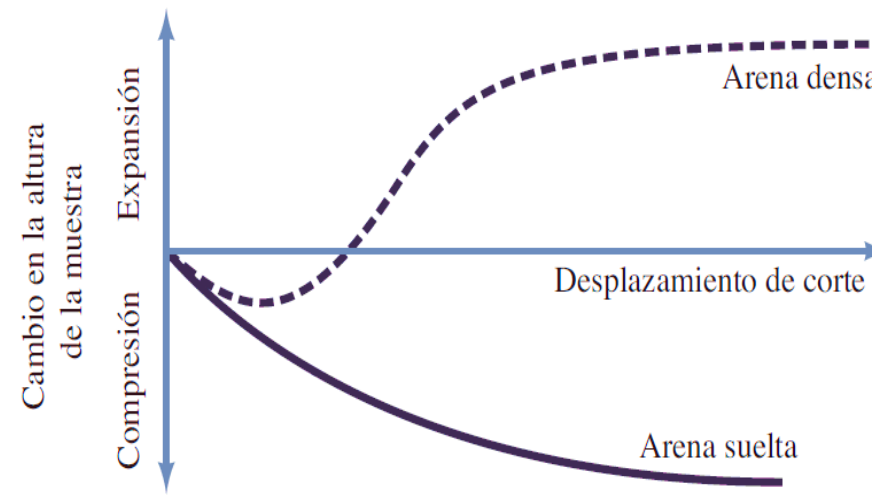
En la Figura 2.8 y 2.9 la arena suelta la resistencia al esfuerzo cortante aumenta con el desplazamiento cortante hasta que se alcanza un esfuerzo cortante de falla τ_f . Después de eso, la resistencia al esfuerzo cortante permanece aproximadamente constante con cualquier incremento adicional en el desplazamiento de cizalladura.

Fig. 2.8 Muestra como el esfuerzo aumenta con el desplazamiento de corte.



Fuente: Braja M. das (2005).

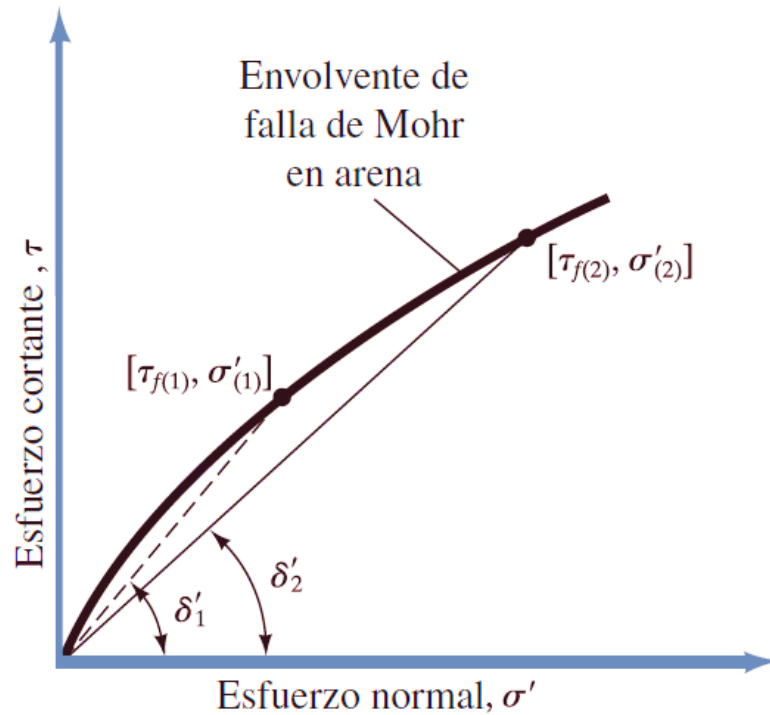
Fig. 2.9 Gráfica del esfuerzo cortante y el cambio en la altura de la muestra frente al desplazamiento cortante para la arena densa y seca.



Fuente: Braja M. das (2005).

Podemos observar en la figura 2.10 es la naturaleza curvilínea de la envolvente de la falla de Mohr en arenas de tal manera es preciso comprender que los valores del ángulo de fricción Φ que nos da el ensayo de Corte Directo. (Braja Das, 2015)

Fig. 2.10 Envolvente de falla de Mohr.



Fuente: Braja M. Das (2005).

2.1.4.1 Ensayo Consolidado Drenado (CD)

Se aplica la fuerza normal lentamente para que se genere el corte y a su vez se vaya desarrollado todo el asentamiento. La fuerza cortante se genera tan lento como sea posible para evitar el desarrollo de presiones de poros en la muestra.

2.1.4.2 Ensayo Consolidado No Drenado (CU)

En este ensayo se permite que la muestra drene o se consolide durante la aplicación de la carga vertical, de modo que el momento de aplicar el esfuerzo de corte presiones intersticiales sea nulas, pero no durante la aplicación del esfuerzo cortante. La tensión de corte es rápida para que la presión de poros no pueda dispersarse en el transcurso del ensayo.

Para muestras de suelos no cohesivos, estas dos condiciones de ensayos dan el mismo resultado, esté la muestra saturada o no, ya que la aplicación del corte se hace de manera lenta.

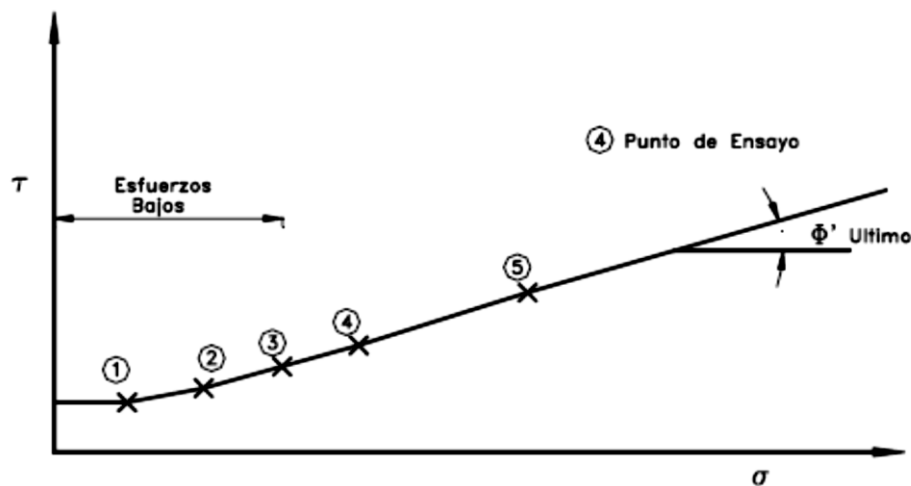
2.1.4.3 Significado y uso

El ensayo de Corte Directo es adecuado para la determinación relativamente rápida de las propiedades de resistencia de materiales drenados y consolidados. Debido a que las trayectorias de drenaje a través de la muestra son cortas, se permite que el exceso de presión en los poros sea disipado más rápidamente que con otros ensayos drenados. El ensayo puede ser hecho en todo tipo de suelos inalterados, remoldeados o compactados.

Durante el ensayo de cizalladura hay rotación de los esfuerzos principales, lo que puede o no corresponder a las condiciones de campo.

Aún más, la ruptura puede no ocurrir en un plano de debilidad, puesto que ella tiene que ocurrir cerca de un plano horizontal en la parte media del espécimen. La localización fija del plano de ruptura en el ensayo puede ser una ventaja en la determinación de la resistencia al corte a lo largo de planos reconocidamente débiles dentro del material del suelo y para analizar las interfaces entre materiales diferentes.

Fig. 2.11 Esfuerzos de falla y envolventes de Corte Directo.



Fuente: J. Alba (2013).

2.1.4.4 Ensayos con deformación controlada o con esfuerzos controlado

El esfuerzo de corte puede ser aplicado incrementando los esfuerzos en forma gradual y midiendo la deformación producida (esfuerzo controlado) o moviendo las partes del equipo a un desplazamiento dado y midiendo el esfuerzo resultante (deformación controlada).

Los ensayos de esfuerzo controlado no son comunes; sin embargo son convenientes en el caso de que se requiera una tasa de desplazamiento muy baja y cuando se desea conocer el comportamiento de los suelos a la reptación. Este tipo de ensayo no puede determinar el esfuerzo máximo y la resistencia residual en forma precisa.

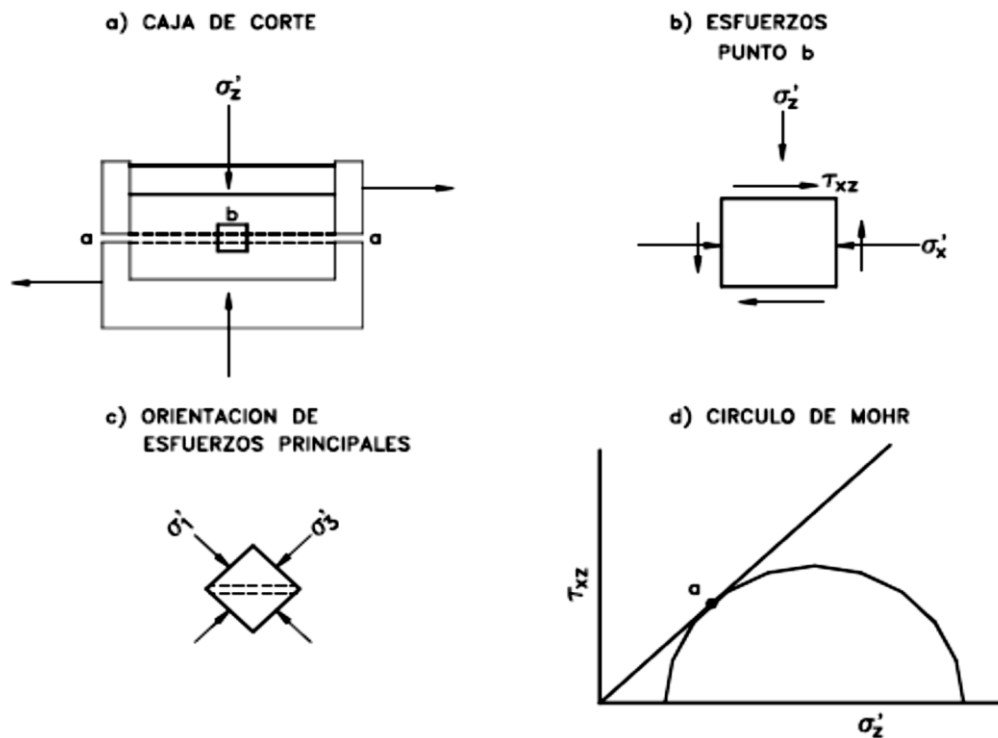
El ensayo de deformación controlada es más fácil de efectuar y permite obtener la resistencia última y la resistencia residual. (Alba Hurtado, 2010)

2.1.4.5 Tasa de corte

La tasa de corte depende de las condiciones de drenaje a las cuales se requiere realizar el ensayo y por lo tanto a la permeabilidad de la muestra.

La naturaleza del ensayo de Corte Directo generalmente, no permite obtener una condición completamente drenada o completamente no drenada en un ensayo a una tasa constante de corte. Sin embargo, en la práctica es posible seleccionar una tasa de deformación tal, que la desviación con las condiciones reales no sea significativa. (Juarez Badillo & Rodriguez, 2005)

Fig. 2.12 Diagrama del ensayo de Corte Directo.



Fuente: J. Alba (2013).

2.1.4.6 Cargas normales

Las cargas normales que se utilizan en el ensayo de Corte Directo deben de incluir los esfuerzos máximos que se suponen ocurren en el terreno. Al menos, deben realizarse ensayos con cuatro cargas diferentes para definir una envolvente de falla. En suelos no cohesivos, la envolvente de falla generalmente pasa por el origen, pero con suelos relativamente cementados debe haber un intercepto de cohesión. Sí esta componente cohesiva es de importancia en la aplicación de ingeniería a analizar, debe realizarse ensayos con cargas normales muy pequeñas sobre muestras inalteradas, manejadas con mucho cuidado para evitar alteraciones. (Alba Hurtado, 2010)

2.1.4.7 Características de la muestra

La muestra utilizada en la preparación del espécimen debe ser suficientemente grande de manera que puedan ser preparadas por lo menos un mínimo de tres especímenes similares. Prepare los especímenes en un ambiente de temperatura y humedad controlada para minimizar la ganancia o pérdida de humedad. Debe tenerse mucho cuidado al preparar los especímenes inalterados de suelos sensitivos para prevenir la alteración de la estructura natural del suelo. Determine la masa inicial de la muestra húmeda que se utilizara para calcular el contenido inicial de agua y el peso unitario del espécimen.

El diámetro mínimo del espécimen para las muestras circulares o el ancho para los especímenes cuadrados debe ser 50 mm, o no menos que 10 veces el diámetro máximo de partícula, lo que sea mayor y de acuerdo con la relación ancho a espesor, el diámetro de la muestra (ancho) debe ser al menos dos veces el espesor. El espesor mínimo inicial del espécimen debe ser 12 mm, pero no menor que seis veces el tamaño máximo de partícula. (Alba Hurtado, 2010)

Fig. 2.13 Caja de muestra y accesorios del modelo cuadrado.



Fuente: J. Alba (2013).

2.1.4.8 Preparación de la muestra

2.1.4.8.1 Muestras inalteradas

Prepare los especímenes a partir de muestras grandes inalteradas o de muestras obtenidas de acuerdo con la Norma D-1587 u otros procedimientos de muestreo inalterado con tubos. Las muestras inalteradas deben ser preservadas y transportadas como se define para las muestras de los grupos C o D en la Norma D-4220. Manipule los especímenes cuidadosamente para minimizar la alteración, los cambios en la sección transversal o la pérdida en el contenido de humedad. Si hay lugar a compresión o cualquier otro tipo de alteración notoria por el extractor, parta longitudinalmente el tubo de muestreo o córtelo en pequeñas secciones para facilitar la remoción del espécimen con un mínimo de alteración. Prepare muestras recortadas, siempre que sea posible en un ambiente que minimice los cambios de humedad del espécimen.

2.1.4.8.2 Especímenes compactados

Los especímenes serán preparados utilizando el método de compactación y el contenido de agua y el peso unitario prescrito por el cliente que solicita el ensayo. Arme y asegure la caja de cizalladura. Coloque un bloque poroso en el fondo de la caja de cizalladura. Los especímenes pueden ser moldeados por amasado o compactando cada capa hasta que la masa acumulada de suelo colocada en la caja de cizalladura esté compactada hasta un volumen conocido o ajustando el número de capas, el número de golpes por capa y la fuerza por golpe.

La parte superior de cada capa debe ser escarificada antes de la adición del material para la próxima capa. Los límites entre capas compactadas deben ser colocados de tal manera que no coincidan con el plano de cizalladura definido por las mitades de la caja de cizalladura, a menos que este sea el objeto establecido para un ensayo en particular. El compactador utilizado para densificar el material debe tener un área de contacto con el suelo igual o menor al 50% del área del molde. Determine la masa de suelo húmeda para una capa individual compactada y colóquela en la caja de cizalladura.

Compacte el suelo hasta que obtenga el peso unitario deseado. Continúe colocando y compactando el suelo hasta que todo el espécimen esté compactado. El material requerido para el espécimen, debe ser preparado mezclando completamente el suelo con suficiente agua para producir el contenido de humedad deseado. Deje reposar el espécimen antes de la compactación. (Lambe & Whitman, 1991)

Puede prepararse también los especímenes compactados, compactando el suelo mediante los procedimientos y el equipo utilizados para determinar las relaciones de humedad-densidad de los suelos (Normas ASTM D-698 y D-1557) y recortando el espécimen para el ensayo de Corte Directo de la muestra así preparada, como si se tratara de una muestra inalterada.

2.1.5 Ensayo de corte Triaxial

La prueba Triaxial se elige casi siempre para estudios de nuevos fenómenos, ya que es relativamente simple y versátil. La prueba Triaxial es la más adecuada para estos estudios

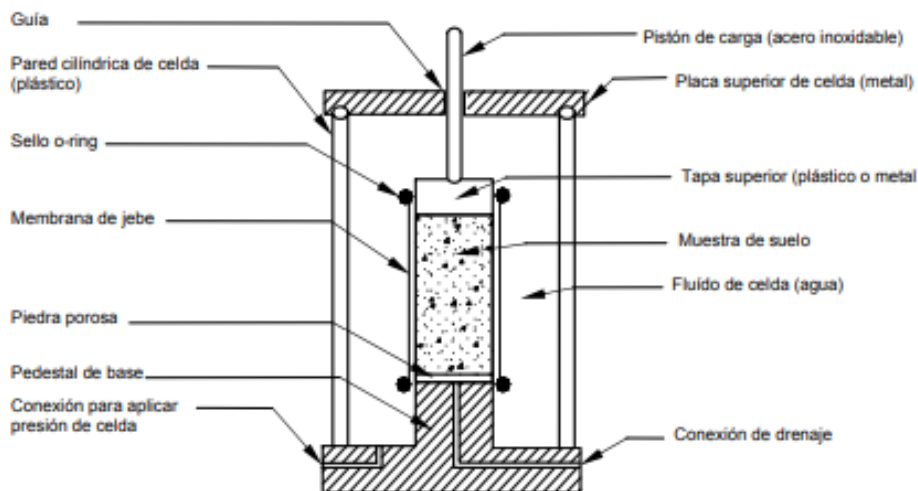
y se requiere ingeniería geotécnica para el diseño de proyectos específicos y el estudio y comprensión del comportamiento de los suelos.

Los ensayos Triaxiales son los más confiables y utilizados para determinar las características de esfuerzo deformación y los parámetros de resistencia al corte del suelo. Estos son ensayos donde se pueden variar las presiones actuantes en tres direcciones ortogonales (Triaxial) sobre una muestra de suelo y así crear condiciones que se asemejen a las reales en campo.

Los ensayos Triaxiales de corte se realizan en especímenes cilíndricos y sólidos de suelo. La altura del espécimen es usualmente el doble del diámetro. El diámetro varía de 1.3 pulg. a 4 pulg. Para los especímenes más comunes. Se han utilizado especímenes con diámetros de hasta 39 pulgadas. En una celda Triaxial típica, el espécimen del suelo se coloca entre el pedestal de base y la tapa superior de la celda y está encerrado lateralmente por una membrana delgada de jebe flexible e impermeable. La membrana está sellada a la tapa superior y al pedestal de base mediante el uso de anillos de caucho tipo “o-rings”. Un dibujo esquemático de una celda Triaxial se muestra en la Figura 2.14.

La presión de celda actúa uniformemente alrededor del espécimen de suelo (esfuerzo hidrostático). La membrana de jebe es muy flexible para poder soportar esfuerzos de corte. De este modo, la superficie vertical exterior del espécimen de suelo es una superficie principal. Se asumirá que todas las superficies verticales a través del espécimen de suelo son superficies principales. Si todas las superficies verticales son superficies principales, entonces las superficies horizontales son también superficies principales. Si se aplica un esfuerzo de compresión axial por medio del pistón de carga, el esfuerzo en planos horizontales es el esfuerzo principal máximo (σ_1) y el esfuerzo en planos verticales es el esfuerzo principal mínimo (σ_3). En este caso, el esfuerzo principal intermedio es igual al esfuerzo principal menor, es decir $\sigma_2 = \sigma_3$. El esfuerzo aplicado al espécimen de suelo por el pistón de carga es ($\sigma_1 - \sigma_3$) y se denomina esfuerzo desviador. (Alba Hurtado, 2010)

Fig. 2.14 Celda Triaxial.



Fuente: J. Alba (2013).

Los ensayos Triaxiales se realizan en dos etapas. En la primera etapa el espécimen se somete a un estado inicial de esfuerzo. El esfuerzo es generalmente aplicado como una presión hidrostática (igual en todas partes) al incrementar la presión en el fluido de la celda Triaxial; sin embargo, en casos especiales también puede aplicarse un esfuerzo desviador adicional (estado anisotrópico de esfuerzo) al incrementar la carga en el pistón de carga, para modelar mejor los esfuerzos iniciales en el campo (esfuerzos in-situ). En la mayoría de los ensayos rutinarios, el estado de esfuerzo inicial es hidrostático (isotrópico); en la discusión siguiente se asumirá este estado. Una vez que el estado inicial de esfuerzo se aplica, el suelo puede o no ser permitido de consolidar por el tubo de drenaje que existe en la base del espécimen. En la Segunda etapa se somete al espécimen a la etapa de corte, incrementando la carga axial en el pistón; en esta etapa también el espécimen puede ser o no drenado. El drenaje y la consolidación del espécimen se controlan por la apertura o cerrado de la válvula conectada a la salida del tubo de drenaje en la base de la celda Triaxial.

El propósito de controlar el drenaje en el ensayo Triaxial es proporcionar condiciones de ensayo que sean similares a las condiciones reales de carga o drenaje en el campo. Dependiendo del tipo de suelo y la velocidad y secuencia de carga en el campo, la cantidad de consolidación y drenaje que ocurren durante la aplicación de carga puede variar.

Debido a que la resistencia cortante del suelo está controlada por la cantidad de drenaje que ocurre durante la carga, es necesario medir la resistencia cortante utilizando un procedimiento de ensayo que sea apropiado para simular el drenaje y la consolidación que ocurrirán durante la construcción y la vida de la estructura en el campo. Para lograr lo anterior, puede utilizarse uno o más de los tres procedimientos de ensayo siguientes. (Alba Hurtado, 2010)

2.1.5.1 Ensayo consolidado drenado

En este tipo de ensayo primero se consolida completamente al suelo bajo un estado de esfuerzo inicial. Después se aplica el esfuerzo axial muy lentamente para que las presiones de poro generadas puedan tener tiempo de disiparse, o la carga axial se aplica en incrementos pequeños manteniendo cada incremento hasta que las presiones de poro se hayan disipado antes de aplicar el siguiente incremento. Este procedimiento de ensayo se utiliza cuando el suelo en el campo drena relativamente rápido durante la aplicación de cargas de construcción (en arenas), o cuando el suelo tiene tiempo suficiente para drenar bajo la carga aplicada y la resistencia cortante se determinará cuando la disipación de la presión de poros y el drenaje en el campo hayan ocurrido. Este ensayo se denomina:

- a) Consolidado Drenado (CD)
- b) Drenado (D)
- c) Lento (S)

2.1.5.2 Ensayo consolidado no drenado

En este tipo de ensayo el espécimen se consolida completamente bajo el estado inicial de esfuerzo. Sin embargo, durante el corte (Segunda etapa), se cierran las líneas de drenaje y el espécimen se carga a la falla en condiciones no drenadas. Este procedimiento de ensayo puede utilizarse para simular condiciones de campo donde el estado inicial de carga resulta en la consolidación del suelo sin el peligro de falla, y después se aplica una Segunda etapa de carga suficientemente rápida que resulta en carga esencialmente no drenada. Este tipo de carga puede aplicarse a los suelos de un lugar donde un terraplén de tierra se construirá primero y se dejará allí por varios años hasta que los suelos de cimentación se consoliden y luego se construirá relativamente rápido una edificación en el terraplén de tierra. Un

ensayo consolidado-no drenado podría utilizarse para determinar la resistencia cortante del suelo bajo el terraplén para su utilización en el diseño de la cimentación de la edificación, y el estado de esfuerzo inicial usado representaría los esfuerzos en el suelo después que se haya consolidado bajo la carga del terraplén. (Como se discutirá posteriormente, este procedimiento de ensayo también puede utilizarse para determinar las propiedades a obtenerse de un ensayo consolidado drenado, si se miden las presiones de poros durante la etapa de aplicación de corte no drenado). Este ensayo se denomina:

- a) Consolidado no drenado (CU)
- b) Consolidado rápido (CQ ó QC)
- c) Intermedio (R)

El ensayo Triaxial es adecuado para realizar ensayos de resistencia cortante de suelos utilizando los tres procedimientos descritos. El ensayo de Corte Directo es más limitado, ya que la consolidación (bajo carga normal aplicada) y el drenaje del espécimen (bajo carga de corte) no pueden ser controlados o prevenidos. De este modo, el aparato de Corte Directo generalmente se limita a ensayos bajo condiciones consolidado drenado (CD ó S). En la utilización de los términos: consolidado, no consolidado, drenado y no drenado, debe recordarse que estos términos se refieren a que sí el suelo será permitido o no consolidar y drenar en el campo, bajo las condiciones de carga que pueden causar la falla. Es obvio que todos los suelos han sido consolidados bajo algún esfuerzo en el pasado, por lo que los términos no consolidado y no drenado no tienen un significado apropiado cuando se aplican a carga anterior. En esencia, lo que se hace al medir la resistencia cortante de los suelos, es simular en el laboratorio las mismas condiciones de carga que se aplicarán en el campo.

Al discutir la resistencia cortante de suelos y los procedimientos de ensayo apropiados, es conveniente separar los suelos granulares de los suelos finos por dos razones. En primer lugar, y principalmente, es conveniente separar arenas de arcillas debido a que las velocidades de consolidación y drenaje son considerablemente diferentes para la mayor parte de tipos de carga. En Segundo lugar aun cuando se tengan las mismas condiciones de drenaje, las resistencias cortantes de arcillas y arenas pueden ser diferentes debido a

las condiciones de composición mineralógica de ambos tipos de suelos. (Alba Hurtado, 2010)

2.1.6 Principios de Mohr - Coulomb

El círculo de Mohr se utiliza para representar o describir la resistencia al cortante de los suelos utilizando la envolvente de falla, lo cual equivale a que una combinación crítica de esfuerzos se ha alcanzado. Los esfuerzos por encima de la envolvente de falla no pueden existir.

La envolvente de falla es generalmente una línea recta que puede representarse en la forma:

$$\tau = C + \sigma * \tan\phi$$

Donde:

T = Resistencia al cortante.

σ = Esfuerzo normal.

C = Intercepto del eje de resistencia (cohesión).

Φ = Pendiente de la envolvente (ángulo de fricción).

En la mayoría de los suelos, la envolvente de la falla para niveles de esfuerzos pequeños no es recta sino curva y el error de asumida como recta puede modificar sustancialmente los resultados de un análisis. En la realidad, no existe un ángulo de fricción para esfuerzos normales bajos y es preferible utilizar los valores de la envolvente. Sin embargo, los ensayos normales de resistencia al cortante no se realizan con suficientes puntos para determinar las características de la curva en el rango de fricción de las presiones normales.

El círculo de Mohr puede extenderse también al análisis de suelos parcialmente saturados, teniendo en cuenta las presiones en el agua y el aire en los vacíos. (Juarez Badillo & Rodriguez, 2005)

2.1.6.1 Esfuerzos en un punto círculo de Mohr

La teoría de esfuerzos de Mohr se utiliza mucho en mecánica de suelos y se requiere conocerla para poder interpretar el ensayo de corte Triaxial, a ser descrito más adelante.

Es por lo tanto conveniente revisar rápidamente el estado de esfuerzos en un punto y los fundamentos de la mecánica de sólidos. En los problemas de mecánica de suelos, los esfuerzos son de compresión (el suelo tiene muy poca o nula resistencia a la tensión), por lo que la convención es esfuerzo de compresión positivo (esto es opuesto a la convención en mecánica estructural). Los esfuerzos de corte son positivos cuando tienden a producir una rotación contra las agujas del reloj. Ésta es la nomenclatura que se utilizará:

σ = Es la componente de esfuerzo actuando normalmente a un plano seleccionado (esfuerzo normal).

τ = Es la componente de esfuerzo actuando paralelamente al plano (esfuerzo cortante).

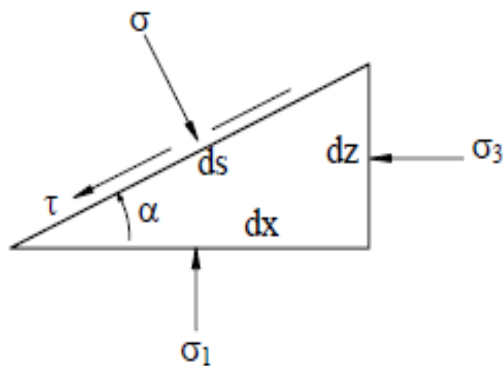
σ_1 = Es el esfuerzo normal máximo en cualquier plano a través del punto en consideración. no existe esfuerzo cortante en este plano.

σ_3 = Es el esfuerzo normal mínimo en cualquier plano a través del punto en consideración. no existe esfuerzo cortante en este plano.

σ_2 = Es el esfuerzo normal actuando en el plano a ángulos rectos a los planos en donde σ_1 y σ_3 actúan. Tampoco existen esfuerzos cortantes en este plano.

$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ se denominan esfuerzos principales. Una barra utilizada sobre estos símbolos significa que son los esfuerzos efectivos. σ_1 es el esfuerzo principal mayor y σ_3 es el menor, σ_2 es menor o igual a σ_1 y mayor o igual a σ_3 , por lo que se le denomina esfuerzo principal intermedio. (Alba Hurtado, 2010)

Fig. 2.15 Esfuerzos actuantes en un elemento diferencial de suelo.



Fuente: J. Alba (2013).

Considere los esfuerzos actuantes en el elemento de suelo de la Figura 2.15. Se desea determinar los esfuerzos normal y cortante en un plano que tiene un ángulo α con el plano en donde actúa el esfuerzo principal mayor y expresar los esfuerzos en este plano en función de σ_1 , σ_3 y α . Se asume que el elemento está en equilibrio estático, esto es, las sumatorias de esfuerzos verticales y horizontales son iguales a cero. Las dos ecuaciones resultantes pueden resolverse simultáneamente para determinar expresiones de los esfuerzos normal y cortante σ y τ en cualquier plano. En la Figura 2.16 todos los esfuerzos son positivos y el ángulo α se mide en sentido contrario a las agujas del reloj.

$$\begin{aligned}\Sigma H = 0 & \quad \sigma_3 d_z = \sigma \sin \alpha d_s - \tau \cos \alpha d_s \\ \Sigma V = 0 & \quad \sigma_1 d_z = \sigma \cos \alpha d_s + \tau \sin \alpha d_s\end{aligned}$$

Pero:

$$d_x = d_s \cdot \cos \alpha; \quad d_z = d_s \cdot \sin \alpha$$

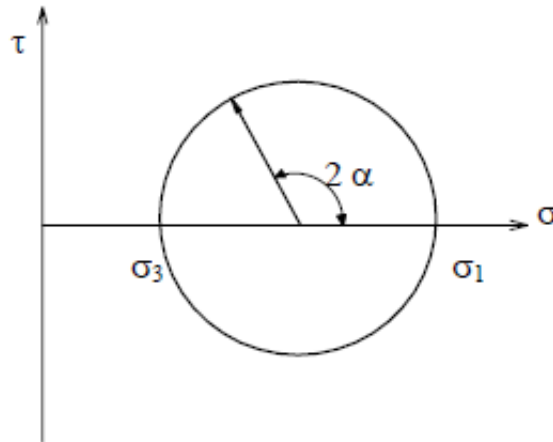
Sustituyendo estas expresiones y resolviendo:

$$\tau = 1/2 (\sigma_1 - \sigma_3) \sin 2\alpha \quad 2.4 \text{ ec.}$$

$$\sigma = 1/2 (\sigma_1 + \sigma_3) + 1/2 (\sigma_1 - \sigma_3) \cos 2\alpha \quad 2.5 \text{ ec.}$$

Con las ecuaciones (2.4) y (2.5) se pueden calcular los esfuerzos normal y cortante en cualquier plano perpendicular al plano donde actúa σ_2 , si se conocen los esfuerzos principales mayor y menor. Esto es, se pueden calcular los esfuerzos que actúan en cualquier plano perpendicular al plano de la página en la Figura 2.16. El mismo tipo de cálculo puede aplicarse a los estados de esfuerzo en los planos a ángulos de 90° a los planos en donde actúan σ_1 y σ_3 , si se conoce σ_2 . Sin embargo, en los problemas prácticos de mecánica de suelos se puede omitir la influencia de σ_2 cuando se describe el estado de esfuerzos y la resistencia cortante del suelo, sin perjuicio de la precisión. Por esta razón solo se considerará los esfuerzos en dos dimensiones, en los planos perpendiculares al plano donde actúa σ_2 .

Fig. 2.16 Círculo de Mohr.



Fuente: J. Alba (2013).

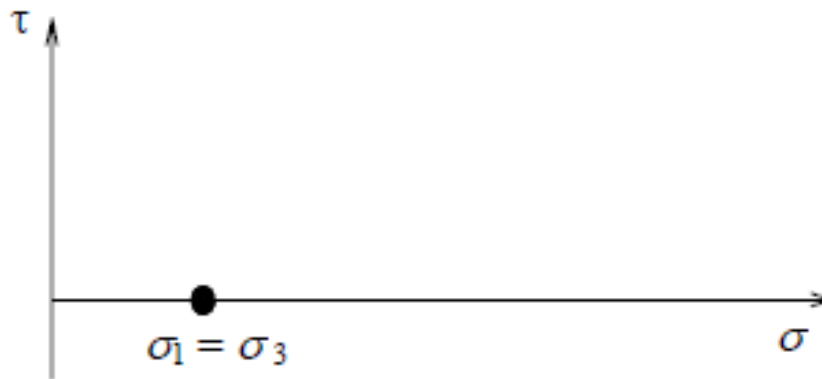
Se puede mostrar fácilmente que el círculo de esfuerzos de Mohr mostrado en la Figura 2.16, es la representación gráfica de las ecuaciones (2.4) y (2.5). Cada punto de este círculo representa los valores de esfuerzo cortante (τ) y esfuerzo normal (σ) en un plano específico, perpendicular al plano donde σ_2 actúa. En la mecánica de suelos se acostumbra graficar solamente la parte superior del círculo de esfuerzos. (Alba Hurtado, 2010)

2.1.7 Resistencia cortante de arenas secas

Ya se ha indicado que la resistencia cortante de una arena seca cuando se mide en un aparato de Corte Directo, puede representarse por una envolvente de falla recta que pasa por el origen en un diagrama de Mohr-Coulomb. Esta misma envolvente de falla también puede medirse por medio de una serie de ensayos Triaxiales consolidados-drenados. Este es el único procedimiento aplicable a arenas secas, ya que en el campo, el aire fluirá libremente en la arena, y de este modo los cambios volumétricos no están restringidos por la falta de drenaje, como podrían estarlo en suelo fino y en algunas arenas saturadas. En la primera etapa del ensayo Triaxial se aplica la presión de confinamiento y el estado de esfuerzo puede representarse como un punto en el eje de abscisas del diagrama de Mohr - Coulomb ($\sigma_1 = \sigma_3$, $\tau = 0$), Figura 2.17. Después se aplica la carga axial hasta que falla el

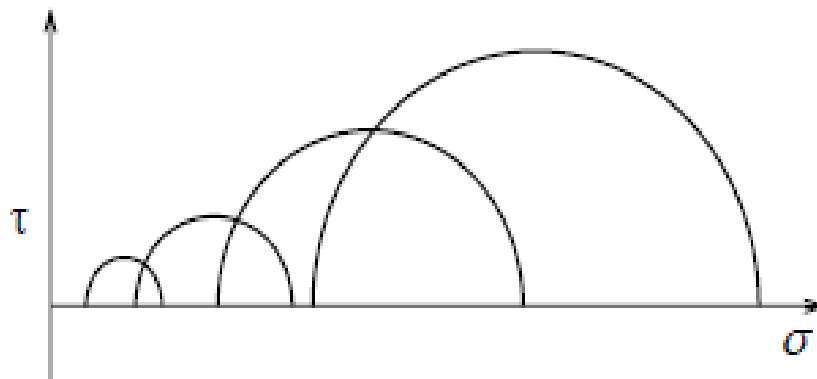
espécimen (es decir, hasta que no toma esfuerzo axial adicional). Usualmente se grafica el círculo de Mohr para los esfuerzos en la falla, realizando varios ensayos para diferentes esfuerzos de confinamiento. Con una serie de círculos, cada uno correspondiente a los esfuerzos en la falla, se puede obtener el gráfico de la Figura 2.18. (Alba Hurtado, 2010)

Fig. 2.17 Estado inicial de esfuerzo en el ensayo Triaxial.



Fuente: J. Alba (2013).

Fig. 2.18 Círculos de Mohr de esfuerzo en la falla.



Fuente: J. Alba (2013).

Cada círculo de Mohr mostrado en la Figura 2.18, representa todas las combinaciones de esfuerzos normal y cortante en todos los planos que pasan por el espécimen al momento de la falla. Sin embargo, tan pronto como cualquiera de estas combinaciones de esfuerzo representa una condición inestable en el espécimen (por ejemplo que el punto de esfuerzo se encuentre en la envolvente de falla), el espécimen fallará en el plano correspondiente

al que estos esfuerzos actúan. De lo anterior se desprende que la envolvente de falla debe ser tangente a cada círculo de Mohr de falla. El círculo no debe intersectar la envolvente de falla, ya que esto implicaría que se han desarrollado esfuerzos cortantes más grandes que aquellos correspondientes a una condición inestable antes que ocurra la falla. Similarmente, el círculo de Mohr no puede estar por debajo de la envolvente de falla, porque esto implicaría que el espécimen ha fallado antes que los esfuerzos en cualquier plano hayan alcanzado una condición inestable.

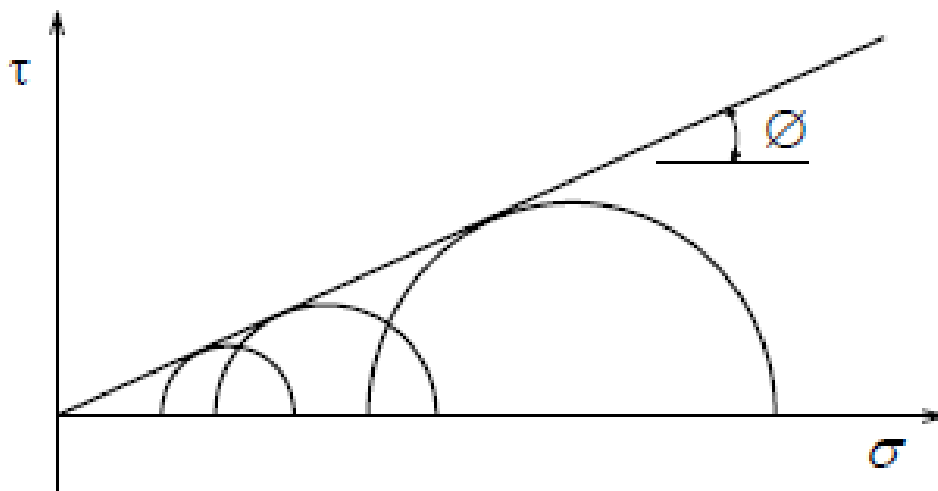
La envolvente de falla correcta para una serie de ensayos Triaxiales en arena seca con los círculos de Mohr se presentan en la Figura 2.19. A partir de este diagrama se puede determinar la orientación del plano de falla en el ensayo Triaxial. Los esfuerzos en el plano de falla corresponden a los esfuerzos en el punto donde el círculo de Mohr es tangente a la envolvente de falla. Sin embargo, también puede verse que estos esfuerzos actúan en un plano orientado a un ángulo 2α del plano en que actúa el esfuerzo principal mayor, por geometría: (Alba Hurtado, 2010)

$$2\alpha = 90^\circ + \phi$$

o

$$\alpha = 45^\circ + \frac{\phi}{2}$$

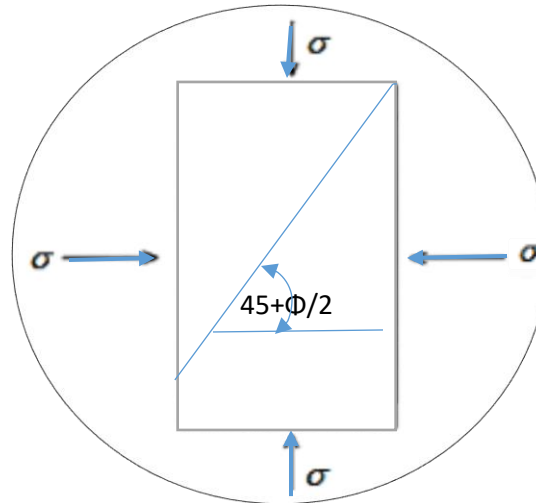
Fig. 2.19 Círculo de Mohr y envolvente de falla para arena seca.



Fuente: J. Alba (2013).

Por consiguiente, el plano de falla está inclinado a un ángulo igual a $45 + \Phi/2$ del plano en el que actúa el esfuerzo principal mayor. En el ensayo Triaxial el esfuerzo principal mayor actúa en planos horizontales que pasan por el espécimen y el plano de falla tiene la inclinación mostrada en la Figura 2.20.

Fig. 2.20 Plano de falla en el ensayo Triaxial.



Fuente: J. Alba (2013).

El ángulo de fricción interna correspondiente a la pendiente de la envolvente de falla en el ensayo Triaxial es, para propósitos prácticos, idéntico al valor obtenido de ensayos de Corte Directo. Sin embargo, es más rápido y económico realizar ensayos de Corte Directo en lugar de ensayos Triaxiales; por esta razón se utiliza más en la práctica el ensayo de Corte Directo para medir la resistencia cortante de las arenas secas.

El ángulo de fricción interna de una arena depende de un número de factores, incluyendo la composición mineralógica, granulometría, textura de partículas, forma de partículas y densidad relativa. Los valores típicos del ángulo de fricción interna de las arenas presentados a continuación ilustran la influencia de la densidad relativa, la forma de partículas y la granulometría. (Alba Hurtado, 2010)

Tabla 2.1 Ángulos de fricción según la forma de la partícula y la granulometría.

	Granos redondeados, uniforme	Granos angulares, bien graduada
Suelta	$\Phi = 28.5^\circ$	35°
Densa	$\Phi = 35.0^\circ$	37°

Fuente: Peck, Hason y Thornburn 1974.

La mayoría de arenas encontradas en la ingeniería tienen un ángulo de fricción interna de 30 a 45°; sin embargo, en algunos casos de arenas uniformes muy sueltas, el ángulo puede ser más bajo.

2.1.8 Resistencia cortante de arenas saturadas.

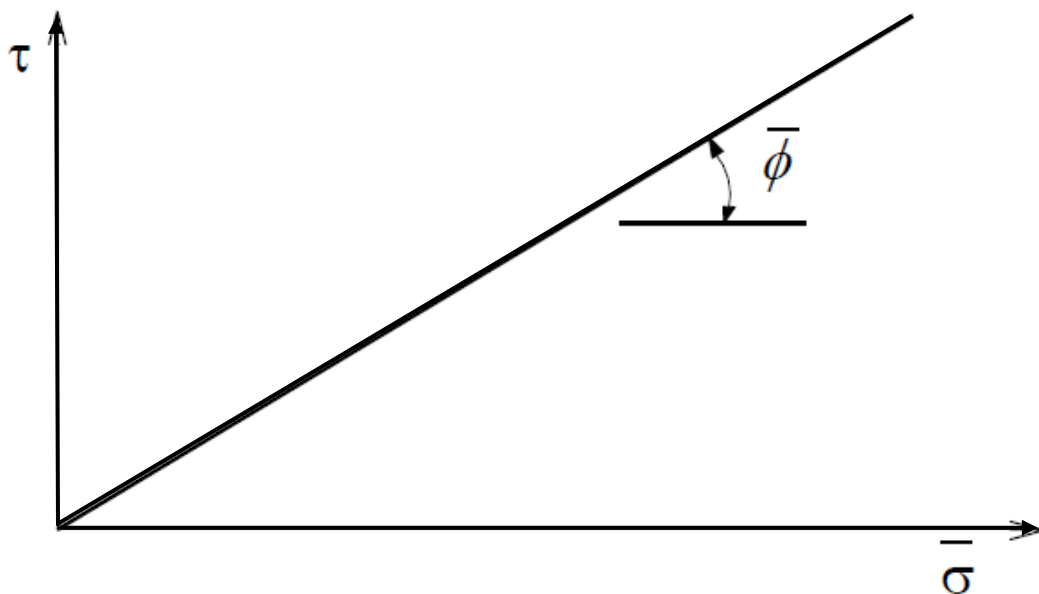
La resistencia cortante de arenas saturadas puede ser medida de una manera similar a la resistencia cortante de arenas secas, ya que en la mayoría de casos la velocidad de carga en el campo será lo suficientemente lenta para permitir que la arena se consolide y drene completamente, independientemente de que sea seca o saturada. De este modo, el procedimiento de ensayo apropiado a utilizar será el consolidado-drenado o lento (CD, S). Al graficar los resultados de una serie de ensayos consolidados-drenados en arena saturada, es conveniente utilizar los esfuerzos efectivos, σ , en lugar de los esfuerzos totales (Figura 2.21). El ángulo de fricción interna correspondiente a la pendiente de la envolvente de falla se denomina Φ , indicando que se han utilizado los esfuerzos efectivos. La expresión de la resistencia cortante es:

$$S = (\sigma - u) \operatorname{tg} \phi = \sigma \operatorname{tg} \phi \quad 2.6 \text{ ec.}$$

El ángulo de fricción interna ϕ de una arena saturada y el ángulo de fricción interna Φ de una arena seca, tienen el mismo valor. Esto es, sí siempre se expresa el ángulo de fricción interna de una arena en función de los esfuerzos efectivos, no existe diferencia en este

valor sí se trata de arena seca o saturada. Sin embargo, sí la arena está saturada y por debajo del nivel freático, las presiones de poros grandes reducirán los esfuerzos efectivos, y de acuerdo a la ecuación (2.6), la resistencia cortante de una arena saturada será inferior a la arena seca comparable. Por esta razón, es necesario utilizar esfuerzos efectivos en vez de esfuerzos totales al calcular la resistencia cortante de arenas en el campo. Esto no es difícil, ya que las presiones de poro iniciales se conocen de las condiciones freáticas y no se desarrollarán excesos de presión de poros, ya que la arena se consolidará y drenará casi instantáneamente durante la carga en el campo. (Alba Hurtado, 2010)

Fig. 2.21 Diagrama de falla en función de esfuerzos efectivos para arena saturada.



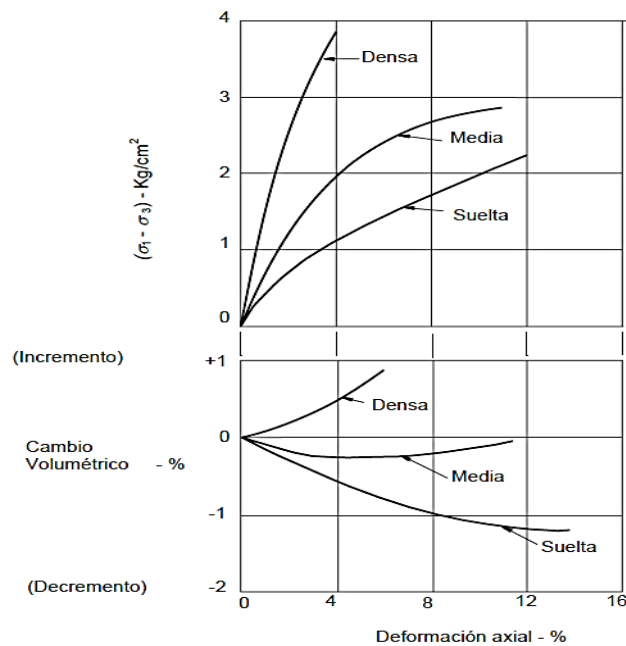
Fuente: J. Alba (2013).

Es interesante examinar los casos donde la resistencia cortante de una arena puede estar influenciada sí el drenaje no ocurre con la carga. Existen varios tipos de problemas donde el drenaje puede no ocurrir. Esto sucede cuando la arena se carga muy rápidamente, como en el caso de terremotos, explosiones de voladuras y cargas de choque resultantes de lanzamientos de misiles o explosiones nucleares. Para estos casos, la resistencia cortante puede expresarse en función del mismo ángulo de fricción interna ϕ discutido anteriormente; la resistencia cortante puede calcularse con la ecuación (2.6).

Sin embargo, sí no se permite drenar a la arena durante la aplicación del cortante, las presiones de poro pueden cambiar. Por consiguiente, es necesario poder predecir como variarán las presiones de poro en el campo durante el corte, para poder determinar el valor de la resistencia cortante de la arena. En la práctica esta predicción es muy difícil, pero puede estimarse cualitativamente los cambios en la presión de poros.

Los cambios en la presión de poros de la arena y en todo tipo de suelo, dependerá de la tendencia del suelo al cambio de volumen durante el corte. Sí la arena tiende a comprimirse (disminución de volumen) durante el corte, la presión de poros aumentará. Sí la arena tiende a expandirse (aumento de volumen) durante el corte, la presión de poros disminuirá. Aunque un suelo saturado no puede cambiar de volumen para condiciones sin drenaje, la tendencia al cambio de volumen se mantendrá, y por consiguiente las presiones de poro cambiarán. Sí una arena no drenada tiende a comprimirse, pero no lo puede hacer porque no se permite el drenaje, entonces las presiones de poro deben aumentar hasta que los esfuerzos efectivos sean tan bajos que la arena no tienda más a comprimirse. (Braja Das, 2015)

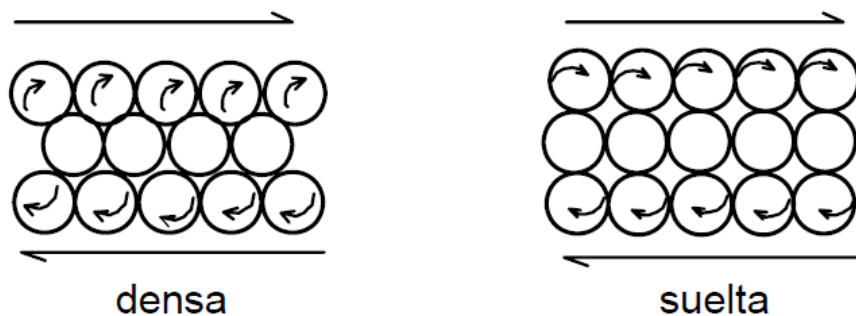
Fig. 2.22 Relaciones esfuerzo - deformación y cambio volumétrico deformación para arenas drenadas.



Fuente: Braja M. Das (2003).

La tendencia a los cambios de volumen en una arena durante el corte puede apreciarse al examinar los cambios de volumen que ocurren cuando se permite a la arena drenar completamente. Las curvas típicas esfuerzo-deformación y cambio volumétrico-deformación se muestran en la Figura 2.22. Puede apreciarse que los cambios de volumen que ocurren durante el corte están grandemente influenciados por la densidad de la arena ensayada. Sí la arena es muy suelta, se comprimirá durante el corte y el volumen disminuirá. Sí la arena es muy densa, se expandirá (dilatará) durante el corte y el volumen aumentará. La tendencia de una arena, ya sea a comprimirse o a dilatarse, depende de la densidad relativa, como se ilustra en el esquema de la Figura 2.23. Sí los granos de arena (esferas) están en un estado suelto de empaque, tenderán a acomodarse durante el corte hacia un estado más denso. Sin embargo, sí la arena es muy densa, las partículas de arena deberán elevarse y montarse sobre las partículas adyacentes antes que el cortante pueda ocurrir. De este modo la arena deberá aumentar de volumen. (Nótese que las partículas individuales no pueden ser cortadas o rotas sino hasta que se aplican esfuerzos de confinamiento relativamente altos, o a menos que los granos posean una composición mineralógica relativamente débil). (Alba Hurtado, 2010)

Fig. 2.23 Estructura de granos densa y suelta.



Fuente: J. Alba (2013).

De lo anterior puede concluirse que cuando se somete a corte sin drenaje a arenas saturadas y sueltas, las presiones de poro aumentarán debido a la tendencia a la disminución de volumen. Por otro lado, sí una arena muy densa se somete a esfuerzo cortante bajo las mismas condiciones, la presión de poros puede disminuir. (Juarez Badillo & Rodriguez, 2005)

2.1.9 Rangos de los ángulos de fricción por diferentes autores

En los siguientes cuadros de diferentes autores tenemos valores del rango de alcance que puedan tener diferentes tipos de suelo de acuerdo a la forma de partícula o clasificación de suelo.

Tabla 2.2 Influencia de la Angulosidad y de la granulometría en suelos granulares como señala Lambe 2001 sobre el ángulo de fricción máximo.

Forma y granulometría	Suelta	Compacta
Redondeada, uniforme	30°	37°
Redondeada, bien graduada	34°	40°
Angulosa, uniforme	35°	43°
Angulosa, bien graduada	39°	45°

Fuente: Sowers 1951.

Tabla 2.3 Resumen de datos sobre ángulos de fricción para su utilización en anteproyectos

Clasificación	Ángulo de fricción							
	Ángulo de talud natural		Para la resistencia residual		Para la resistencia máxima			
					Compacidad media		Compacta	
	i(°)	Talud (vert. a hor.)	Φ_{cv} (°)	tg ϕ_{cv}	Φ (°)	tg ϕ	Φ (°)	tan ϕ
Limo (no plástico)	26 a 30	1:2 a 1:75	26 a	0.488 a	28 a	0.532 a	30 a	0.577 a
			30	0.577	32	0.625	34	0.675
Arena uniforme fina a media	26 a 30	1:2 a 1:75	26 a	0.488 a	30 a	0.577 a	32 a	0.675 a
			30	0.577	34	0.675	36	0.726
Arena bien graduada	30 a 34	1:75 a 1:50	30 a	0.577 a	34 a	0.675 a	38 a	0.839 a
			34	0.675	40	0.839	46	1.030
Arena y grava	32 a 36	1:60 a 1:40	32 a	0.625 a	36 a	0.726 a	40 a	0.900 a
			36	0.726	42	0.900	48	1.110

Fuente: T. William Lambe, Robert V. 2004

Tabla 2.4 Rangos de ángulos de fricción para suelos.

Tipo de suelos	Φ'_{cs} (°)	Φ'_P (°)	Φ'_r (°)
Grava	30-35	35-50	
Mezclas de grava y arena con Suelos de grano fino	28-33	30-40	
Arena	27-37	32-50	
Limo o arena silosa	24-32	27-35	
Arcillas	15-30	20-30	5-15

Fuente: soil mechanics fundamentals by Muni Budhu Wiley Blackwell 2015.

Tabla 2.5 Ángulos de fricción para arenas.

	Granos redondeados uniformes	Granos angulares, bien graduada
Suelta	$\Phi = 28.5^\circ$	34°
Densa	$\Phi = 35.0^\circ$	46°

Fuente. Peck, Hanson y Thornburn, 1974.

Tabla 2.6 Resumen de datos estadísticos de cohesión y ángulo de fricción según la clasificación de suelo (SUCS).

Tipo de suelo	Ángulo de rozamiento			Cohesión En Mpa	Observaciones
	Min	Med	Max		
				-	Los valores indicados son de tipo medio y suelen corresponder a muestras naturales. Los valores más altos pertenecen a muestras con baja humedad consolidadas y poco alteradas mientras que los más bajos corresponden a muestras saturadas poco consolidadas o sueltas y bastante alteradas
GW	35	38.5	45	-	
GP	32	37	43	0.0-0.1	
GM	34	38	42	0.0-0.3	
GC	28	33.5	38	-	
SW	30	36	41	-	
SP	29	35	40	0.0-0.2	
SM	27	32.5	38	0.1-0.3	
SM-SC	26	31	36	0.1-0.4	
SC	25	29.5	34	0.1-0.4	
ML	27	30	33	0.1-0.3	
ML-CL	23	28	31	0.2-0.5	
CL	20	25	29	0.2-0.7	
MH	23	27	30	0.1-0.4	
CH	13	19	25	0.2-0.8	

Fuente: Ignacio Morilla Abad, 2012.

En la tabla 2.6 de la bibliografía consultada en el libro interpretación de los ensayos geotécnicos en suelos por el autor Ignacion Morilla Abad los valores obtenidos de acuerdo a varios estudios realizados y podemos verificar que nuestros valores están dentro del rango de aceptación para los tipos de arena estudiada según la clasificación tenemos en SW y SP en la investigación cuyos valores entran en el rango del parámetro de ángulo de fricción para los tipos de suelos nombrados.

2.1.10 Aplicación de los parámetros de resistencia en la ingeniería

El autor Braja Das recomienda que los ingenieros deben entender principios de la resistencia al corte del suelo (parámetros de resistencia) para analizar los problemas, como:

Capacidad de carga de cimentaciones superficiales.

Estabilidad de taludes naturales o de origen humano.

Estimación de la presión lateral de tierra para el diseño de estructuras de retención de tierras.

Capacidad de carga de pilotes y pozos perforados.

La resistencia al corte o cizallamiento es, en general, una función de:

La cohesión entre las partículas del suelo.

La resistencia a la fricción entre las partículas sólidas.

El contenido de humedad y la presión del agua intersticial en la masa del suelo.

La prueba de Corte Directo es más fácil de realizar, pero tiene algunas limitaciones inherentes. La fiabilidad de los resultados puede ser cuestionada. Esto es debido al hecho de que en esta prueba no se permite que el suelo falle a lo largo del plano más débil pero se ve obligado a fallar a lo largo del plano de división 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 es la más simple y más económica para un suelo arenoso seco o saturado.

La prueba Triaxial de corte es uno de los métodos más confiables disponibles para la determinación de los parámetros de resistencia cortante. Es ampliamente utilizada para la

investigación y las pruebas convencionales. La prueba se considera confiable por las siguientes razones:

Proporciona información sobre el comportamiento esfuerzo-deformación del suelo que la prueba de Corte Directo no.

Proporciona condiciones de esfuerzo más uniformes que la prueba de Corte Directo al hacer su concentración de esfuerzos a lo largo del plano de falla.

Proporciona más flexibilidad en términos de la trayectoria de carga.

El autor Lambe y Whirman describen a la palabra cimentación como prácticamente todas las estructuras de ingeniería civil, edificios, puentes, carreteras, túneles, muros, torres, canales, taludes y presas, deben cimentarse sobre la superficie de la tierra o sobre de ella.

Una de las aplicaciones de los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante es en los taludes y terraplenes es decir cuando la superficie del terreno no es horizontal existe una componente del peso que tiende a provocar deslizamientos del suelo, a lo largo de una superficie potencial al deslizamiento, los esfuerzos tangenciales debidos al peso propio a cualquier otra causa (como agua de filtración, peso de una estructura o de un terremoto) superan la resistencia al corte del suelo, se produce un deslizamiento de una parte del terreno. Existen muchos casos en los taludes naturales, terraplenes compactados y excavaciones en que el ingeniero debe estudiar la estabilidad de un talud, comparando los esfuerzos tangenciales con la resistencia al corte (parámetros de resistencia al corte ángulo de fricción y la cohesión) a lo largo de una superficie de deslizamiento potencial, es decir, deberá realizar un cálculo de estabilidad.

La aplicación de los parámetros obtenidos de los ensayos de Corte Directo y Triaxial se aplican en el diseño de estabilidad de taludes y en el diseño de terraplenes en carreteras o aeropuertos en el ensayo más recomendado para la estabilidad de taludes según el autor Juárez Badillo y Rico Rodrigues es el ensayo Triaxial por sus características de simulación en situ quiere decir que los esfuerzos actúan alrededor de la muestra en las tres direcciones y por ende nos da resultados confiables y óptimos para el diseño.

El autor Minu Budhu aplica los parámetros de resistencia en taludes, muros de retención, terraplenes, presas de tierra, pilotes entre otros, toma ciertos criterios de la falla a la

resistencia a la hora de escoger el tipo de ensayo a realizar como se describe a continuación.

La seguridad de cualquier estructura geotécnica depende de la resistencia del suelo. Sí el suelo falla, una estructura fundado en él puede colapsar, poner en peligro vidas y causar daños económicos. La fuerza de los suelos Por lo tanto, es de suma importancia para los ingenieros geotécnicos. La palabra fuerza se usa libremente para resistencia media al corte, que es la resistencia a la fricción interna de un suelo a las fuerzas de corte. Resistencia a la cizalladura se requiere hacer estimaciones de la capacidad de carga de los suelos y la estabilidad de las estructuras geotécnicas, y al analizar las características de esfuerzo-deformación de los suelos.

Implicaciones prácticas de los criterios de falla.

Tabla 2.7 Diferencia entre los cuatro criterios de falla.

Nombre	Criterios de falla	Suelo tratado como	Mejor utilizada para	Prueba de interpretacion de datos
Coulomb	La falla ocurre por deslizamiento por fricción inminente en un plano de deslizamiento	Material rígido y de fricción	Suelos estratificados o fisurados sobreconsolidados o un suelo donde existe un plano previo a la falla	Corte Directo
Morh-Coulomb	La falla ocurre por deslizamiento inminente por fricción en el plano de máxima oblicuidad de tensión efectiva principal.	Material rígido y de fricción	Resistencia a largo plazo (condición de drenaje) de suelos de grano fino y denso de grano grueso sobreconsolidados	Triaxial
Tresca	La falla ocurre cuando se alcanza la mitad de la diferencia de tensión principal máxima.	Tierra homogénea	Resistencia a corto plazo (condición no drenada) de suelos de grano fino	Triaxial
Taylor	La falla ocurre por deslizamiento (resistencia a la fricción) y el enclavamiento de las partículas del suelo	Sólido deformable, friccional	Resistencia a corto y largo plazo de suelos homogéneos	Corte Directo simple

Fuente: Muni Budhu, soil mechanics and foundations.

2.2 Marco referencial

2.2.1 Arena

Es un conjunto de fragmentos sueltos de rocas o minerales de pequeño tamaño. En geología se denomina arena al material compuesto de partículas cuyo tamaño varía entre 0,063 y 2 milímetros. Una partícula individual dentro de este rango es llamada grano o clasto de arena. Una roca consolidada y compuesta por estas partículas se denomina arenisca (o psamita) o calcarenita, sí los componentes son calcáreos.

2.2.2 Arena natural

Es la arena proveniente de canteras aluviales. La arena natural estará constituida por fragmentos de roca limpios, duros, compactos, durables y de forma redondeada o angular.

2.2.3 Granulometría por tamizado (ASTM D422; AASHTO T88)

Este ensayo determina de forma cuantitativa el tamaño de las partículas del suelo contenido en cada uno de los tamices definidos en la norma y nos sirve para clasificar el suelo de acuerdo a la distribución granulométrica de las partículas que conforman la muestra de suelo que se esté estudiando.

El procedimiento consiste en acomodar los tamices de forma descendente dejando arriba el de mayor abertura y dejar pasar las partículas hasta llegar al de menor abertura para después pesar el suelo retenido en cada tamiz y con estos datos se genera una gráfica que muestra la distribución de los tamaños y el % que pasa y es llamada la curva granulométrica.

2.2.4 Contenido de humedad (ASTM D2216)

Este ensayo determina el contenido de agua por masa de suelo, roca y mezclas de suelo.

El procedimiento consiste en determinar el tamaño máximo nominal, se debe a pesar la muestra y el peso del recipiente, se deben registrar los pesos por aparte, luego se toma la muestra y se lleva al horno hasta conseguir que el peso de muestra registre masa constante y se registra el resultado obteniendo el porcentaje de humedad.

2.2.5 Clasificación

2.2.5.1 Sistema unificado de clasificación de suelos (SUCS)

El sistema de clasificación unificado USCS (Unified Soil Classification System), designación ASTM D-2487, originalmente fue desarrollado por A. Casagrande (1948) para la construcción de aeródromos durante la segunda guerra mundial. Este sistema de clasificación fue posteriormente modificado en 1952 por el mismo autor y el cuerpo de ingenieros de la armada de los Estados Unidos quienes hicieron que este sistema sea más aplicable a los propósitos ingenieriles, es decir que ya no era solo aplicable al campo de la aviación. Este sistema de clasificación actualmente goza de amplia aceptación y es el preferido por la mayor parte de los ingenieros en todo el mundo.

El sistema de clasificación SUCS está basado en la determinación en laboratorio de la distribución del tamaño de partículas, el límite líquido y el índice de plasticidad. Este sistema de clasificación también se basa en la gráfica de plasticidad, que fue obtenida por medio de investigaciones realizadas en laboratorio por A. Casagrande (1932).

Tabla de clasificación (SUCS)

Tabla 2.8 Simbología de la primera letra clasificación método SUCS.

Primera y/o Segunda letra	
Símbolo	Definición
G	Grava
S	Arena
M	Limo
C	Arcilla
O	Orgánico

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 2.9 Simbología de segunda letra clasificación método SUCS.

Segunda letra	
Letra	Definición
P	Pobremente graduado (tamaño de partícula uniforme)
W	Bien graduado (tamaños de partícula diversos)
H	Alta plasticidad
L	Baja plasticidad

Elaboración: Fuente propia.

Tabla 2.10 Tabla de clasificación SUCS.

Divisiones mayores		Símbolo del grupo	Nombre del grupo
Suelos granulares gruesos más del 50% retenido en el tamiz n°200 (0.075 mm)	Grava > 50% de la fracción gruesa retenida en el tamiz n°4 (4.75 mm)	Grava limpia menos del 5% pasa el tamiz n°200	GW Grava bien graduada, grava fina a gruesa
			GP Grava pobrementemente graduada
		Grava con más de 12% de finos pasantes del tamiz n° 200	GM Grava limosa
			GC Grava arcillosa
	Arena ≥ 50% de fracción gruesa que pasa el tamiz n°4	Arena limpia	SW Arena bien graduada, arena fina a gruesa.
			SP Arena pobrementemente graduada
		Arena con más de 12% de finos pasantes del tamiz n° 200	SM Arena limosa
			SC Arena arcillosa
Suelos de grano fino más del 50% pasa el tamiz No.200	Limos y arcillas límite líquido < 50	Inorgánico	ML Limo
		Orgánico	CL Arcilla
	Limos y arcillas límite líquido ≥ 50	Inorgánico	OL Limo orgánico, arcilla orgánica
			MH limo de alta plasticidad, limo elástico
		Orgánico	CH Arcilla de alta plasticidad
			OH Arcilla orgánica, Limo orgánico
Suelos altamente orgánicos		PT Turba	

Fuente: Elaboración propia.

2.2.6 Compactación (ASTM D698; AASHTO T99)

Este método establece el procedimiento para determinar la relación entre la humedad y la densidad de un suelo compactado en un molde normalizado, mediante un pisón de 2,5 Kg. en caída libre desde una altura de 305 mm, con una energía específica de compactación de $0,59 \text{ J/cm}^3$ ($\approx 6 \text{ kgf cm/cm}^3$). En los suelos que no permiten obtener una curva definida de relación humedad/densidad y que contengan menos de un 12 % de partículas menores que 0,075mm (Nº 200), se debe determinar la densidad de acuerdo con el método para determinar la densidad relativa en suelos no cohesivos.

Se describen cuatro procedimientos alternativos:

Método A - molde de 100 mm de diámetro: material de suelo que pasa por el tamiz de 4,75mm (Nº 4).

Método B - molde de 150 mm de diámetro: material de suelo que pasa por el tamiz de 4,75mm (Nº 4).

Método C - molde de 100 mm de diámetro: material de suelo que pasa por el tamiz de 19mm (3/4’’).

Método D - molde de 150 mm de diámetro: material de suelo que pasa por el tamiz de 19mm (3/4’’).

2.3 Marco normativo

Para la realización de la investigación se tomará en cuenta las siguientes normas.

Tabla 2.11 Marco normativo.

Norma	Descripción	Síntesis
ASTM D 3080	Procedimientos para determinar la resistencia al corte consolidado drenado de un suelo en Corte Directo. La prueba de Corte Directo es adecuada para un ensayo consolidado drenado porque las trayectorias de drenaje a través del espécimen de ensayo son cortas.	La prueba de Corte Directo es adecuada para un ensayo consolidado drenado porque las trayectorias de drenaje a través del espécimen de ensayo son cortas, permitiendo por esto que los excesos de las presiones de poro sean disipados bastante rápidamente.
ASTM D 6528	Determinación de los parámetros resistentes al esfuerzo cortante de una muestra de suelo en la caja de Corte Directo. Ensayo sobre 3 probetas, con consolidación previa y rotura sin drenaje (CU).	La resistencia al corte se mide en condiciones de volumen constante que son equivalentes a las condiciones sin drenaje para una muestra saturada; por lo tanto, la prueba es aplicable a las condiciones de campo en las que los suelos se han consolidado completamente bajo un conjunto de tensiones
AASHTO T 236	Establece el procedimiento de ensayo para determinar la resistencia al corte de una muestra de suelo consolidada y drenada, por el método de Corte Directo.	Dispositivo para la aplicación de la fuerza normal. Debe estar capacitado para aplicar rápidamente la fuerza específica sin excederla.
ASTM D 4767	El ensayo Triaxial consolidado no drenado cubre la determinación de fuerzas relaciones Esfuerzo Deformación de un espécimen cilíndrico de cualquier suelo cohesivo y no cohesivos inalterado o saturado remodelado.	Los especímenes son consolidados isotrópicamente y recortado en comprensión sin drenaje a velocidad constante de deformación axial, Deformación controlada.
ASTM D 2850	Este método se refiere a la determinación de los parámetros de resistencia de los suelos mediante el ensayo de compresión Triaxial. Los métodos descritos son: el ensayo de compresión Triaxial consolidado no drenado (CU) con o sin medición de la presión de poros; el ensayo drenado (D), y el ensayo no consolidado no drenado (UU) con o sin medición de las presiones de poros.	Los parámetros obtenidos son el ángulo de fricción interna (ϕ) y la cohesión (C), y cuando se midan las presiones en los poros, podrán calcularse los valores efectivos de la fricción interna y la cohesión, (ϕ y C). Los valores así obtenidos pueden emplearse en diferentes análisis de estabilidad.
AASHTO T 234	Se refieren a la determinación de los parámetros de resistencia de los suelos mediante el ensayo de compresión Triaxial. Los métodos descritos son: el ensayo de compresión Triaxial consolidado no drenado (CU) con o sin medición de la presión de poros; el ensayo drenado (D), y el ensayo no consolidado no drenado (UU) con o sin medición de las presiones de poros	Este método requerirá el ensayo de un mínimo de tres probetas. Los valores así obtenidos pueden emplearse en diferentes análisis de estabilidad como por ejemplo en fundaciones de estructuras; en cortes y taludes o en estructuras de retención, problemas en los cuales la resistencia del suelo a corto y largo plazo, tiene importancia significativa

Fuente: Elaboración propia.

2.4 Análisis y tendencias.

Las normas de la ASTM D-3038, la AASHTO T-236 y la ASTM D-6528 son métodos que nos ayudarán a obtener los resultados de los parámetros de resistencia cortante para el análisis correspondiente de los suelos estudiados en condiciones especificadas en cada método para la prueba de Corte Directo.

Las normas ASTM D-2850 y AASHTO T-234 son los únicos métodos que nos proporcionan realizar ensayos en condiciones CD y CU en la prueba de corte Triaxial para suelos granulares. Y la ASTM D-4767 proporciona el ensayo sólo en condiciones consolidadas drenadas para el ensayo o prueba Triaxial.

Todas las normas especificadas nos ayudan a realizar un análisis minucioso de los parámetros de resistencia de ambos ensayos para de esta manera lograr una comparación y relación entre ambos ensayos.

CAPÍTULO III

RELEVAMIENTO DE INFORMACIÓN Y CARACTERIZACIÓN

3 Introducción

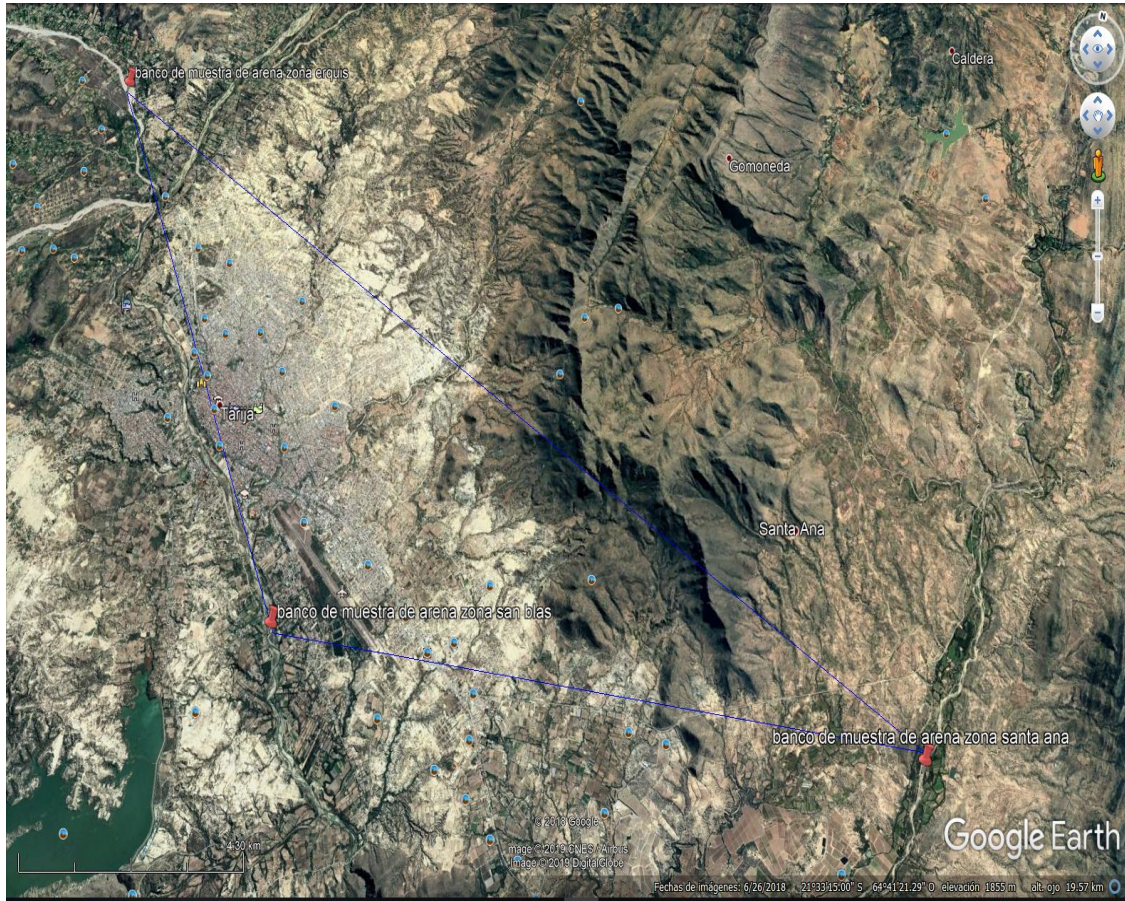
En esta sección se presenta paso a paso todos los procedimientos que se llevaron a cabo para realizar los levantamientos de información y de muestras de suelos para después poder realizar los diferentes ensayos que permitirán describir y analizar las propiedades del suelo natural.

Para ello primero se identificó el tipo de suelo a ser estudiado en la presente investigación. La arena naturales la que mayormente tenemos en la región y está en los afluentes de la cuenca de sama o en el río Erquiz como también tenemos otra zona que es en la cuenta del río Guadalquivir y por último tenemos la cuenca del río Santa Ana.

3.1 Ubicación

Respecto a muestras recolectadas para la investigación; primero se hizo un muestreo no probabilístico, la técnica a usar será el muestreo causal o accidental donde triangularemos la zona de estudio para así poder tener muestras diferentes de arenas naturales ya que hay una variedad dependiendo de la cuenca a la que le pertenece.

Fig. 3.1 Triangulación de la zona de estudio para la extracción de muestras de arenas naturales.



Fuente: Elaboración propia.

3.1.1 Zona Erquiz

La zona de Erquiz ubicada en la provincia Méndez del departamento de Tarija, que limita al norte con San Lorenzo al sur con Tomatitas, al este con el Rancho y al oeste con Coimata, se encuentra ubicada a 12 km del centro la ciudad de Tarija provincia Cercado.

La ubicación geográfica del punto de extracción tiene las siguientes coordenadas:

Latitud: 21°28'46.98" S.

Longitud: 64°46'39.89"O

Fig. 3.2 Imagen satelital de la zona de extracción de muestras en Erquiz.



Fuente: Elaboración propia.

3.1.2 Zona San Blas

La zona de San Blas está ubicada en la provincia Cercado del departamento de Tarija y limita al norte con el barrio el Tejar, al sur con la zona el temporal al este con el barrio San Gerónimo y al oeste con la zona de San Jacinto, se encuentra ubicada a 5 km del centro la ciudad de Tarija provincia Cercado.

La ubicación geográfica del punto de extracción tiene las siguientes coordenadas:

Latitud: 21°33'55.94"S

Longitud: 64°42'38.77"O

Fig. 3.3 Imagen satelital de extracción de muestras zona San Blas.



Fuente: Elaboración Propia.

3.1.3 Zona Santa Ana

La zona de Santa Ana está ubicada en la provincia cercado del departamento de Tarija y limita al norte con la zona de yesera, al sur con la zona el valle de la concepción al este con la zona de Gomonedá y al oeste con la zona de la Pintada, se encuentra ubicada a 19 km del centro la ciudad de Tarija provincia Cercado.

La ubicación geográfica del punto de extracción tiene las siguientes coordenadas:

Latitud: 21°33'37.04"S

Longitud: 64°34'55.72"O.

Fig. 3.4 Imagen satelital de la zona de extracción de muestras en Santa Ana.



Fuente: Elaboración Propia.

3.2 Caracterización de las zonas

3.2.1 Zona Erquiz

La zona Erquiz caracterizada por tener áreas de cultivo en su gran mayoría, donde la gente se dedica a la agricultura y la ganadería. En Erquiz existen tres plantas seleccionadoras de material granular. Pertenece una al municipio de Méndez y las otras dos pertenecen a personas particulares.

En el último tiempo la población fue creciendo llegando a ser un pueblo con mayor población que está muy cerca de la zona urbana y también cerca de la ciudad de Tarija

3.2.2 Zona San Blas

La zona de San Blas se caracteriza por tener pequeñas áreas dedicadas a la agricultura.

En el último tiempo esta zona se urbanizó. En este lugar también se tiene varias seleccionadoras y chancadoras de áridos que en tiempos anteriores se dedicaban a la extracción de los áridos del río Guadalquivir, sin embargo hoy en día está prohibido extraer áridos del río debido al daño que se le hace al río y el daño al medio ambiente.

3.2.3 Zona Santa Ana

La zona de Santa Ana se caracteriza por ser una zona productora vitivinícola en casi toda el área. También cuenta con seleccionadoras y chancadoras o trituradoras de áridos que son utilizados para la construcción. Asimismo, la zona se caracteriza por tener un observatorio astronómico público donde mucha gente viene a visitar.

3.3 Criterios para obtención de muestras

3.3.1 Muestreo de suelos

La primera fase de la investigación consiste en realizar el muestreo del suelo objeto de estudio siguiendo los lineamientos del programa de muestreo y exploración de suelo expuesto en el libro de fundamentos de la mecánica de suelos Juares Badillo y Rico Rodríguez.

El muestreo del suelo es tan importante como cualquier otro ensayo de una investigación, ya que por medio de éste se obtienen muestras representativas que sirven para conocer las propiedades físicas del suelo.

Los trabajos de obtención de las muestras de suelo en campo consisten en la excavación manual de pozos a cielo abierto con aproximación de 1x1x1m.

3.3.2 Selección de técnicas de muestreo

Se utilizó un muestreo no probabilístico, la técnica a usar fue el muestreo causal o accidental, porque ya se identificó lugares donde se pueden extraer las muestras necesarias para la investigación.

3.4 Extracción de muestras

3.4.1 Equipo

Para la recolección de muestra se utilizaron los siguientes equipos:

Picota.- Instrumento que sirvió para realizar la excavación y poder extraer el suelo con mayor facilidad.

Pala.- Instrumento que servirá para recolectar el suelo y poder almacenar las muestras en las bolsas de hule.

Bolsas de hule.- Estas bolsas tienen la ventaja que son duras para el transporte y pueden la humedad natural in situ de la muestra.

3.4.2 Memoria fotográfica de la extracción de las muestras

3.4.2.1 Zona Erquiz

Verificando el material para extraerlo en la zona de Erquiz.

Fig. 3.5 Observación visual de la muestra en la zona de Erquiz.



Fuente: Elaboración Propia.

Extracción de la muestra y colocación de la misma en las bolsas de hule.

Fig. 3.6 Extracción de muestra zona Erquiz.



Fuente: Elaboración propia.

Fig. 3.7 Muestra lista para llevar al laboratorio.



Fuente: Elaboración propia.

3.4.2.2 Zona San Blas

Inspección del lugar antes de hacer la extracción de muestras de suelos.

Fig. 3.8 Inspección visual para la extracción de árido zona San Blas.



Fuente: Elaboración propia.

Extracción de muestras de suelos en la zona de San Blas

Fig. 3.9 Preparación para la extracción de la muestra zona San Blas.



Fuente: Elaboración propia.

Llenado de muestra de suelo en la bolsa.

Fig. 3.10 Extracción de material granular natural zona San Blas.



Fuente: Elaboración propia.

3.4.2.3 Zona Santa Ana

Inspección del lugar para hacer la extracción de la muestra en la zona de Santa Ana

Fig. 3.11 Inspección visual del área de extracción de áridos zona Santa Ana.



Fuente: Elaboración propia.

Fig. 3.12 Extracción del material granular zona Santa Ana.



Fuente: Elaboración propia.

Fig. 3.13 Muestra lista para ser transportada al laboratorio para la investigación.



Fuente: Elaboración propia.

3.5 Descripción geotécnica básica.

A efectos geotécnicos y en lo referente a cualquier actividad relacionada con la Ingeniería Civil, a los diferentes estratos de suelos granulares y finos que se tiene dentro del valle central de Tarija como también en la zona central de las ciudad, se los puede considerar como coluviales de deposición por erosión y muy poco del tipo aluvial debido a que el sistema está compuesto por tres cuencas y no hace énfasis representativo dentro de los mismos.

Dentro de la composición de suelos se distinguen planos de sedimentación muy marcados, entre los que se alternan capas finas de limos arenosos y muestras de lajas frágiles. En una gran parte se puede observar un suelo de gran cantidad de fósforo en su composición, el mismo presenta ciertas características químicas que denotan su trabajo en el área de geotecnia, como ser su absorción de agua debido a la gran cantidad de sal que tiene el suelo en su composición, lo que conlleva a realizar controles exhaustivos de la humedad y la curva de retención y succión matriz del suelo. Se podría describir como un suelo de tipo residual provocado por la erosión física y química de los mismos, esto es propio de las zonas tropicales lo que denota que en una edad pre histórica pudo haber sido parte de un humedal lo que se llama hoy en día el Valle Central de Tarija. De la misma manera se

pudo encontrar estratos de ceniza volcánica que al no ser un material netamente geológico no llega a contener los parámetros de los suelos necesarios para caracterizarla como un suelo del tipo residual o del tipo laterítico.

Se pudo observar también en zonas como la denominada Santa Ana. Florecimientos de macizos rocosos por plegamiento y presencias de fallas geológicas que se encuentran inactivas por la falta de actividad sísmica de la zona.

La gran cantidad de quebradas y ríos que en historial geológico se movían a través del valle central generó que a través del mismo se formen los estratos ligeros de grava es decir un máximo de 15 cm de altura con lo que se pudo identificar la infinidad de ríos que pasaban también por medio de la ciudad. A partir de ciertas zonas también se pudo evidenciar la presencia de limos y arcillas en descomposición con lo que en ciertas zonas por el nivel freático alto y el nivel de oxidación de los suelos se evidenció la presencia de arcillas oscuras mezcladas con material orgánico.

Vale recalcar que los ensayos de caracterización de propiedades mecánicas de los suelos no se vienen realizando a continuidad en nuestro medio, siendo el único ensayo usado regularmente el SPT (Standard Penetration Test), el cual según los archivos del laboratorio de suelos de la Universidad autónoma Juan Misael Saracho no genera la suficiente información ni utiliza las correlaciones para la determinación de los parámetros mecánicos.

Por lo cual no se cuenta con un historial de las propiedades mecánicas de los materiales, pero sí de las propiedades de caracterización del suelo con lo que se pudo identificar la clasificación mediante el sistema SUCS.

3.6 Procedimiento experimental

El desarrollo del procedimiento experimental a continuación descrito viene analizando los tipos de suelos utilizados para el presente trabajo de investigación la misma es la adquisición de datos desde los ensayos convencionales como ser desde contenido de humedad, hasta el ensayo Triaxial CU.

3.7 Obtención de datos experimentales

Para el mismo se procedió con los siguientes ensayos con los cuales se puede caracterizar y determinar sus propiedades y parámetros.

3.7.1 Determinación del contenido de humedad (ASTM D2216)

Este ensayo determina el contenido de humedad (o contenido de agua) de los suelos, y la forma en que la cantidad de agua en los suelos puede influir en su comportamiento.

La medición del contenido de humedad, tanto en el estado natural como bajo ciertas condiciones de prueba definidas, puede proporcionar un método extremadamente útil para clasificar los suelos cohesivos y evaluar sus propiedades de ingeniería.

El concepto de humedades en los suelos, se define como la cantidad de agua que se encuentra dentro de una muestra de suelo y se expresa en porcentaje.

$$W(\%) = \frac{Pa}{Pss} * 100$$

Donde:

W = Contenido de humedad (%).

Pa = Peso del agua presente en el agua (gr).

Pss = Peso del suelo secado al horno (gr).

Dentro del suelos, el agua se presenta en dos formas; libre y retenida.

El agua libre: Es el agua que circula a través del suelo sin dificultad alguna y por la acción de la gravedad puede ser drenada.

El agua retenida: Se encuentra retenida dentro del suelo y la causa de su formación se define como:

Agua higroscópica: Es la que absorbe el suelo de la humedad del aire.

Agua capilar: Es la retenida por efecto de la tensión superficial.

La muestra que se tome para la determinación de la humedad deberá ser representativa del suelo cuya humedad se desea conocer. Si dicha muestra de humedad va ser tomada en el campo y transportada al laboratorio para hacer la determinación correspondiente, deberá colocarse en un recipiente que tenga un cierre hermético para evitar la pérdida de humedad por los cambios de temperatura durante el transporte.

Para el empleo dentro de los ensayos se procedió a usar una porción pequeña se suelo, aproximadamente unos 200gr y lo cual describimos a continuación:

Tabla 3.1 Tabla contenido de humedad, muestra San Blas.

Humedad natural			
Cápsula	1	2	3
Peso de suelo húmedo + Cápsula (gr)	134.69	165.69	130.45
Peso de suelo seco + Cápsula (gr)	128.60	158.28	124.71
Peso de cápsula (gr)	18.56	17.25	17.62
Peso de suelo seco (gr)	110.04	141.03	107.09
Peso del agua (gr)	6.09	7.41	5.74
Contenido de humedad %	5.53	5.25	5.36
Promedio		5.38 %	

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 3.2 Tabla contenido de humedad, muestra Santa Ana.

Humedad natural			
Cápsula	1	2	3
Peso de suelo húmedo + Cápsula (gr)	137.05	159.2	92.76
Peso de suelo seco + Cápsula (gr)	125.69	146.45	85.04
Peso de cápsula (gr)	18.43	17.87	13.40
Peso de suelo seco (gr)	107.26	128.58	71.64
Peso del agua (gr)	11.36	12.75	7.72
Contenido de humedad %	10.59	9.92	10.78
Promedio		10.43 %	

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 3.3 Tabla contenido de humedad, muestra Erquiz.

Humedad natural			
Cápsula	1	2	3
Peso de suelo húmedo + Cápsula (gr)	94.34	80.27	92.02
Peso de suelo seco + Cápsula (gr)	86.68	73.49	83.91
Peso de cápsula (gr)	12.44	12.77	12.75
Peso de suelo seco (gr)	74.24	60.72	71.16
Peso del agua (gr)	7.66	6.78	8.11
Contenido de humedad %	10.32	11.17	11.40
Promedio		10.96 %	

Fuente: Elaboración propia.

3.7.2 Análisis granulométrico método mecánico (ASTM D422-63 (2007))

Dentro de un análisis de los suelos, se encuentra el de la granulometría, que no es más que obtener la distribución porcentual de los tamaños de las partículas que conforman un suelo. Este se realiza con ayuda de un juego de mallas, que tiene un tamaño graduado establecido por las normas ASTM y AASHTO, donde se obtienen los pesos retenidos para luego realizar posteriores cálculos y la curva granulométrica, sí bien se realiza una distribución de tamaños, esto no incide en la forma que puedan tener los granos de suelos, ya que al retener material en una malla, se observan diferentes tamaños y el porcentaje que se calculó está basado estrictamente en los pesos que se retienen en la malla, referido al peso total que se utiliza en el ensayo.

El factor fundamental del ensayo es la curva granulométrica, que se dibuja en una escala logarítmica ya que, de no ser así, la representación gráfica tendría que usar una escala demasiado grande.

Tabla 3.4 Tabla análisis granulométrico, muestra San Blas.

Peso Total (gr.)			5000	A.S.T.M. D 462-63	
Tamices	Tamaño	Peso Ret.	Ret. Acum.	Ret.	Que Pasa del Total
	(mm)	(gr)	(gr)	(%)	(%)
2 1/2"	75	0.00	0.00	0.00	100.00
2"	50	0.00	0.00	0.00	100.00
1 1/2"	37.50	0.00	0.00	0.00	100.00
1"	25.00	0.00	0.00	0.00	100.00
3/4"	19.00	0.00	0.00	0.00	100.00
1/2"	12.50	0.00	0.00	0.00	100.00
3/8"	9.50	0.00	0.00	0.00	100.00
Nº4	4.75	0.00	0.00	0.00	100.00
Nº10	2.00	1675.40	1675.40	33.51	66.49
Nº40	0.425	2217.50	3892.90	77.86	22.14
Nº200	0.075	881.40	4774.30	95.49	4.51

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 3.5 Composición porcentual del suelo, zona San Blas.

Composición porcentual del suelo			
Grava: 0%			
Arenas	95.49 %	Gruesa	33.51 %
		Media	44.35 %
		Fina	17.63 %
Limo y Arcilla: 4.51 %			

Fuente: Elaboración propia.

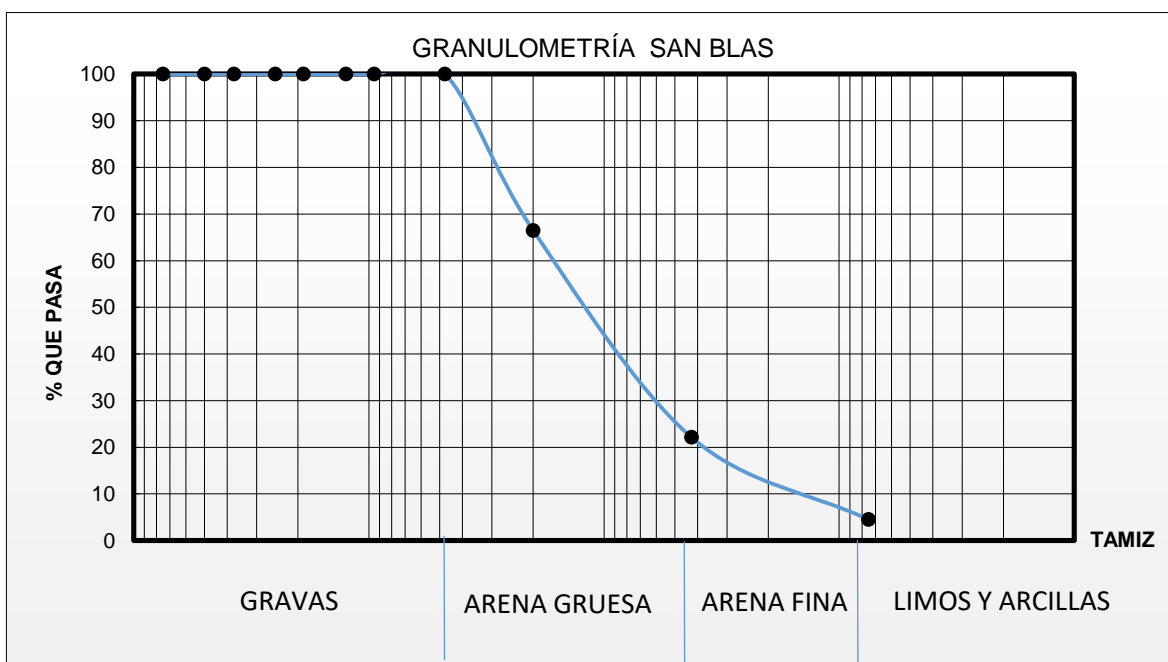
Determinación de los coeficientes de uniformidad (Cu) y de curvatura (Cc).

Tabla 3.6 Determinación del coeficiente de uniformidad y curvatura, suelo San Blas.

D60		D30		D10	
D	%	D	%	D	%
2.00	66.49	2.00	66.49	0.43	22.14
0.43	22.14	0.43	22.14	0.08	4.51
60	X	30	X	10	X
D60	1.85	D30	0.86	D10	0.25
Cu	7.41				
Cc	5.48				

Fuente: Elaboración propia.

Fig. 3.14 Curva granulométrica, muestra San Blas.



Fuente: Elaboración propia.

Granulometría muestra Santa Ana

Tabla 3.7 Tabla Análisis granulométrico, muestra Santa Ana.

Peso Total (gr.)			5000	A.S.T.M. D 462-63	
Tamices	Tamaño	Peso Ret.	Ret. Acum.	Ret.	Que Pasa del Total
	(mm)	(gr)	(gr)	(%)	(%)
2 1/2"	75	0.00	0.00	0.00	100.00
2"	50	0.00	0.00	0.00	100.00
1 1/2"	37.50	0.00	0.00	0.00	100.00
1"	25.00	0.00	0.00	0.00	100.00
3/4"	19.00	0.00	0.00	0.00	100.00
1/2"	12.50	0.00	0.00	0.00	100.00
3/8"	9.50	0.00	0.00	0.00	100.00
Nº4	4.75	0.00	0.00	0.00	100.00
Nº10	2.00	293.50	293.50	5.87	94.13
Nº40	0.425	2001.50	2295.00	45.90	54.10
Nº200	0.075	2684.10	4979.10	99.58	0.42

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 3.8 Composición porcentual del suelo, muestra Santa Ana.

Composición porcentual del suelo			
Grava: 0 %			
Arena:	99.58 %	Gruesa	5.87 %
		Media	40.03 %
		Fina	53.68 %
Limo y arcilla: 0.42 %			

Fuente: Elaboración propia.

Determinación del coeficiente de uniformidad y de curvatura de la muestra Santa Ana.

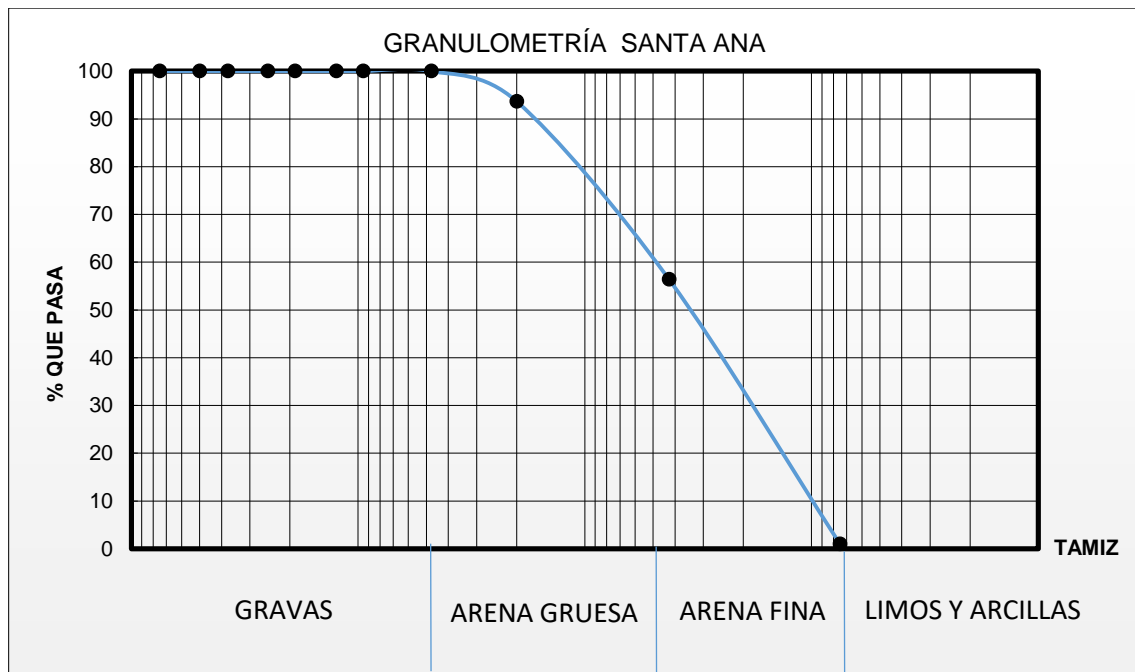
Tabla 3.9 Determinación del coeficiente de uniformidad y curvatura, suelo Santa Ana.

D60		D30		D10	
D	%	D	%	D	%
2.00	94.13	0.43	54.10	0.43	54.10
0.43	54.10	0.08	0.42	0.08	0.42
60	X	30	X	10	X
D60	0.72	D30	0.38	D10	0.30
Cu	2.37				
Cc	0.35				

Fuente: Elaboración propia.

Curva granulométrica de la muestra Santa Ana.

Fig. 3.15 Curva granulométrica muestra Santa Ana.



Fuente: Elaboración propia.

Granulometría muestra Erquiz

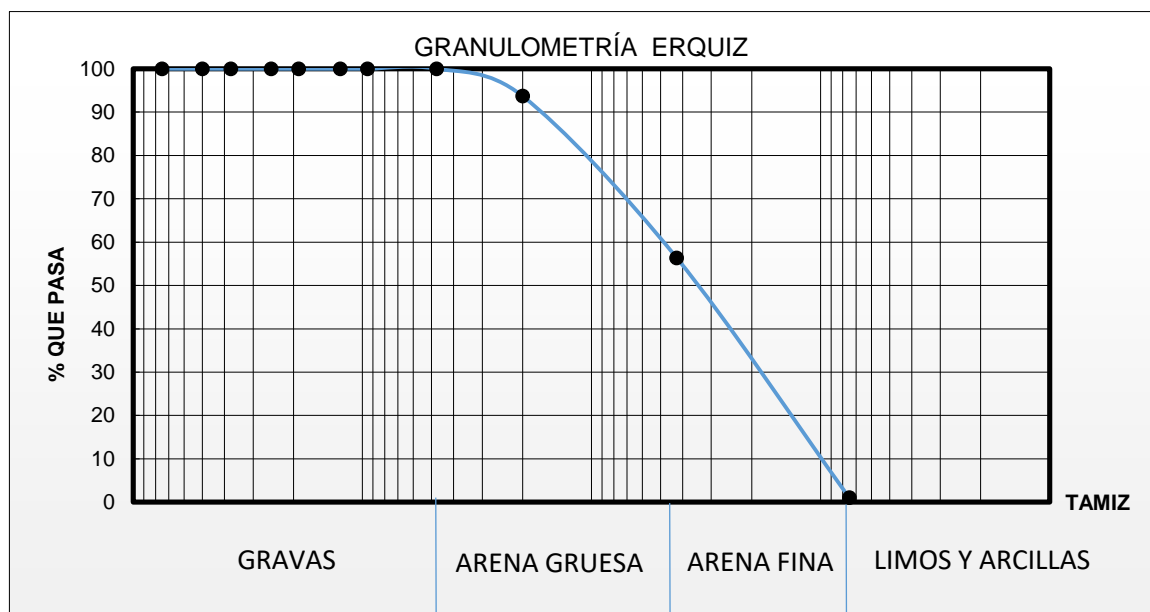
Tabla 3.10 Tabla análisis granulométrico, muestra Erquiz.

Peso Total (gr.)			3500	A.S.T.M. D 462-63	
Tamices	Tamaño	Peso Ret.	Ret. Acum.	Ret.	Que Pasa del Total
	(mm)	(gr)	(gr)	(%)	(%)
2 1/2"	75	0.00	0.00	0.00	100.00
2"	50	0.00	0.00	0.00	100.00
1 1/2"	37.50	0.00	0.00	0.00	100.00
1"	25.00	0.00	0.00	0.00	100.00
3/4"	19.00	0.00	0.00	0.00	100.00
1/2"	12.50	0.00	0.00	0.00	100.00
3/8"	9.50	0.00	0.00	0.00	100.00
N°4	4.75	0.00	0.00	0.00	100.00
N°10	2.00	1280.30	1280.30	36.58	63.42
N°40	0.425	1410.50	2690.80	76.88	23.12
N°200	0.075	680.60	3371.40	96.33	3.67

Fuente: Elaboración propia.

Curva granulométrica muestra Erquiz

Fig. 3.16 Curva granulométrica, muestra Erquiz.



Fuente: Elaboración propia.

Tabla 3.11 Composición porcentual de la muestras de suelo, zona Erquiz.

Composición porcentual del suelo			
Grava: 0 %			
Arena:	96.33 %	Gruesa	36.58 %
		Media	40.30 %
		Fina	19.45 %
Limo y arcilla: 3.67 %			

Fuente: Elaboración propia.

Determinación de los coeficientes de uniformidad (Cu) y de curvatura (Cc).

Tabla 3.12 Determinación del coeficiente de uniformidad y curvatura, suelo Erquiz.

D60		D30		D10	
D	%	D	%	D	%
2.00	63.42	2.00	63.42	0.43	23.12
0.43	23.12	0.43	23.12	0.08	3.67
60	X	30	X	10	X
D60	1.91	D30	0.83	D10	0.27
Cu	7.21				
Cc	4.98				

Fuente: Elaboración propia.

3.7.3 Clasificación de los suelos para fines de ingeniería sistema de clasificación de suelos (SUCS) ASTM D 2487-00

La clasificación del suelo de acuerdo al SUCS Sistema Unificado de Clasificación de Suelos ASTM D 2487-00 (Para mayor información consultar norma), basa la clasificación de los suelos para propósitos ingenieriles; mediante el análisis de diferentes parámetros como lo son el límite líquido e índice de plasticidad; a continuación, se describe el procedimiento a seguir para realizar esta clasificación:

Este procedimiento describe un sistema de clasificación de suelos minerales y órgano mineral para propósitos de ingeniería, mediante la determinación en laboratorio del tamaño de partículas, usando características como: el límite líquido e índice de plasticidad que son indispensables para la clasificación como también los coeficientes de gradación y de uniformidad.

Tabla 3.13 Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) ASTM D 2487.

SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACION DE SUELOS (SUCS) ASTM D 2487

Criterios para la asignación de símbolos de grupo y nombre de grupo con el uso de ensayos de laboratorio		Clasificación de suelos			
		Símbolo de grupo	Nombre del grupo		
Gravas Mas del 50% de la fracción gruesa es retenida en la malla No. 4	Gravas limpias Menos del 5% pasa la malla No. 200	GW	Grava bien graduada		
		GP	Grava mal graduada		
	Gravas con finos Mas del 12% pasa la malla No. 200	IP < 4 o debajo de la línea "A" en la carta de plasticidad	GM	Grava limosa	
		IP > 7 o arriba de la línea "A" en la carta de plasticidad	GC	Grava arcillosa	
	Suelos de partículas gruesas mas del 50% es retenido en la malla No. 200	Cumple los criterios para GW y GM	GW-GM	Grava bien graduada con limo	
		Cumple los criterios para GW y GC	GW-GC	Grava bien graduada con arcilla	
		Cumple los criterios para GP y GM	GP-GM	Grava mal graduada con limo	
		Cumple los criterios para GP y GC	GP-GC	Grava mal graduada con arcilla	
	Arenas El 50% o mas de la fracción gruesa pasa la malla No. 4	Arenas limpias Menos del 5% pasa la malla No. 200	SW	Arena bien graduada	
			SP	Arena mal graduada	
Arenas con finos Mas del 12% pasa la malla No. 200		IP < 4 o debajo de la línea "A" en la carta de plasticidad	SM	Arena limosa	
		IP > 7 o arriba de la línea "A" en la carta de plasticidad	SC	Arena arcillosa	
Arenas limpias y con finos Entre el 5 y 12% pasa malla No.200		Cumple los criterios para SW y SM	SW-SM	Arena bien graduada con limo	
		Cumple los criterios para SW y SC	SW-SC	Arena bien graduada con arcilla	
		Cumple los criterios para SP y SM	SP-SM	Arena mal graduada con limo	
		Cumple los criterios para SP y SC	SP-SC	Arena mal graduada con arcilla	
Suelos de partículas finas El 50% o mas pasa la malla No. 200		Inorgánicos	CL	Arcilla de baja plasticidad	
			ML	Limo de baja plasticidad	
	Orgánicos	Limite liquido - secado al horno limite liquido - no secado < 0.75	OL	Arcilla orgánica	
				Limo orgánico	
	Limos y arcillas Limite Liquido menor que 50	Inorgánicos	IP > 7 y se grafica en la carta de plasticidad arriba de la línea "A"	CH	Arcilla de alta plasticidad
			IP < 4 y se grafica en la carta de plasticidad abajo de la línea "A"	MH	Limo de alta plasticidad
		Orgánicos	Limite liquido - secado al horno limite liquido - no secado < 0.75	OH	Arcilla orgánica
	Suelos altamente orgánicos	Principalmente materia orgánica de color oscuro		PT	Turba

GRUESOS

FINOS

Fuente: Braja M. Das. (2003).

Tabla 3.14 Clasificación de suelos SUCS basado en el material que pasa el tamiz núm. 75 mm.

Criterio para la asignación de símbolos de grupo		Símbolos de grupo
Gravas Más de 50% de fracción gruesa retenida en el tamiz núm. 4	Gravas limpias	GW GP
	Menos de 5% finos ^a	
Suelos de grano grueso Más de 50% retenido en el tamiz núm. 200	Gravas con finos	GM GC
	Más de 12% finos ^{a,d}	
Arenas 50% o más de la fracción gruesa pasa tamiz núm. 4	Arenas limpias	SW SP SM SC
	Menos de 5% finos ^b	
	Arenas con finos	
	Más de 12% finos ^{b,d}	
Limos y arcillas Límite líquido menor que 50	Inorgánico	CL ML
	Orgánico	
Suelos de grano fino 50% o más pasa a través del tamiz núm. 200	Inorgánico	OL CH MH
	Orgánico	
Suelos altamente orgánicos Materia orgánica principalmente, color oscuro y orgánico		Pt

^aGravas con 5 a 12% de finos requieren símbolos dobles: GW-GM, GW-GC, GP-GM, GP-GC.

^bArenas con 5 a 12% de finos requieren símbolos dobles: SW-SM, SW-SC, SP-SM, SP-SC.

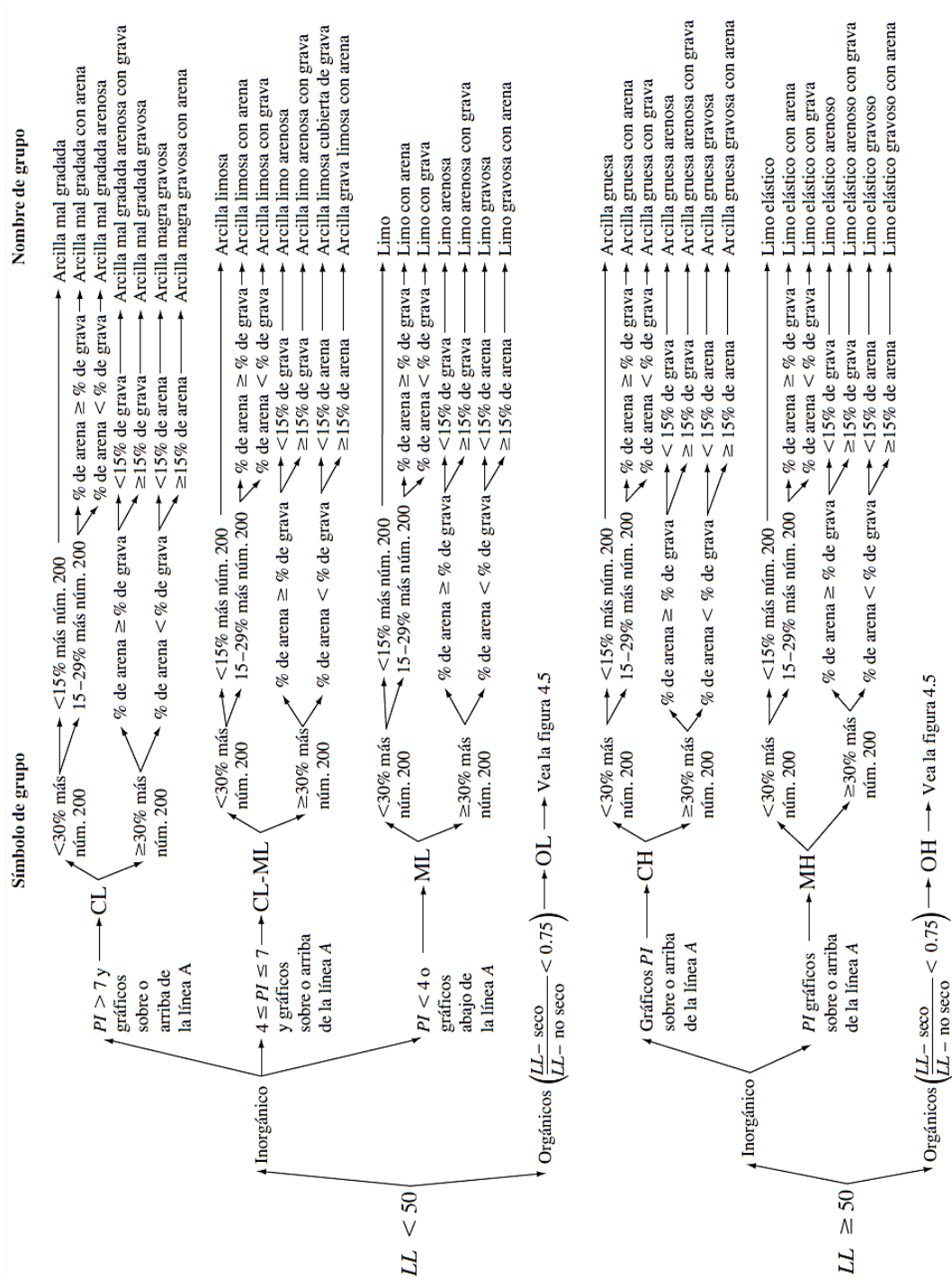
$${}^c C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}; \quad C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{60} \times D_{10}}$$

^dSi $4 \leq PI \leq 7$ y gráficos en la zona rayada en la figura 4.2, se usa doble símbolo GC-GM o SC-SM.

^eSi $4 \leq PI \leq 7$ y gráficos en la zona rayada en la figura 4.2, se usa doble símbolo CL-ML.

Fuente: Braja M. Das. (2003).

Fig. 3.17 Diagrama de clasificación de suelos SUCS.



Fuente: Braja M. Das. (2003).

Clasificación de suelos

Tabla 3.15 Resumen de clasificación de suelos de las zonas estudiadas.

Muestra	Coefficiente Uniformidad	Coefficiente Curvatura	% PASA N°200	Clasificación de Suelo (SUCS)	Descripción
San Blas	7.41	3.71	4.51	SW	Arena bien graduada
Santa Ana	2.37	3.50	0.42	SP	Arena mal graduada
Erquiz	7.21	3.27	1.03	SW	Arena bien graduada

Fuente: Elaboración propia.

3.7.4 Determinación del peso específico del suelo (ASTM D-854 AASHTO T-100)

3.7.4.1 Peso específico del suelo, muestra San Blas

Clasificación SUCS: SW

Tabla 3.16 Cálculo del peso específico, zona San Blas.

Número de ensayo	1	2	3	Promedio
Temperatura ensayada °C	28.00	22.00	15.00	
Peso del suelo seco W_s (gr)	80.00	80.00	80.00	
Peso del frasco + agua W_{fw} (gr)	720.68	720.54	720.25	
Peso del frasco + agua + suelo W_{fws} (gr)	770.84	770.46	770.13	
Peso específico (g/cm^3)	2.68	2.66	2.66	2.67
Factor de corrección (K)	0.99800	0.99960	1.00009	
Peso específico corregido (g/cm^3)	2.69	2.66	2.66	2.67

Fuente: Elaboración propia

Peso específico = $2.67 \text{ g}/\text{cm}^3$

3.7.4.2 Peso específico de suelo, muestra Santa Ana

Clasificación SUCS: **SP**

Tabla 3.17 Cálculo del peso específico, zona Santa Ana.

Número de ensayo	1	2	3	Promedio
Temperatura ensayada °C	30.00	20.00	16.00	
Peso del suelo seco W_s (gr)	80.00	80.00	80.00	
Peso del frasco + agua W_{fw} (gr)	720.71	720.45	720.18	
Peso del frasco + agua + suelo W_{fws} (gr)	770.25	770.07	769.83	
Peso específico (g/cm^3)	2.63	2.63	2.64	2.63
Factor de corrección (K)	0.99800	0.99960	1.00009	
Peso específico corregido (g/cm^3)	2.63	2.63	2.64	2.63

Fuente: Elaboración propia

Peso específico = 2.63 g/cm^3

3.7.4.3 Peso específico del suelo muestra Erquiz

Clasificación SUCS: **SW**

Tabla 3.18 Cálculo del peso específico, zona Erquiz.

Número de ensayo	1	2	3	Promedio
Temperatura ensayada °C	26.00	23.00	16.00	
Peso del suelo seco W_s (gr)	80.00	80.00	80.00	
Peso del frasco + agua W_{fw} (gr)	720.64	720.56	720.18	
Peso del frasco + agua + suelo W_{fws} (gr)	770.44	770.31	770.16	
Peso específico (g/cm^3)	2.65	2.64	2.66	2.65
Factor de corrección (K)	0.99800	0.99960	1.00009	
Peso específico corregido (g/cm^3)	2.65	2.65	2.66	2.65

Fuente: Elaboración propia.

Peso específico = 2.65 g/cm^3

3.7.5 Determinación de la relación: peso unitario, humedad en suelos: método estándar (ASTM D 698; AASHTO T99)

3.7.5.1 Compactación estándar, muestra San Blas

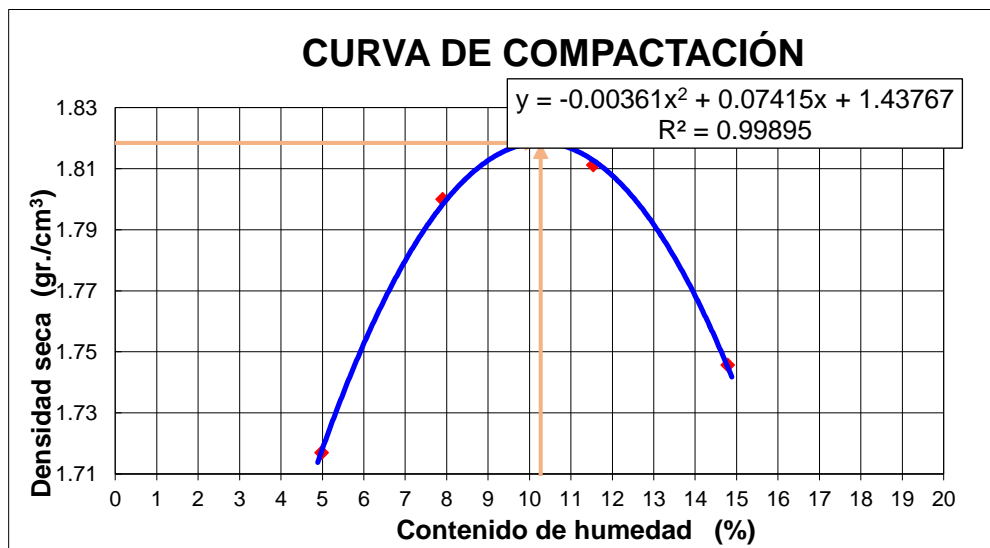
Clasificación SUCS: SW

Tabla 3.19 Ensayo compactación, muestra San Blas.

Peso de la muestra seca (gr)	4000.00	4000.00	4000.00	4000.00
Nº de ensayo	1.00	2.00	3.00	4.00
Nº de capas	3.00	3.00	3.00	3
Nº de golpes por capa	25.00	25.00	25.00	25
Peso del suelo húmedo + molde (gr)	5870.40	6002.20	6075.70	6060.20
Peso del molde (gr)	4170.10	4170.10	4170.10	4170.10
Peso suelo húmedo (gr)	1700.30	1832.10	1905.60	1890.10
Volumen de la muestra (cm ³)	943.30	943.30	943.30	943.30
Densidad suelo húmedo (gr/cm ³)	1.80	1.94	2.02	2.00
Cápsulas Nº	1.00	2.00	3.00	4.00
Peso suelo húmedo + cápsula (gr)	78.78	59.26	73.64	73.64
Peso suelo seco + cápsula (gr)	75.65	55.88	67.35	65.81
Peso del agua (gr)	3.13	3.38	6.29	7.83
Peso de la cápsula (gr)	12.85	13.11	12.85	12.85
Peso suelo seco (gr)	62.80	42.77	54.50	52.96
Contenido de humedad (%)	4.98	7.90	11.54	14.78
Densidad suelo seco (gr/cm ³)	1.72	1.80	1.81	1.75

Fuente: Elaboración propia.

Fig. 3.18 Curva de compactación, muestra San Blas.



Fuente: Elaboración propia.

Densidad máxima: 1.82 g/cm³

Humedad óptima: 10.27 %

3.7.5.2 Compactación estándar, muestra Santa Ana.

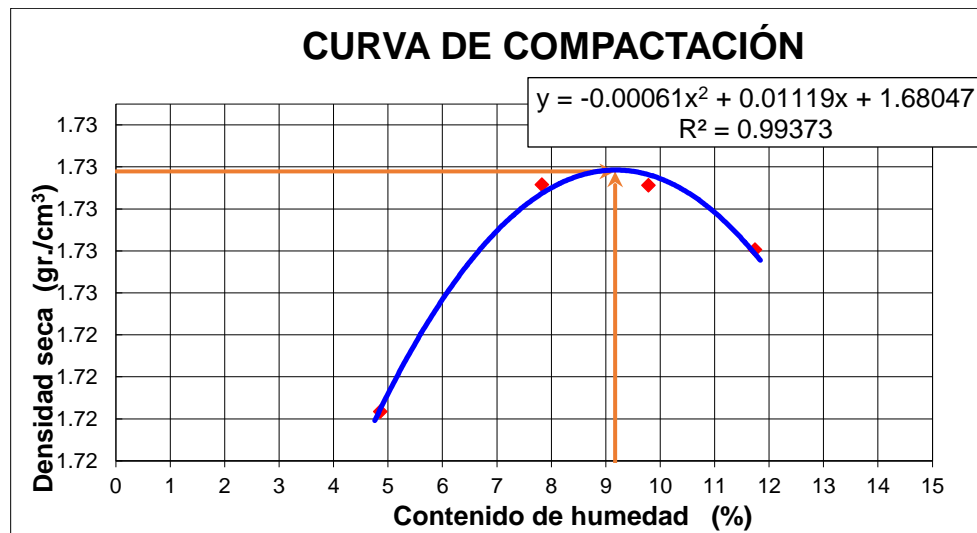
Clasificación SUCS: SP

Tabla 3.20 Ensayo compactación, zona Santa Ana.

Peso de la muestra seca (gr)	3000.00	3000.00	3000.00	3000.00
N° de ensayo	1.00	2.00	3.00	4.00
N° de capas	3.00	3.00	3.00	3.00
N° de golpes por capa	25.00	25.00	25.00	25.00
Peso del suelo húmedo + molde (gr)	5889.60	5948.80	5980.70	6009.40
Peso del molde (gr)	4188.00	4188.00	4188.00	4188.00
Peso suelo húmedo (gr)	1701.60	1760.80	1792.70	1821.40
Volumen de la muestra (cm ³)	943.30	943.30	943.30	943.30
Densidad suelo húmedo (gr/cm ³)	1.80	1.87	1.90	1.93
Cápsulas N°	EFE12	1	1-1	C9 SUP
Peso suelo húmedo + cápsula (gr)	73.38	62.70	62.70	103.30
Peso suelo seco + cápsula (gr)	70.56	59.23	58.44	94.45
Peso del agua (gr)	2.82	3.47	4.26	8.85
Peso de la cápsula (gr)	12.48	14.89	14.89	19.05
Peso suelo seco (gr)	58.08	44.34	43.55	75.40
Contenido de humedad (%)	4.86	7.83	9.78	11.74
Densidad suelo seco (gr/cm ³)	1.72	1.73	1.73	1.73

Fuente: Elaboración propia.

Fig. 3.19 Curva de compactación, muestra Santa Ana.



Fuente: Elaboración propia.

Densidad máxima: 1.73 g/cm³

Humedad óptima: 9.17 %

3.7.5.3 Compactación estándar muestra Erquiz

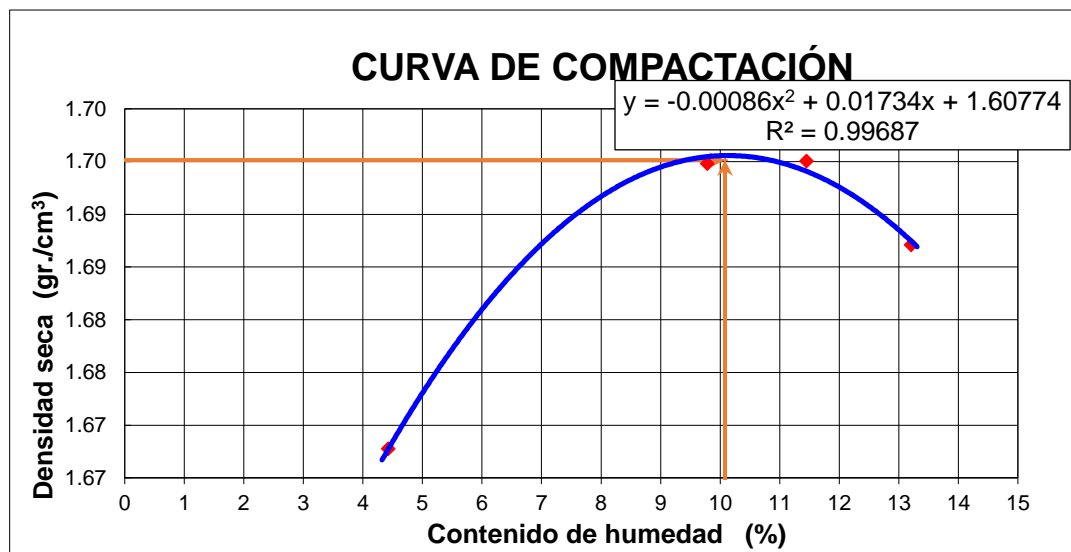
Clasificación SUCS: SW

Tabla 3.21 Ensayo compactación, muestra Erquiz.

Peso de la muestra seca (gr)	3000.00	3000.00	3000.00	3000.00
N° de ensayo	1.00	2.00	3.00	4.00
N° de capas	3.00	3.00	3.00	3.00
N° de golpes por capa	25.00	25.00	25.00	25.00
Peso del suelo húmedo + molde (gr)	5830.8	5943.1	5970.0	5989.6
Peso del molde (gr)	4188.00	4188.00	4188.00	4188.00
Peso suelo húmedo (gr)	1642.80	1755.10	1782.00	1801.60
Volumen de la muestra (cm ³)	943.30	943.30	943.30	943.30
Densidad suelo húmedo (gr/cm ³)	1.74	1.86	1.89	1.91
Cápsulas N°	EFE12	1	9 1*	9 2*
Peso suelo húmedo + cápsula (gr)	73.38	62.70	71.26	77.86
Peso suelo seco + cápsula (gr)	70.80	58.44	65.78	70.87
Peso del agua (gr)	2.58	4.26	5.48	6.99
Peso de la cápsula (gr)	12.48	14.89	17.91	17.94
Peso suelo seco (gr)	58.32	43.55	47.87	52.93
Contenido de humedad (%)	4.42	9.78	11.45	13.21
Densidad suelo seco (gr/cm ³)	1.67	1.69	1.70	1.69

Fuente: Elaboración propia.

Fig. 3.20 Curva de compactación, muestra Erquiz.



Fuente: Elaboración propia.

Densidad máxima: 1.70 g/cm³

Humedad óptima: 10.08 %

3.8 Resumen de resultados de caracterización

Tabla 3.22 Resumen primera parte de caracterización de las muestras de suelos.

Muestra	Cont. De humedad del suelo	Granulometría % pasa tamiz				Diámetro efectivo, Coeficiente de uniformidad (Cu) y curvatura (Cc)			Clasificación del suelo SUCS
		Nº4 %	Nº10 %	Nº40 %	Nº200 %	D ₁₀	Cu	Cc	
San Blas	5.38	100	66.49	22.14	4.51	0.25	7.41	5.48	SW
Santa Ana	10.43	100	94.13	54.10	0.42	0.30	2.37	0.35	SP
Erquiz	10.96	100	63.42	23.12	3.67	0.27	7.21	4.98	SW

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 3.23 Resumen Segunda parte de caracterización de las muestras de suelos.

Muestra	Peso específico de los suelos (g/cm ³)	Relación peso unitario - humedad en suelos Método estándar T-99	
		Densidad máxima seca (gr/cm ³)	Humedad óptima. (%)
San Blas	2.67	1.82	10.27
Santa Ana	2.63	1.73	9.17
Erquiz	2.65	1.70	10.08

Fuente: Elaboración propia.

CAPÍTULO IV

CÁLCULO Y TRATAMIENTO DE DATOS

4 Desarrollo

Para poder cumplir con los objetivos mencionados en la presente tesis, se planteó la siguiente metodología la que se llevó a cabo durante el trabajo de investigación.

- 1) Revisión bibliográfica; que recopiló información de suelos, información necesaria para realizar los ensayos de laboratorio. Se realizó la confirmación con el laboratorio donde se realizaron las pruebas al material.
- 2) Los ensayos de resistencia cortante en laboratorio: los ensayos definidos para la investigación se efectuaron en las instalaciones del laboratorio de la Universidad Autónoma Juan Misael Saracho y en el programa ejecutivo de rehabilitación de tierras (TARIJA – PERTT), la que cuentan con los equipos necesarios para los ensayos planteados con trazabilidad y calibraciones que garanticen procedimientos y por ende resultados confiables.
- 3) La cantidad de ensayos efectuados dentro del marco del proyecto a la muestra tomada, fueron definidos en conjunto con la coordinación del tutor de tesis basadas en las normas técnicas vigentes.
- 4) Análisis de resultados: finalizados los ensayos de laboratorio se procedió a hacer un análisis estadístico, cálculos matemáticos y análisis técnico para la comparación entre los ensayos Corte Directo-Triaxial y luego se elaboraron los gráficos comparativos, tablas o esquemas presentados en el presente documento.
- 5) Redacción del informe, consolidación del documento general, con el seguimiento, ejecución y resultados del proyecto para que sirvan de guía para los estudiantes y público en general con interés en el tema.

4.1 Ensayos de corte

4.1.1 Ensayo de Corte Directo consolidado drenado

Para realizar el ensayo de corte para cada muestra, se realizaron nueve pruebas, para disminuir el sesgo en los resultados ocasionado por defectos de las muestras inalteradas, se trabajó con muestras remoldeadas hasta obtener condiciones uniformes; para ello fue

necesario llevar la muestra a su densidad máxima como al grado de humedad óptimo, tanto en las tres muestras de arena cuyos lugares son: San Blas, Santa Ana y Erquiz, así poder disminuir factores que pudieran alterar los resultados.

El equipo utilizado para este ensayo fue el aparato de Corte Directo marca: HUMBOLDT, Modelo HM-2700.3F.

Este tiene un rango de velocidad continua desde 0.0001mm hasta 12.99999 mm/min por minuto controlado por el motor por etapas. Permite efectuar pruebas a las muestras con dimensiones cuadradas de 60mm por lado. El rango de velocidad para la aplicación de la fuerza cortante se ajusta rápidamente en forma manual. La fuerza cortante máxima es de 10kN. La fuerza de consolidación máxima es de 10kN. Este transportador acepta cajas de muestras cuadradas con una dimensión interior máximo de 100mm. Las mediciones de las posiciones hacia delante y de reversa permiten que la prueba cortante residual sea tomada como estándar. Las características de seguridad previene la sobrecarga del sistema de medición de carga. Cumple con Normas ASTM D-3080.

4.1.1.1 Preparación de las muestras remoldeadas para el ensayo de Corte Directo

Secar las muestra al aire.

Tener los datos de humedad óptima para una densidad máxima.

Pesar el material y darle el porcentaje de humedad óptima para humedecer la muestra (humedad óptima calculada en el ensayo de compactación de cada espécimen).

Compactar la muestra en el molde de Corte Directo en tres capas con su compactador mecánico del equipo.

4.1.1.2 Introducción del espécimen en la recámara del ensayo de Corte Directo

Se introduce el espécimen en la recámara del aparato de Corte Directo.

Se colocan los pesos para el asentamiento del espécimen.

Se coloca en cero el deformómetro vertical que mide la deformación del suelo.

Una vez que el deformómetro se mantenga constante podemos decir que el espécimen está asentado y se procede a descargar las pesas.

Se ajustan los tres deformómetros, el anillo que mide el esfuerzo del suelo, el deformómetro que mide la deformación del suelo, y el deformómetro de desplazamiento horizontal.

Se coloca el primer peso para el esfuerzo normal. La carga inicial es de 10 kg. (Se realiza otras dos pruebas con cargas normales de 15 y 20 kg).

El aparato funciona con un motor eléctrico para desplazar la recámara.

Se procede al ensayo, con una velocidad de 0.2 mm/min, recomendado para suelos granulares.

Después de llegar el espécimen a su máximo esfuerzo, falla y el proceso se detiene.

Se regresa la recámara a su posición inicial y se extrae el espécimen.

Después se pesa el espécimen y se introduce al horno para conocer su humedad.

4.1.1.3 Resultados de los ensayos de Corte Directo (CD)

Tabla 4.1 Resultados de los ensayos de Corte Directo (CD).

Muestra	Clasificación del suelo SUCS	Humedad óptima. (%)	Corte Directo CD	
			Cohesión (C)	Ángulo de fricción Φ
San Blas	SW	10.27	0.05	40.96
	SW	10.27	0.03	39.56
	SW	10.27	0.03	41.84
	SW	10.27	0.06	40.95
	SW	10.27	0.03	41.20
	SW	10.27	0.03	40.36
	SW	10.27	0.06	41.45
	SW	10.27	0.09	41.35
	SW	10.27	0.08	41.75
Santa Ana	SP	9.17	0.05	36.15
	SP	9.17	0.05	37.85
	SP	9.17	0.04	38.10
	SP	9.17	0.05	36.45
	SP	9.17	0.03	37.68
	SP	9.17	0.03	37.02
	SP	9.17	0.03	36.53
	SP	9.17	0.05	37.36
	SP	9.17	0.09	38.03
Erquiz	SW	10.08	0.05	40.87
	SW	10.08	0.09	40.74
	SW	10.08	0.03	39.12
	SW	10.08	0.07	39.56
	SW	10.08	0.03	40.25
	SW	10.08	0.03	40.10
	SW	10.08	0.06	40.36
	SW	10.08	0.09	38.59
	SW	10.08	0.09	39.79

Fuente: Elaboración propia.

4.1.2 Ensayo de Corte Directo consolidado no drenado

4.1.2.1 Preparación de las muestras remoldeadas para el ensayo de Corte Directo

Secar las muestra al aire.

Pesar el material arenoso en condiciones secas.

Compactar la muestra en el molde de Corte Directo a su humedad óptima en tres capas con su compactador mecánico del equipo.

4.1.2.2 Introducción del espécimen en la recámara del ensayo de Corte Directo

Se introduce el espécimen en la recámara del aparato de Corte Directo.

Se colocan los pesos para el asentamiento del espécimen.

Se coloca en cero el deformómetro vertical que mide la deformación del suelo.

Una vez que el deformometro se mantenga constante podemos decir que el espécimen está asentado y se procede a descargar las pesas.

Se ajustan los tres deformómetros, el anillo que mide el esfuerzo del suelo, el deformómetro que mide la deformación del suelo, y el deformómetro de desplazamiento horizontal.

Se coloca el primer peso para el esfuerzo normal. La carga inicial es de 10 kg. (Se realiza otras dos pruebas con cargas normales de 15 y 20 kg).

El aparato funciona con un motor eléctrico para desplazar la recámara.

Se procede al ensayo, con una velocidad de 0.2 mm/min.

Después de llegar el espécimen a su máximo esfuerzo, falla y el proceso se detiene.

Se regresa la recámara a su posición inicial y se extrae el espécimen.

Después se pesa el espécimen.

Tabla 4.2 Resultados de los ensayos de Corte Directo (CU).

Muestra	Clasificación de suelos SUCS	Humedad (%)	Corte Directo CU	
			Cohesión (C)	Ángulo de fricción Φ
San Blas	SW	0	0.03	40.96
	SW	0	0.01	43.11
	SW	0	0.08	43.74
	SW	0	0.08	42.58
	SW	0	0.06	44.35
	SW	0	0.06	44.36
	SW	0	0.01	41.78
	SW	0	0.06	44.10
	SW	0	0.09	44.10
Santa Ana	SP	0	0.09	39.87
	SP	0	0.07	39.72
	SP	0	0.09	39.13
	SP	0	0.08	39.32
	SP	0	0.06	38.85
	SP	0	0.06	40.08
	SP	0	0.01	40.51
	SP	0	0.06	40.20
	SP	0	0.09	40.90
Erquiz	SW	0	0.03	41.34
	SW	0	0.01	41.19
	SW	0	0.08	41.58
	SW	0	0.08	39.48
	SW	0	0.06	40.65
	SW	0	0.06	39.68
	SW	0	0.01	40.24
	SW	0	0.06	41.85
	SW	0	0.09	41.83

Fuente: Elaboración propia.

4.1.3 Procedimiento de manejo de datos del ensayo Triaxial

4.1.3.1 Ajustes Generales

Verificar que en el equipo Triaxial esté completamente desairado en sus mangueras hidráulicas para garantizar las presiones que se generan y evitar los errores de lectura en los canales de salida de la cámara.

El equipo Triaxial que se utilizó es el Wykeham Farrance modelo 28-WF4100 con cambio de volumen semi automático de la universidad autónoma Juan Misael Saracho.

Mientras que en el laboratorio de suelos del programa ejecutivo de rehabilitación de tierras Tarija (PERTT), tiene el mismo equipo pero con un sistema automático de cambio de volumen.

El software que se utilizó para la obtención de los datos es el DATACOMM, ésta entrada principal está calibrada de acuerdo al fabricante para determinar los parámetros necesarios para la determinación de los ensayos de compresión Triaxial.

Las muestras para las probetas serán remoldeadas, la preparación de las muestras remoldeadas se puede hacer a partir del criterio siguiente:

Compactar la probeta a la humedad óptima obtenida a partir del ensayo proctor t-99.

Cuando las probetas sean remoldeadas interesaría que la densidad de la muestra antes de su ensayo sea similar a la densidad in situ del material (ya que la resistencia del suelo depende de su densidad).

Una vez concluida la preparación de la probeta se debería determinar su densidad natural y la humedad de tal manera que sea posible determinar las propiedades básicas del suelo tal como índice de poros, grado de saturación.

4.1.4 Ensayo de corte Triaxial CD y CU

4.1.4.1 Ensayo de corte Triaxial CD

La probeta a ensayar se satura y se consolida, habitualmente, en condiciones isotrópicas. A continuación se produce la rotura a compresión a la velocidad adecuada de tal manera que no se produzcan incrementos de presión intersticial, midiendo el volumen de agua tomada o expulsada por la probeta.

De cada ensayo y suponiendo que la distribución de tensiones es uniforme en la probeta se puede representar el círculo de Mohr correspondiente a la carga de rotura. Sí se considera como criterio de rotura el de Mohr-Coulomb la envolvente de los círculos correspondientes a las tres probetas define el ángulo de rozamiento interno (pendiente de la envolvente) y la cohesión efectiva (ordenada en el origen de la envolvente). Éstos son los parámetros que se suelen emplear para estudiar el comportamiento de los suelos sometidos a cargas a largo plazo.

Dadas las características de los suelos de (San Blas, Santa Ana, Erquiz), se realizaron nueve ensayos de compresión Triaxial en condiciones consolidadas drenadas.

Tabla 4.3 Resultados del ensayo de corte Triaxial CD.

Muestra	Clasificación de suelos SUCS	Humedad (%)	Corte Triaxial CD	
			Cohesión (C)	Ángulo de fricción ϕ
San Blas	SW	10.27	0.01	36.87
	SW	10.27	0.02	36.35
	SW	10.27	0.01	37.42
	SW	10.27	0.01	37.12
	SW	10.27	0.02	36.87
	SW	10.27	0.01	36.64
	SW	10.27	0.01	37.31
	SW	10.27	0.01	37.16
Santa Ana	SW	10.27	0.01	37.32
	SP	9.17	0.03	32.85
	SP	9.17	0.03	33.70
	SP	9.17	0.02	33.76
	SP	9.17	0.03	32.86
	SP	9.17	0.02	33.41
	SP	9.17	0.03	33.27
	SP	9.17	0.03	33.05
	SP	9.17	0.03	33.35
Erquiz	SP	9.17	0.03	33.51
	SW	10.08	0.01	35.19
	SW	10.08	0.01	35.19
	SW	10.08	0.02	34.85
	SW	10.08	0.02	35.02
	SW	10.08	0.01	35.10
	SW	10.08	0.01	35.12
	SW	10.08	0.01	35.17
	SW	10.08	0.02	34.85
SW	10.08	0.01	34.97	

Fuente: Elaboración propia.

4.1.4.2 Ensayo de corte Triaxial CU

Dadas las características de los suelos de (San Blas, Santa Ana, Erquiz), se realizaron nueve ensayos de compresión Triaxial en condiciones consolidadas no drenadas.

La probeta se satura y se consolida tal como se ha indicado en el tipo de ensayo anterior.

A continuación se procede la rotura sin drenaje a compresión a la velocidad adecuada para que la presión intersticial sea uniforme en toda la probeta.

La envolvente de los tres círculos de Mohr de rotura sirve para definir el ángulo de rozamiento y la cohesión en condiciones sin drenaje. La experiencia indica que la envolvente depende de las condiciones del ensayo y, por tanto, no son adoptados en la práctica.

Habitualmente, durante el ensayo se mide la evolución de las presiones intersticiales durante todo el proceso. De esta manera sí restamos a las tensiones totales que producen la rotura las presiones intersticiales se obtiene las tensiones efectivas. Y la envolvente correspondiente a estos círculos en efectivas nos dará el ángulo de rozamiento y la cohesión efectivos si se adopta como criterio de rotura el de Mohr-Coulomb.

Tabla 4.4 Resultados del ensayo de Corte Triaxial (CU).

Muestra	Clasificación de suelos SUCS	Humedad (%)	Corte Triaxial CU	
			Cohesión (c)	Ángulo de fricción ϕ
San Blas	SW	0	0.00	37.15
	SW	0	0.01	37.21
	SW	0	0.00	37.24
	SW	0	0.00	37.19
	SW	0	0.01	37.26
	SW	0	0.00	37.23
	SW	0	0.00	37.19
	SW	0	0.01	37.25
Santa Ana	SW	0	0.01	37.23
	SP	0	0.02	34.05
	SP	0	0.02	33.85
	SP	0	0.01	33.85
	SP	0	0.02	33.87
	SP	0	0.01	33.58
	SP	0	0.02	34.02
	SP	0	0.02	34.16
Erquiz	SP	0	0.02	34.17
	SP	0	0.02	34.37
	SW	0	0.00	37.57
	SW	0	0.01	37.61
	SW	0	0.01	37.56
	SW	0	0.01	36.97
	SW	0	0.00	37.31
	SW	0	0.00	37.23
Erquiz	SW	0	0.00	37.33
	SW	0	0.01	37.83
Erquiz	SW	0	0.00	37.68

Fuente: Elaboración propia.

4.2 Presentación de resultados ensayos Corte Directo y Triaxial

Tabla 4.5 Resumen de Resultados de los ensayos de Corte Directo y Triaxial CD y CU.

Resumen de resultados					
Muestra	Clasificación de suelo SUCS	Corte Directo CD (Φ)	Corte Triaxial CD (Φ)	Corte Directo CU (Φ)	Corte Triaxial CU (Φ)
San Blas	SW	40.96	36.87	40.96	37.15
		39.56	36.35	43.11	37.21
		41.84	37.42	43.74	37.24
		40.95	37.12	42.58	37.19
		41.20	36.87	44.35	37.26
		40.36	36.64	44.36	37.23
		41.45	37.31	41.78	37.19
		41.35	37.16	44.10	37.25
Santa Ana	SP	41.75	37.32	44.10	37.23
		36.15	32.85	39.87	34.05
		37.85	33.70	39.72	33.85
		38.10	33.76	39.13	33.85
		36.45	32.86	39.32	33.87
		37.68	33.41	38.85	33.58
		37.02	33.27	40.08	34.02
		36.53	33.05	40.51	34.16
Erquiz	SW	37.36	33.35	40.20	34.17
		38.03	33.51	40.90	34.37
		40.87	35.19	41.34	37.57
		40.74	35.19	41.19	37.61
		39.12	34.85	41.58	37.56
		39.56	35.02	39.48	36.97
		40.25	35.10	40.65	37.31
		40.10	35.12	39.68	37.23
40.36	35.17	40.24	37.33		
38.59	34.85	41.85	37.83		
39.79	34.97	41.83	37.68		

Fuente: Elaboración propia.

4.3 Análisis de resultados

4.3.1 Análisis de resultados ensayos de Corte Directo y Triaxial

4.3.1.1 Análisis estadístico de los resultados obtenidos de los ensayos de Corte Directo y Triaxial, muestra San Blas

Tabla 4.6 Resumen de análisis estadístico, muestra San Blas.

Resumen de análisis estadístico					
Muestra	Clasificación de suelo SUCS	Corte Directo CD (Φ)	Corte Triaxial CD (Φ)	Corte Directo CU (Φ)	Corte Triaxial CU (Φ)
San Blas	SW	40.96	36.87	40.96	37.15
		39.56	36.35	43.11	37.21
		41.84	37.42	43.74	37.24
		40.95	37.12	42.58	37.19
		41.2	36.87	44.35	37.26
		40.36	36.64	44.36	37.23
		41.45	37.31	41.78	37.19
		41.35	37.16	44.10	37.25
		41.75	37.32	44.10	37.23
Promedio		41.05	37.01	43.23	37.22
Número de datos		9.00	9.00	9.00	9.00
Desviación estándar		0.72	0.35	1.23	0.04
Error		0.24	0.12	0.41	0.01

Fuente: Elaboración propia.

4.3.1.2 Análisis estadístico de los resultados obtenidos de los ensayos de Corte Directo y Triaxial muestra, Santa Ana

Tabla 4.7 Resumen de análisis estadísticos, muestra Santa Ana.

Resumen de análisis estadístico					
Muestra	Clasificación de suelo SUCS	Corte Directo CD (Φ)	Corte Triaxial CD (Φ)	Corte Directo CU (Φ)	Corte Triaxial CU (Φ)
Santa Ana	SP	36.15	32.85	39.87	34.05
		37.85	33.70	39.72	33.85
		38.10	33.76	39.13	33.85
		36.45	32.86	39.32	33.87
		37.68	33.41	38.85	33.58
		37.02	33.27	40.08	34.02
		36.53	33.05	40.51	34.16
		37.36	33.35	40.20	34.17
		38.03	33.51	40.9	34.37
Promedio		37.24	33.31	39.84	33.99
Número de datos		9.00	9.00	9.00	9.00
Desviación estándar		0.73	0.33	0.66	0.23
Error		0.25	0.11	0.22	0.08

Fuente: Elaboración propia.

4.3.1.3 Análisis estadístico de los resultados obtenidos de los ensayos de Corte Directo y Triaxial, muestra Erquiz

Tabla 4.8 Resumen de análisis estadísticos, muestra Erquiz.

Resumen de análisis estadístico					
Muestra	Clasificación de suelo SUCS	Corte Directo CD (Φ)	Corte Triaxial CD (Φ)	Corte Directo CU (Φ)	Corte Triaxial CU (Φ)
Erquiz	SW	40.87	35.19	41.34	37.57
		40.74	35.19	41.19	37.61
		39.12	34.85	41.58	37.56
		39.56	35.02	39.48	36.97
		40.25	35.10	40.65	37.31
		40.10	35.12	39.68	37.23
		40.36	35.17	40.24	37.33
		38.59	34.85	41.85	37.83
		39.79	34.97	41.83	37.68
Promedio		39.93	35.05	40.87	37.45
Número de datos		9.00	9.00	9.00	9.00
Desviación estándar		0.75	0.14	0.90	0.27
Error		0.25	0.05	0.30	0.09

Fuente: Elaboración propia.

4.3.1.4 Análisis de resultados del ángulo de fricción en el ensayo de Corte Directo

Los ángulos de fricción obtenidos de la máquina de Corte Directo son mayores respecto a los de corte Triaxial, estos resultados se debe a su simplicidad y suavidad de operacionalidad, así como también a la rapidez con que las pruebas se pueden hacer.

El espécimen es relativamente delgado y las cargas verticales aplicadas hacen que actúen a través de la superficie de corte de la muestra de suelo, y dejando a la muestra en libertad de sufrir cambios en su espesor, observando la relación del cortante a esfuerzo normal contra el desplazamiento cortante en condiciones drenadas existen variaciones en el espesor de la muestra, estas pruebas son hechas con la presión vertical constante durante todo el tiempo de la prueba.

La exactitud y el carácter de los resultados de las pruebas de Corte Directo son algunas formas más pobres que aquellas obtenidas como son los ensayos Triaxiales, la principal desventaja y las que hacen que difieran los resultados del ángulo de fricción son la presiones laterales y los esfuerzos sobre los planos que no sean el plano de corte, no son conocidos durante la prueba, sin embargo la simplicidad de la prueba tanto en su operación como en su entendimiento de su función, son una ventaja importante.

4.3.1.5 Análisis de resultados del ángulo de fricción en el ensayo de compresión Triaxial

Los resultados de ángulos de fricción de las muestras ensayadas difieren a ser menores que las del ensayo de Corte Directo, en la prueba consolidada no drenada consiste en que la presión lateral se mantenga un valor constante, la prueba en condiciones drenadas o la prueba de volumen constante. El cambio de volumen puede prevenirse durante la prueba por cambiar constantemente la presión lateral o presión de cámara, si el nivel de la cámara empieza a subir indicando que la muestra está empezando a reducir en volumen esta tendencia al a cambio de volumen se contrarresta disminuyendo la presión lateral.

La prueba de consolidado drenado o volumen constante no son tan sencillas como las pruebas consolidadas no drenadas, tanto en su operación como en la facilidad de entender su significado, sin embargo esta prueba es de gran valor debido a que el corte de volumen

constante da mejor representación en arenas saturadas cuando se les sujeta a un corte bastante rápido para permitir el escape del agua de los poros.

Las condiciones de esfuerzo a pesar de no ser absolutamente constantes a través de toda la muestra, están más cerca de ser constantes que cualquier otro tipo de aparato de medición es por eso que tenemos el ensayo casi a escala real es decir más cercano a la realidad. Todos los valores de los esfuerzos son conocidos con bastante exactitud durante la prueba, y por lo tanto se tiene una gran exactitud de los cambios de volumen.

Dicho de manera general el propósito de controlar el drenaje en el ensayo Triaxial es proporcionar condiciones de ensayo que sean similares a las condiciones reales de carga o drenaje en el campo. Dependiendo del tipo de suelo y la velocidad y secuencia de carga en el campo, la consolidación y drenaje que ocurren durante la aplicación de carga puede variar. Debido a que la resistencia cortante del suelo está controlada por la cantidad de drenaje que ocurre durante la carga, es necesario medir la resistencia cortante utilizando un procedimiento de ensayo que sea apropiado para simular el drenaje y la consolidación que ocurrirán durante la construcción y la vida de la estructura en el campo.

4.3.1.6 Análisis de los ángulos obtenidos en los ensayos de Corte Directo y Triaxial

Según la influencia de la Angulosidad y de la granulometría sobre el parámetro de ángulo de fricción propuesta por Lambe y Whitman en la tabla 2.2 tenemos nuestros valores dentro del rango como ser las muestras en clasificación SW en muestra compactada y suelta alcanzan hasta los 43.23° y 35.05 en promedio como valor máximo y mínimo.

Según B.K. Houn, ingeniería básica de suelos 1957 The Ronald Press Company, Nueva York en la tabla 2.3 Tenemos nuestros valores de arena fina media y bien graduada dentro del rango como ser las muestras en clasificación SW y SP alcanzan los 43.23° y 33.31° en promedio como valor máximo y mínimo del ángulo de fricción.

Valores más altos (32° - 37°) en el rango son para arenas con cantidad significativa de feldespato (Bolton, 1986). Valores más bajos en el rango son de cuarzo.

CS= Estado crítico

P= Estado pico

Según Soil Mechanics Fundamentals By Muni Budhu Wiley Blackwell 2015 en la tabla 2.4 los valores pico para las arenas tienen un rango de 32° a 50° por lo cual los parámetros obtenidos de nuestra investigación está dentro del rango de confiabilidad según la bibliografía consultada.

En la tabla 2.5 Según la bibliografía consultada en el libro de cimentacion Dr.Ing. Jorge E. Alba Hurtado hace referencia a peck, Hanson y Thomburn los valores obtenidos de acuerdo a varios estudios realizados y podemos verificar que nuestros valores estan dentro del rango de aceptación para los tipos de arena estudiada en la investigación.

En la tabla 2.6 de la bibliografía consultada en el libro interpretacion de los ensayos geotécnicos en suelos por el autor Ignacion Morilla Abad los valores obtenidos de acuerdo a varios estudios realizados, podemos verificar que nuestros valores están dentro del rango de aceptación para los tipos de arena estudiada según la clasificación tenemos en SW y SP en la investigación cuyos valores entran en el rango del parámetro de ángulo de fricción para los tipos de suelos nombrados.

4.3.1.7 Análisis estadístico prueba t student (Excel) y minitab

Prueba de hipótesis

Hipótesis nula (H_0).- No se podrá establecer una relación de confiabilidad de los parámetros de ángulos de fricción entre los ensayos de Corte Directo y Triaxial.

Hipótesis alternativa (H_1).- Sí, se podrá establecer una relación de confiabilidad de los parámetros de ángulos de fricción entre los ensayos de Corte Directo y Triaxial.

Nivel de significancia

Se trabajó con un nivel de confianza de 95%, y se obtuvo un nivel de significancia de 5%, es decir $\alpha=0.02$.

Muestra San Blas valor crítico y de prueba (Excel).

Tabla 4.9 Prueba t para medias de dos muestras emparejadas San Blas CD.

	Corte Directo CD	Triaxial CD
Media	41.0466667	37.0066667
Varianza	0.5126	0.12505
Observaciones	9	9
Varianza agrupada	0.318825	
Diferencia hipotética de las medias	0	
Grados de libertad	16	
Estadístico t	15.1778913	
P(T<=t) una cola	3.2009E-11	
Valor crítico de t (una cola)	1.74588368	
P(T<=t) dos colas	6.4017E-11	
Valor crítico de t (dos colas)	2.1199053	

Fuente: Elaboración propia

Valor P<= Nivel de significancia, se rechaza, hipótesis nula.

Valor P> Nivel de significancia, se acepta la, hipótesis nula.

P **α**
6.40174E-11 0.05

Valor crítico y de prueba usando Minitab

IC y Prueba T pareada Corte Directo y Triaxial

Prueba T e IC de dos muestras: Corte Directo; Triaxial

Método

μ_1 : media de Corte Directo

μ_2 : media de Triaxial

Diferencia: $\mu_1 - \mu_2$

No se presupuso igualdad de varianzas para este análisis.

Tabla 4.10 Estadísticas descriptivas San Blas CD

Muestra	N	Media	Desv.Est.	Error estándar de la media
Corte Directo	9	41.047	0.716	0.24
Triaxial	9	37.007	0.354	0.12

Fuente: Elaboración propia.

Estimación de la diferencia

Diferencia	IC de 95% para la diferencia	
4.040	(3.454; 4.626)	
Prueba		
Hipótesis nula	$H_0: \mu_1 - \mu_2 = 0$	
Hipótesis alterna	$H_1: \mu_1 - \mu_2 \neq 0$	
Valor T	GL	Valor p
15.18	11	0.000000000064017

Se rechaza la hipótesis nula.

Se observa que el valor de la prueba $P=0.000000000064017$ es menor al valor crítico con un nivel de significancia $\alpha=0.05$, por lo que se rechaza la hipótesis nula y se acepta la hipótesis alternativa, concluyendo que sí se puede establecer una relación de confiabilidad de los parámetros de ángulo de fricción entre los ensayos de Corte Directo (CD) y Triaxial (CD).

Muestra San Blas valor crítico y de prueba (Excel)

Tabla 4.11 Prueba t para medias de dos muestras emparejadas San Blas CU.

	Corte Directo (CU)	Triaxial (CU)
Media	43.23111111	37.2166667
Varianza	1.49968611	0.001225
Observaciones	9	9
Diferencia hipotética de las medias	0	
Grados de libertad	8	
Estadístico t	14.7278478	
P(T<=t) una cola	2.2204E-07	
Valor crítico de t (una cola)	1.85954804	
P(T<=t) dos colas	4.4408E-07	
Valor crítico de t (dos colas)	2.30600414	

Fuente: Elaboración propia.

Valor $P \leq$ Nivel de significancia, se rechaza hipótesis nula

Valor $P >$ Nivel de significancia, se acepta la hipótesis nula

P **α**
 4.4408E-07 0.05

Valor crítico y de prueba usando Minitab

IC y Prueba T pareada Corte Directo y Triaxial

Prueba T e IC de dos muestras: CORTE DIRECTO; TRIAXIAL (CU).

Método

μ_1 : media de Corte Directo Cu San Blas

μ_2 : media de Triaxial Cu San Blas

Diferencia: $\mu_1 - \mu_2$

No se presupuso igualdad de varianzas para este análisis.

Tabla 4.12 Estadísticas descriptivas San Blas CU.

Muestra	N	Media	Desv.Est.	Error estándar de la media
Corte Directo Cu San Blas	9	43.23	1.22	0.41
Triaxial Cu San Blas	9	37.2167	0.0350	0.012

Fuente: Elaboración propia.

Estimación de la diferencia

Diferencia IC de 95% para la
 diferencia
 6.014 (5.073; 6.956)

Prueba

Hipótesis nula $H_0: \mu_1 - \mu_2 = 0$

Hipótesis alterna $H_1: \mu_1 - \mu_2 \neq 0$

Valor T GL Valor p
 14.73 8 0.00000044408

Se rechaza la hipótesis nula.

Se observa que el valor de la prueba $P=0.00000044408$ es menor al valor crítico con un nivel de significancia $\alpha=0.05$, por lo que se rechaza la hipótesis nula y se acepta la hipótesis alternativa, concluyendo que sí se puede establecer una relación de confiabilidad de los parámetros de ángulo de fricción entre los ensayos de Corte Directo (CU) y Triaxial (CU).

Muestra Santa Ana valor crítico y de prueba (Excel)

Tabla 4.13 Prueba t para medias de dos muestras emparejadas Santa Ana CD.

	Corte Directo (CD)	Triaxial (CD)
Media	37.24111111	33.30666667
Varianza	0.53856111	0.1111175
Observaciones	9	9
Diferencia hipotética de las medias	0	
Grados de libertad	11	
Estadístico t	14.6432059	
P(T<=t) una cola	7.3398E-09	
Valor crítico de t (una cola)	1.79588482	
P(T<=t) dos colas	1.468E-08	
Valor crítico de t (dos colas)	2.20098516	

Fuente: Elaboración propia.

Valor P<= Nivel de significancia, se rechaza hipótesis nula

Valor P> Nivel de significancia, se acepta la hipótesis nula

P α

1.468E-08 0.05

Valor crítico y de prueba usando Minitab

IC y Prueba T pareada Corte Directo y Triaxial

Prueba T e IC de dos muestras: CORTE DIRECTO; TRIAXIAL

Método

μ_1 : media de Corte Directo Cd Santa Ana

μ_2 : media de Triaxial Cd Santa Ana

Diferencia: $\mu_1 - \mu_2$

No se presupuso igualdad de varianzas para este análisis.

Tabla 4.13 Estadísticas descriptivas Santa Ana CD

Muestra	N	Media	Desv.Est.	Error estándar de la media
Corte Directo Cd Santa Ana	9	37.241	0.734	0.24
Triaxial Cd Santa Ana	9	33.307	0.333	0.11

Fuente: Elaboración propia.

Estimación de la diferencia

IC de 95% para la
 Diferencia diferencia
 3.934 (3.343; 4.526)
 Prueba

Hipótesis nula $H_0: \mu_1 - \mu_2 = 0$
 Hipótesis alterna $H_1: \mu_1 - \mu_2 \neq 0$
 Valor T GL Valor p
 14.64 11 0.00000001468

Se rechaza la hipótesis nula.

Se observa que el valor de la prueba $P=0.00000001468$ es menor al valor crítico con un nivel de significancia $\alpha=0.05$, por lo que se rechaza la hipótesis nula y se acepta la hipótesis alternativa, concluyendo que sí se puede establecer una relación de confiabilidad de los parámetros de ángulo de fricción entre los ensayos de Corte Directo (CD) y Triaxial (CD).

Muestra Santa Ana, valor crítico y de prueba (Excel)

Tabla 4.14 Prueba t para medias de dos muestras emparejadas, Santa Ana CU.

	Corte Directo CU	Triaxial CU
Media	39.8422222	33.9911111
Varianza	0.44119444	0.05398611
Observaciones	9	9
Diferencia hipotética de las medias	0	
Grados de libertad	10	
Estadístico t	24.9446726	
P(T<=t) una cola	1.2262E-10	
Valor crítico de t (una cola)	1.81246112	
P(T<=t) dos colas	2.4524E-10	
Valor crítico de t (dos colas)	2.22813885	

Fuente: Elaboración propia.

Valor $P \leq$ Nivel de significancia, se rechaza hipótesis nula

Valor $P >$ Nivel de significancia, se acepta la hipótesis nula

P **α**
 2.4524E-10 0.05

Valor crítico y de prueba usando Minitab

IC y Prueba T pareada Corte Directo y Triaxial

Prueba T e IC de dos muestras: Corte Directo; Triaxial.

Método

μ_1 : media de Corte Directo Cu Santa Ana

μ_2 : media de Triaxial Cu Santa Ana

Diferencia: $\mu_1 - \mu_2$

No se presupuso igualdad de varianzas para este análisis.

Tabla 4.15 Estadísticas descriptivas Santa Ana CU.

Muestra	N	Media	Desv.Est.	Error estándar de la media
Corte Directo Cu Santa Ana	9	39.842	0.664	0.22
Triaxial Cu Santa Ana	9	33.991	0.232	0.077

Fuente: Elaboración propia.

Estimación de la diferencia

IC de 95% para la
 Diferencia diferencia
 5.851 (5.320; 6.382)

Prueba

Hipótesis nula $H_0: \mu_1 - \mu_2 = 0$

Hipótesis alterna $H_1: \mu_1 - \mu_2 \neq 0$

Valor T GL Valor p

24.94 9 0.00000000024524

Se rechaza la hipótesis nula.

Se observa que el valor de la prueba $P=0.00000000024524$ es menor al valor crítico con un nivel de significancia $\alpha=0.05$, por lo que se rechaza la hipótesis nula y se acepta la hipótesis alternativa, concluyendo que sí se puede establecer una relación de confiabilidad de los parámetros de ángulo de fricción entre los ensayos de Corte Directo (CU) y Triaxial (CU).

Muestra Erquiz, valor crítico y de prueba (Excel)

Tabla 4.16 Prueba t para medias de dos muestras emparejadas, Erquiz CD.

	Corte Directo (CD)	Triaxial (CD)
Media	39.93111111	35.05111111
Varianza	0.55801111	0.01853611
Observaciones	9	9
Diferencia hipotética de las medias	0	
Grados de libertad	9	
Estadístico t	19.2807372	
P(T<=t) una cola	6.2693E-09	
Valor crítico de t (una cola)	1.83311293	
P(T<=t) dos colas	1.2539E-08	
Valor crítico de t (dos colas)	2.26215716	

Fuente: Elaboración propia.

Valor P<= Nivel de significancia, se rechaza hipótesis nula

Valor P> Nivel de significancia, se acepta la hipótesis nula

P **α**
1.2539E-08 0.05

Valor crítico y de prueba usando Minitab

IC y Prueba T pareada Corte Directo y Triaxial

Prueba T e IC de dos muestras: CORTE DIRECTO; TRIAXIAL

Método

μ_1 : media de Corte Directo Cd Erquiz

μ_2 : media de Triaxial Cd Erquiz

Diferencia: $\mu_1 - \mu_2$

No se presupuso igualdad de varianzas para este análisis.

Tabla 4.17 Estadísticas descriptivas Erquiz CD.

Muestra	N	Media	Desv.Est.	Error estándar de la media
Corte Directo Cd Erquiz	9	39.931	0.747	0.25
Triaxial Cd Erquiz	9	35.051	0.136	0.045

Fuente: Elaboración propia.

Estimación de la diferencia

IC de 95% para la
 Diferencia diferencia
 4.880 (4.296; 5.464)
 Prueba

Hipótesis nula $H_0: \mu_1 - \mu_2 = 0$
 Hipótesis alterna $H_1: \mu_1 - \mu_2 \neq 0$
 Valor T GL Valor p
 19.28 8 0.000000012539

Se rechaza la hipótesis nula.

Se observa que el valor de la prueba $P=0.000000012539$ es menor al valor crítico con un nivel de significancia $\alpha=0.05$, por lo que se rechaza la hipótesis nula y se acepta la hipótesis alternativa, concluyendo que sí se puede establecer una relación de confiabilidad de los parámetros de ángulo de fricción entre los ensayos de Corte Directo (CD) y Triaxial (CD).

Muestra Erquiz, valor crítico y de prueba (Excel)

Tabla 4.18 Prueba t para medias de dos muestras emparejadas, Erquiz CU.

	Corte Directo CU	Triaxial CU
Media	40.87111111	37.45444444
Varianza	0.81286111	0.07025278
Observaciones	9	9
Diferencia hipotética de las medias	0	
Grados de libertad	9	
Estadístico t	10.907256	
P(T<=t) una cola	8.6451E-07	
Valor crítico de t (una cola)	1.83311293	
P(T<=t) dos colas	1.729E-06	
Valor crítico de t (dos colas)	2.26215716	

Fuente: Elaboración propia.

Valor $P \leq$ Nivel de significancia, se rechaza hipótesis nula

Valor $P >$ Nivel de significancia, se acepta la hipótesis nula

P **α**
 1.729E-06 0.05

Valor crítico y de prueba usando Minitab

IC y Prueba T pareada Corte Directo y Triaxial

Prueba T e IC de dos muestras: CORTE DIRECTO; TRIAXIAL.

Método

μ_1 : media de Corte Directo Cu Erquiz

μ_2 : media de Triaxial Cu Erquiz

Diferencia: $\mu_1 - \mu_2$

No se presupuso igualdad de varianzas para este análisis.

Tabla 4.19 Estadísticas descriptivas Erquiz CU.

Muestra	N	Media	Desv.Est.	Error estándar de la media
Corte Directo Cu Erquiz	9	40.871	0.902	0.30
Triaxial Cu Erquiz	9	37.454	0.265	0.088

Fuente: Elaboración propia.

Estimación de la diferencia

Diferencia IC de 95% para la diferencia

3.417 (2.708; 4.125)

Prueba

Hipótesis nula $H_0: \mu_1 - \mu_2 = 0$

Hipótesis alterna $H_1: \mu_1 - \mu_2 \neq 0$

Valor T GL Valor p

10.91 9 0.000001729

Se rechaza la hipótesis nula.

Se observa que el valor de la prueba $P=0.000001729$ es menor al valor crítico con un nivel de significancia $\alpha=0.05$, por lo que se rechaza la hipótesis nula y se acepta la hipótesis alternativa, concluyendo que sí se puede establecer una relación de confiabilidad de los parámetros de ángulo de fricción entre los ensayos de Corte Directo (CU) y Triaxial (CU).

4.3.1.8 Análisis de los parámetros obtenidos por ambos ensayos

4.3.1.8.1 Análisis del parámetro del ángulo de fricción en el ensayo de Corte Directo analíticamente

Los ángulos de fricción obtenidos en el ensayo de Corte Directo son mayores respecto a los de corte Triaxial, estos resultados se debe a su simplides y suavidad de operacionalidad, así como también a la rapidez con que las pruebas se pueden hacer.

El espécimen es relativamente delgado y las cargas verticales aplicadas hacen que actúen a través de la superficie de corte de la muestra de suelo, y dejando a la muestra en libertad de sufrir cambios en su espesor, observando la relación del cortante a esfuerzo normal contra el desplazamiento cortante en condiciones drenadas existen variaciones en el espesor de la muestra, estas pruebas son hechas con la presión vertical constante durante todo el tiempo de la prueba.

La exactitud y el carácter de los resultados de las pruebas de Corte Directo son algunas formas más pobres que aquellas obtenidas como son los ensayos Triaxiales, la principal desventaja y las que hacen que difieran los resultados del ángulo de fricción son la presiones laterales y los esfuerzos sobre los planos que no sean el plano de corte, no son conocidos durante la prueba, sin embargo la simplicidad de la prueba tanto en su operación como en su entendimiento de su función, son una ventaja importante.

4.3.1.7.1 Análisis del parámetro del ángulo de fricción en el ensayo Triaxial analíticamente

Los resultados de ángulos de fricción de las muestras ensayadas difieren a ser menores que las del ensayo de Corte Directo, en la prueba consolidada no drenada consiste en que la presión lateral se mantenga un valor constante, la prueba en condiciones drenadas o la prueba de volumen constante. El cambio de volumen puede prevenirse durante la prueba por cambiar constantemente la presión lateral o presión de cámara, sí el nivel de la cámara empieza a subir indicando que la muestra está empezando a reducir en volumen esta tendencia al a cambio de volumen se contrarresta disminuyendo la presión lateral.

La prueba de consolidado drenado o volumen constante no son tan sencillas como las pruebas consolidadas no drenadas, tanto en su operación como en la facilidad de entender

su significado, sin embargo esta prueba es de gran valor debido a que el corte de volumen constante da mejor representación en arenas saturadas cuando se les sujeta a un corte bastante rápido para permitir el escape del agua de los poros.

Las condiciones de esfuerzo a pesar de no ser absolutamente constantes a través de toda la muestra, están más cerca de ser constantes que cualquier otro tipo de aparato de medición es por eso que tenemos el ensayo casi a escala real es decir más cercano a la realidad. Todos los valores de los esfuerzos son conocidos con bastante exactitud durante la prueba, y por lo tanto se tiene una gran exactitud de los cambios de volumen.

Dicho de manera general el propósito de controlar el drenaje en el ensayo Triaxial es proporcionar condiciones de ensayo que sean similares a las condiciones reales de carga o drenaje en el campo. Dependiendo del tipo de suelo y la velocidad y secuencia de carga en el campo, la consolidación y drenaje que ocurren durante la aplicación de carga puede variar. Debido a que la resistencia cortante del suelo está controlada por la cantidad de drenaje que ocurre durante la carga, es necesario medir la resistencia cortante utilizando un procedimiento de ensayo que sea apropiado para simular el drenaje y la consolidación que ocurrirán durante la construcción y la vida de la estructura en el campo.

4.4 Análisis comparativo de resultados

En los siguientes cuadros podemos observar la diferencia que existe de un ensayo en comparación con otro.

Tabla 4.20 Cuadro diferencia de resultado del ángulo de fricción entre los ensayos en la muestra San Blas.

Clasificación de suelo SUCS: SW	
Muestra: San Blas	
Consolidado Drenado	
Corte Directo	Triaxial
Φ	Φ
44.05	37.01
Diferencia °	7.04
Porcentaje %	15.98

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 4.21 Cuadro diferencia de resultado del ángulo de fricción entre los ensayos, en la muestra Santa Ana.

Clasificación de suelo SUCS: SP	
Muestra: Santa Ana	
Consolidado Drenado	
Corte Directo	Triaxial
Φ	Φ
34.24	33.31
Diferencia °	3.93
Porcentaje %	2.72

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 4.22 Cuadro diferencia de resultado del ángulo de fricción entre los ensayos, en la muestra Erquiz.

Clasificación de suelo SUCS: SW	
Muestra: Erquiz	
Consolidado Drenado	
Corte Directo	Triaxial
Φ	Φ
39.93	35.05
Diferencia °	4.88
Porcentaje %	12.22

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 4.23 Cuadro diferencia de resultado del ángulo de fricción entre los ensayos, en la muestra San Blas.

Clasificación de suelo SUCS: SW	
Muestra: San Blas	
Consolidado No Drenado	
Corte Directo	Triaxial
Φ	Φ
43.23	37.22
Diferencia °	6.01
Porcentaje %	13.90

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 4.24 Cuadro diferencia de resultado del ángulo de fricción entre los ensayos, en la muestra Santa Ana.

Clasificación de suelo SUCS: SP	
Muestra: Santa Ana	
Consolidado No Drenado	
Corte Directo	Triaxial
Φ	Φ
39.84	33.99
Diferencia °	5.85
Porcentaje %	14.68

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 4.25 Cuadro diferencia de resultado del ángulo de fricción entre los ensayos, en la muestra Erquiz.

Clasificación de suelo SUCS: SW	
Muestra: Erquiz	
Consolidado Drenado	
Corte Directo	Triaxial
Φ	Φ
40.87	37.45
Diferencia °	3.42
Porcentaje %	8.37

Fuente: Elaboración propia.

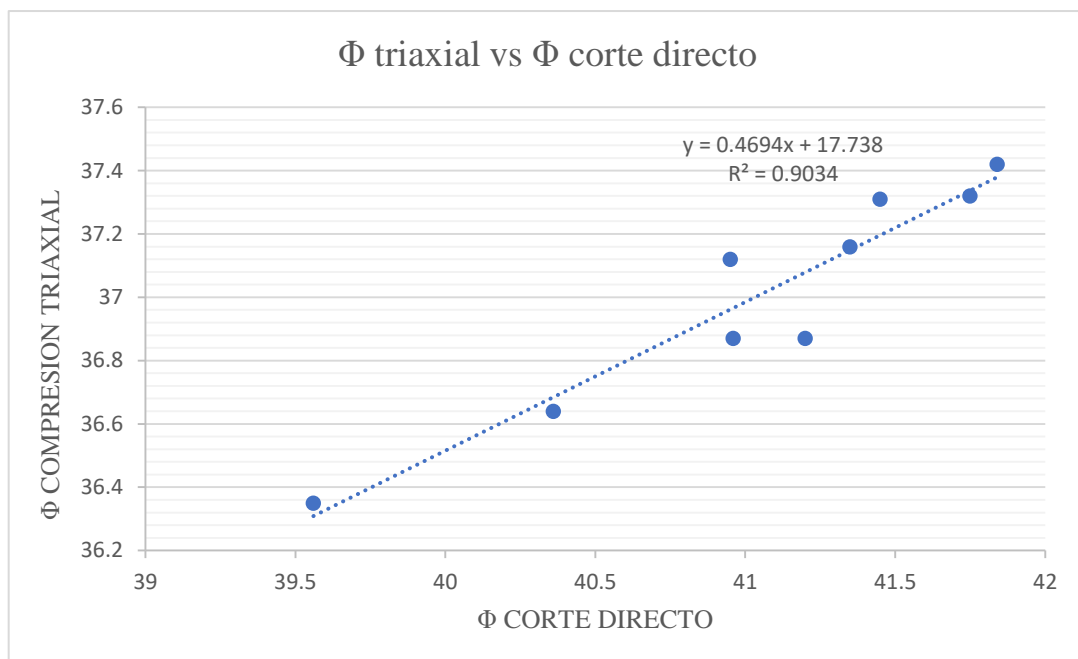
4.5 Relación de confiabilidad del ensayo de Corte Directo y Triaxial

Clasificación de suelos: **SW**

Muestra: **San Blas.**

Condición de ensayo: **Consolidado drenado (CD)**

Fig. 4.1 Relación de confiabilidad de los ensayos en condiciones drenadas, muestra San Blas.



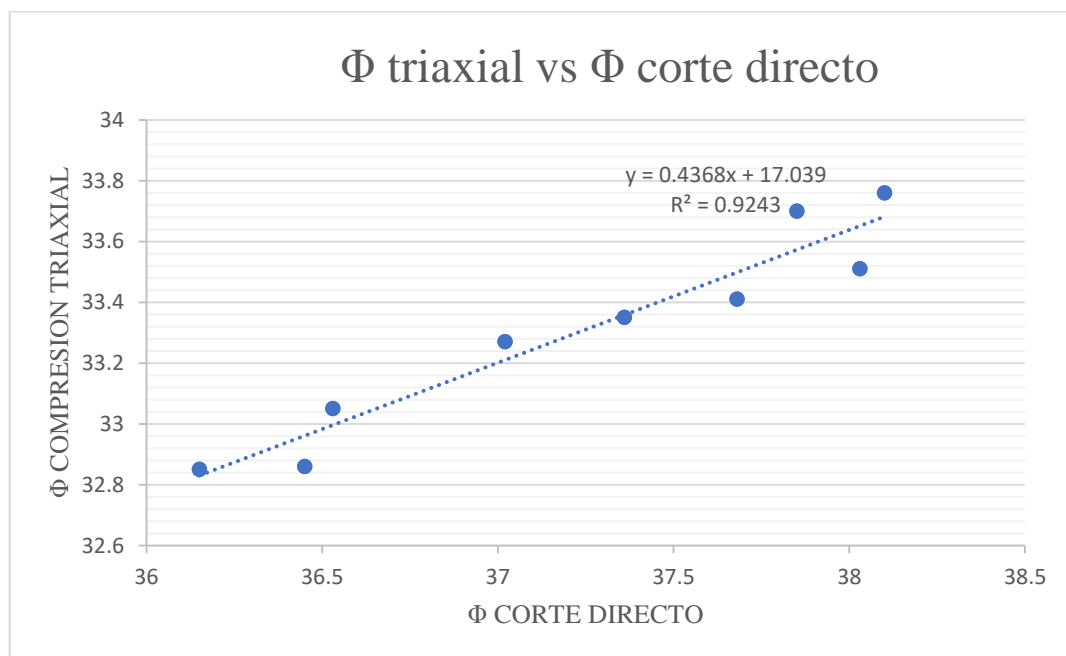
Fuente: Elaboración propia.

Clasificación de suelos: **SP**

Muestra: **Santa Ana.**

Condición de ensayo: **Consolidado drenado (CD)**

Fig. 4.2 Relación de confiabilidad de los ensayos en condiciones drenadas, muestra Santa Ana.



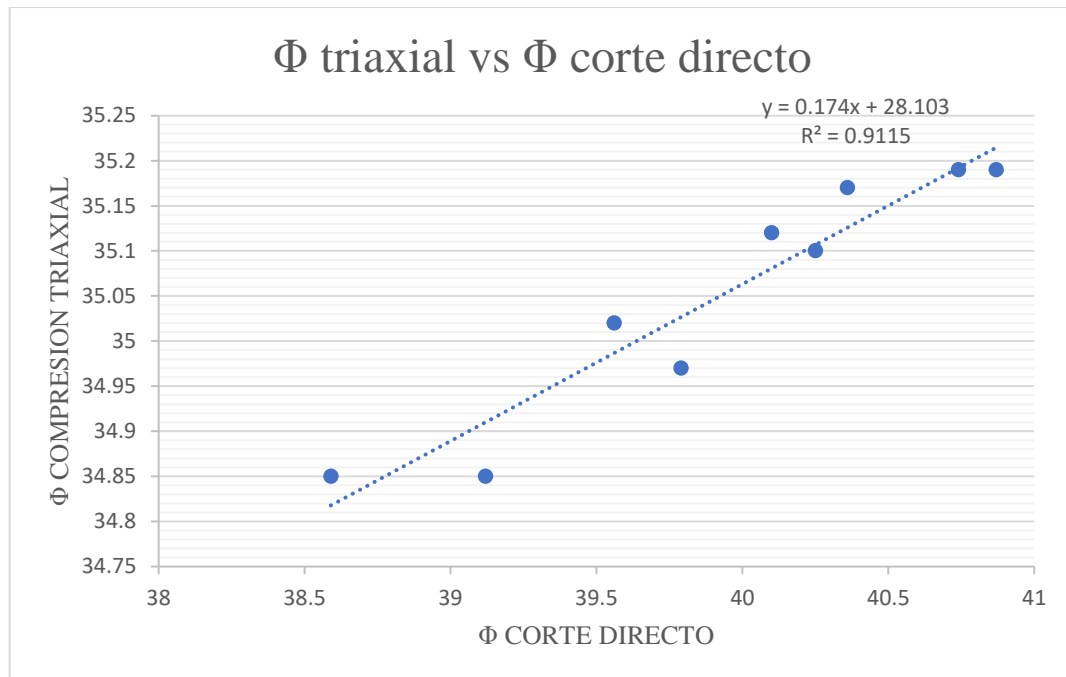
Fuente: Elaboración propia.

Clasificación de suelos: **SW**

Muestra: **Erquiz.**

Condición de ensayo: **Consolidado drenado (CD)**

Fig. 4.3 Relación de confiabilidad de los ensayos en condiciones drenadas, muestra Erquiz.



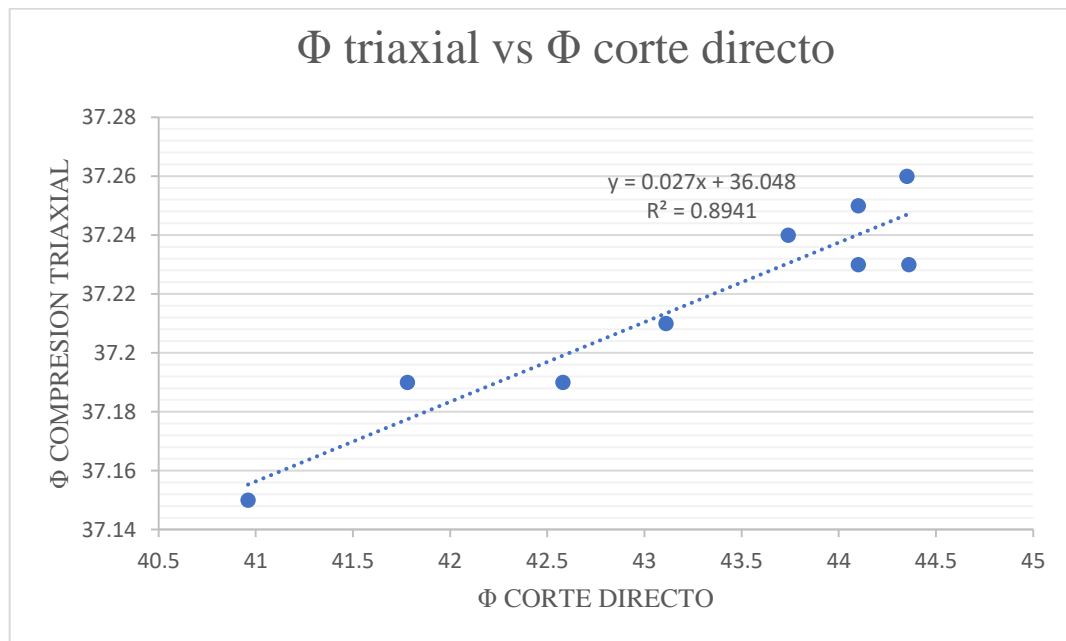
Fuente: Elaboración propia.

Clasificación de suelos: **SW**

Muestra: **San Blas.**

Condición de ensayo: **Consolidado no drenado (CU)**

Fig. 4.4 Relación de confiabilidad de los ensayos en condiciones no drenadas, muestra San Blas.



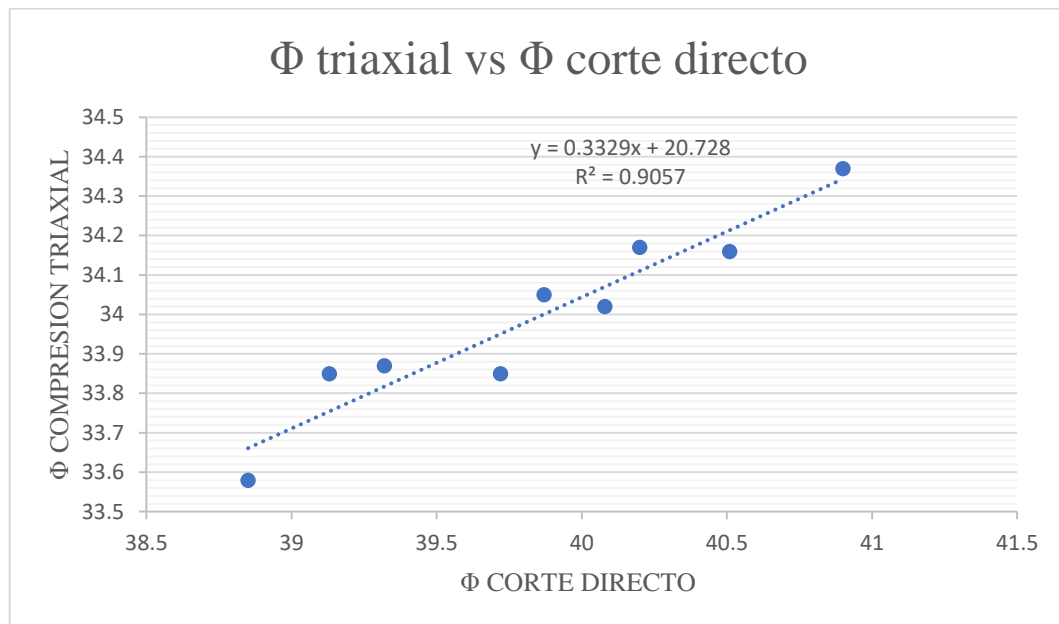
Fuente: Elaboración propia.

Clasificación de suelos: **SP**

Muestra: **Santa Ana.**

Condición de ensayo: **Consolidado no drenado (CU)**

Fig. 4.5 Relación de confiabilidad de los ensayos en condiciones no drenadas, muestra Santa Ana.



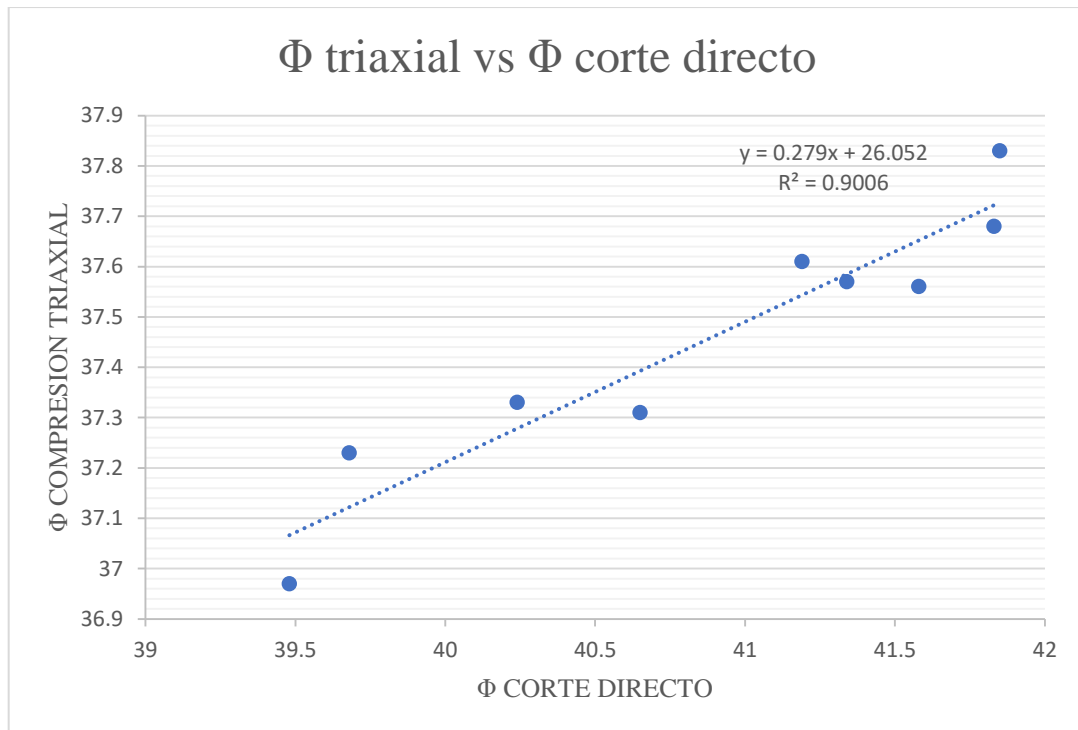
Fuente: Elaboración propia.

Clasificación de suelos: **SW**

Muestra: **Erquiz.**

Condición de ensayo: **Consolidado no drenado (CU)**

Fig. 4.6 Relación de confiabilidad de los ensayos en condiciones no drenadas, muestra Erquiz.



Fuente: Elaboración propia.

4.5.1 Presentación de los resultados de la relación de confiabilidad

A través de la recta de regresión lineal como un modelo matemático, el que más se adecua al comportamiento de nuestros datos, usado para aproximar la relación de dependencia entre una variable dependiente (ángulo de fricción Triaxial), otra variable independiente (ángulo de fricción Corte Directo) y un término aleatorio.

Una vez que tenemos la recta de regresión, es necesario saber si el ajuste que ofrece la recta sobre la nube de puntos es suficientemente bueno.

La medida más comúnmente utilizada para medir el ajuste de la recta de regresión es el coeficiente de correlación lineal (R).

El coeficiente de correlación lineal es un valor que cumple las condiciones siguientes:

Toma valores entre (-1) y (1).

Es invariante por transformaciones lineales de las variables X e Y.

Cuanto más extremo es R (más se acerca a -1 o a 1), significa que mejor se ajusta el modelo.

Por otro lado, un coeficiente de correlación muy cercano a 1 o a -1, no debe interpretarse como que existe una relación causa-efecto importante entre las dos variables. La relación podría deberse al efecto de otras variables no incluidas en el estudio.

El cuadrado del valor R multiplicado por 100 se denomina coeficiente de determinación y se interpreta como el porcentaje de confiabilidad que explica el modelo.

Es decir, se trata de saber sí el modelo que se ha ajustado para relacionar las variables independiente (ángulo de fricción Corte Directo) y variable dependiente (ángulo de fricción Triaxial) es un modelo consistente o confiable.

Tabla 4.25 Resumen de las ecuaciones y grado de confiabilidad de la relación Corte Directo-Triaxial.

Muestra	Condición de ensayo	Ensayo realizado	Ecuación de relación obtenida de la grafica	Grado de confiabilidad de la correlación
San Blas	CD	Triaxial vs Corte Directo	$C_{tri\phi} = 0.469C_{di\phi} + 17.738$	90.34 %
San Blas	CU	Triaxial vs Corte Directo	$C_{tri\phi} = 0.027C_{di\phi} + 36.048$	89.41 %
Santa Ana	CD	Triaxial vs Corte Directo	$C_{tri\phi} = 0.437C_{di\phi} + 17.039$	92.43 %
Santa Ana	CU	Triaxial vs Corte Directo	$C_{tri\phi} = 0.333C_{di\phi} + 20.728$	90.57 %
Erquiz	CD	Triaxial vs Corte Directo	$C_{tri\phi} = 0.174C_{di\phi} + 28.103$	91.15 %
Erquiz	CU	Triaxial vs Corte Directo	$C_{tri\phi} = 0.279C_{di\phi} + 26.052$	90.06 %

Fuente: Elaboración propia.

Donde:

$C_{tri\phi}$ = Ángulo de fricción Corte Triaxial.

$C_{di\phi}$ = Ángulo de fricción Corte Directo.

Teniendo en cuenta el grado de confiabilidad de cada una de las relaciones, se puede afirmar que los ensayos que ofrecen una confiabilidad del 90 % aproximadamente, con este panorama podemos estimar el ángulo de fricción que se obtendría en el ensayo Triaxial a partir de un ángulo de fricción obtenido en la prueba de Corte Directo.

Al revisar los resultados obtenidos en los ensayos de Corte Directo y Triaxial en condiciones consolidadas y no drenadas se puede observar que el valor del ángulo de fricción es menor que los arrojados por el ensayo Triaxial, lo cual obedece a que en este ensayo es posible medir la presión de poros que la muestra experimenta durante la fase de corte, esta presión se tiene en cuenta en el momento de efectuar los cálculos para graficar el círculo de Mohr, obteniendo por cada uno de los tres especímenes de cada ensayo el correspondiente círculo con esfuerzos efectivos y esfuerzos totales.

La presente investigación no pretende reemplazar los valores del ángulo de fricción obtenidos mediante ensayos que no correspondan al ensayo Triaxial, sin embargo ofrece un estimativo de acuerdo a propiedades obtenidas en otros ensayos para obtener estos parámetros.

4.6 Propuesta de aplicación de las ecuaciones obtenidas y validación de las mismas

Una parte de la aplicación de la investigación es poder observar la gran diferencia que existe comparando ambos ensayos cuyas ventajas y desventajas tienen uno de otro. También con los resultados de las relaciones obtenemos las ecuaciones que podemos realizar de un ensayo hacia otro de las pruebas de Corte Directo y Triaxial podemos determinar el ángulo de fricción del ensayo correspondiente.

Es decir que con el ángulo de fricción obtenido a partir de un ensayo de Corte Directo podríamos saber cuánto podría ser el ángulo de fricción en el corte Triaxial por ejemplo:

Para un suelo del tipo SW (clasificación SUCS)

Procedencia: San Andrés.

La ubicación geográfica del punto de extracción son las siguientes coordenadas:

Coordenada Este: 310677.84 m E.

Coordenada Norte: 7608767.31 m S.

Ángulo de fricción ensayo Corte Directo: 41.68°

Ángulo de fricción ensayo Triaxial: 37.21°

Aplicando en la ecuación obtenida en la relación ensayo Triaxial vs Corte Directo.

$$C_{tri\phi} = 0.469C_{di\phi} + 17.738$$

$$C_{tri\phi} = 0.469 * 41.68 + 17.738$$

$$C_{tri\phi} = 37.29^\circ$$

Diferencia entre el ángulo obtenido por la ecuación y el ángulo obtenido por el ensayo Triaxial.

$$37.29^\circ - 37.21^\circ = 0.08^\circ$$

Porcentaje de confiabilidad de resultado obtenido por la ecuación: 99.78 %.

Para un suelo del tipo SP (clasificación SUCS)

Procedencia: Ancón grande

La ubicación geográfica del punto de extracción son las siguientes coordenadas:

Coordenada Este: 327824.98 m E.

Coordenada Norte: 7608924.12 m S.

Ángulo de fricción ensayo de Corte Directo: 37.21°

Ángulo de fricción ensayo Triaxial: 35.59°

Aplicando en la ecuación obtenida en la relación ensayo Triaxial vs Corte Directo.

$$C_{tri\phi} = 0.437C_{di\phi} + 17.039$$

$$C_{tri\phi} = 0.469 * 37.21 + 17.738$$

$$C_{tri\phi} = 35.19^\circ$$

Diferencia entre el ángulo obtenido por la ecuación y el ángulo obtenido por el ensayo Triaxial.

$$35.59^\circ - 35.19^\circ = 0.4^\circ$$

Porcentaje de confiabilidad de resultado obtenido por la ecuación: 98.87 %.

4.7 Especificaciones de aplicación de la investigación en la ingeniería

Esta aplicación de las relaciones obtenidas de ambos ensayos puede aplicarse a fundaciones, terraplenes, taludes, presas de tierra entre otros, solo se podrá aplicar a los tipos de suelos estudiados como ser SW y SP.

Para estudios geotécnicos es recomendable hacer un análisis de los parámetros de resistencia al corte con el ensayo Triaxial ya que implica muchos factores en la determinación de los parámetros como ser por ejemplo, las características de las partículas principalmente en la forma si son redondeadas o angulares. Mientras sea la partícula más angular, mayor será la resistencia al esfuerzo cortante, la presión de poros, el comportamiento simulado a la realidad, lo cual no se puede hacer en un ensayo de Corte Directo, comprobamos la exactitud del ensayo Triaxial y así podemos garantizar el diseño óptimo de cualquier obra civil que lo requiera.

CAPÍTULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5 Conclusiones

Con los resultados obtenidos de los parámetros de resistencia al corte entre los ensayos de Corte Directo y Triaxial, se determinó una comparación analizando la variabilidad de un ensayo a otro obteniendo en los resultados de corte Triaxial los ángulos de fricción son mucho más pequeño que en el Corte Directo con una diferencia que varía depende de la condición del ensayo, esta variabilidad oscila de 7.04 a 3.92 grados y en porcentajes que oscilan entre el 15.98% a 2.72%, dependiendo de la muestra estudiada, esto se debe a las características del equipo de cada ensayo y a las características de la forma de las partículas de las muestras.

De acuerdo a los resultados obtenidos y a partir de las pruebas y condiciones de ensayo se pudo corroborar la exactitud del ensayo Triaxial por sus características de simulación in situ o in campo para la determinación de los parámetros de resistencia al corte en condiciones consolidadas drenadas (CD) y no drenadas (CU), como también los esfuerzos totales y efectivos.

Se logró establecer una relación entre los ensayos de Corte Directo y Triaxial en condiciones de ensayos similares, con una confiabilidad promedio de 90.66 % por la dispersión de resultados que existe entre los ensayos y por la cantidad mediana de puntos, esto por ser tres muestras diferentes y cada una de las muestras a condiciones CD, CU.

El resultado expresado en los ensayos de corte Triaxial en condiciones CU, corresponden al ángulo de fricción que se obtienen de la envolvente de falla de los círculos de Mohr graficados con los esfuerzos efectivos, es decir teniendo en cuenta la presión de poros de cada uno de los especímenes ensayados.

Además de la evaluación de la correspondencia entre los resultados experimentales en ambas condiciones, los resultados de los parámetros obtenidos mediante la metodología desarrollada se encuentran dentro de los rangos reportados en la literatura para arenas con características físicas y mecánicas similares.

Las condiciones consolidadas drenadas (CD) o de drenaje constante trabajan a esfuerzos totales es decir que la presión de poro es constante por tanto es igual a cero.

Mientras la arena tenga partículas de mayor angularidad será mayor su ángulo de fricción y por tanto mayor la resistencia al esfuerzo cortante.

En los suelos arenosos la consolidación no existe, por la consolidación se da en suelos finos como ser limos y arcillas, mientras en suelos granulares el proceso de pérdidas de vacíos que aplicando una fuerza vertical se llama asentamiento.

Los suelos arenosos tienen un comportamiento diferente a los suelos finos, esto se debe a la distribución de granulométrica que los caracteriza y a las diferentes propiedades como ser la permeabilidad, peso específico, etc.

Algunos suelos granulares podrían tener la misma granulometría o la misma clasificación de suelos, esto no quiere decir que van a tener las mismas propiedades mecánicas como ser los parámetros de resistencia, que implica el peso específico, porosidad e índices de vacíos en sí, la permeabilidad.

5.1 Recomendaciones

Para obtener un grado de confiabilidad superior a lo obtenido en la investigación, se recomienda realizar un trabajo de correlación con un número mayor de puntos, para así tener una mayor aproximación con un grado de confiabilidad que oscile entre 100 % y 95 %.

Bajo el análisis del trabajo de campo, se recomienda que el ensayo Triaxial se debe realizar por personal especializado en el tema, tanto dentro del área técnica como en el área de procesamiento de datos obtenidos por el ensayo, debido a que la interpretación de los datos es muy delicada y variada en función del tipo de suelo.

Se recomienda realizar los ensayos de Corte Directo y Triaxial en arenas remodeladas a condiciones de humedad óptima y densidad máxima para poder tener características máximas y así poder determinar sus parámetros de resistencia en las mismas condiciones y poder compararlas.

Realizar ensayos Triaxiales para obras como taludes, pilotes, muros de contención, etc. en estructuras de gran envergadura, para así garantizar la seguridad de las obras ya que el costo de este ensayo es mayor a los demás. Es preferible tener resultados garantizados asemejados a los que tenemos en campo o in situ.

La investigación de la resistencia cortante es muy compleja, no solo implica al ángulo de fricción o a la cohesión, sino que existen muchos factores que influyen a estos parámetros de resistencia. Se recomienda realizar otros tipos de investigación lo que nos sería de gran ayuda para solucionar problemas que generan estos factores en el comportamiento de los suelos.