

CAPITULO I

DISEÑO TEÓRICO Y METODOLOGICO

1.1. INTRODUCCIÓN

En los proyectos de ingeniería es muy importante conocer la velocidad con la que se aplican las cargas, cuál será el comportamiento del suelo ante dichas cargas, pero es tal vez más importante conocer cuál es la respuesta del suelo cuando se varían las velocidades de aplicación de dicha carga.

La resistencia al corte en suelos es de especial importancia entre los muchos parámetros que se obtienen del suelo, especialmente por su incidencia en la estabilidad de las estructuras (estructuras de contención, taludes, fundaciones entre otras).

Muchos parámetros del suelo tienen influencia en la resistencia cortante, como el tamaño del grano, distribución granulométrica, humedad, historia de tensiones, velocidad de ensayo, tamaño de la muestra, (Kramer y Rizkallah, 1976), sin embargo otros investigadores han encontrado que el equipo utilizado e inclusive a el personal involucrado en la toma y ensayo de la muestra de suelo, tienen un efecto considerable en los resultados (Shibuya, *et al.*, 1997, Stoewahse 2001); así el resultado de un ensayo de una muestra de suelo será la combinación de una serie de eventos como el tipo de suelo y el equipo utilizado (Saada y Townsend 1981). Son tantas las variables que se ven involucradas en la medición de la resistencia cortante en suelos que no hay consenso sobre una en especial (Rowe 1969).

En el ensayo de corte directo no se pueden medir presiones de poro y debido a este fenómeno el problema se traslada a determinar la velocidad de corte necesaria para encontrar los parámetros mecánicos según los requerimientos del estudio, en este artículo no se describe ni se analiza el efecto de la succión sobre la resistencia.

La máquina de corte, fue utilizada bajo la modalidad de deformación controlada, lo cual puede generar unos resultados confiables.

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.

1.2. JUSTIFICACIÓN

El propósito de esta investigación es el análisis de los efectos que tiene la velocidad de carga horizontal en pruebas drenadas de corte directo sobre arenas saturadas con el fin de establecer el comportamiento de los resultados del esfuerzo cortante en suelos arenosos.

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

Adicionalmente se pretende analizar la variabilidad de la resistencia al esfuerzo cortante en función a la velocidad de carga horizontal, cada una de las velocidades de carga efectuadas en el ensayo de corte directo ofrecen un panorama de variación en cuanto a la resistencia del esfuerzo cortante y así poder establecer la confiabilidad 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 del ensayo en condiciones consolidadas drenadas (CD).

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.

1.3. SITUACIÓN PROBLEMICA

Se busca ver el comportamiento de la resistencia al corte al afectar la velocidad de carga a distintas velocidades en el ensayo de corte directo aplicado a suelos arenosos en condiciones de permeabilidad consolidadas drenadas.

La variación de la aplicación de velocidad de carga en la resistencia al corte del suelo es un punto muy fundamental en las pruebas de resistencia de los suelos como es el ensayo de corte directo el cual es utilizado en el análisis de problemas geotécnicos que impliquen fenómenos de interacción suelo-estructura, determinando los parámetros de ángulo de fricción y la cohesión en condiciones consolidadas drenadas y consolidadas no drenadas.

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 el método tienen sus condiciones para las muestras a ser ensayadas para poder determinar la incidencia de la velocidad en la aplicación de carga en la resistencia al corte.

Los ensayos de corte directo determinan los parámetros de resistencia al corte en suelos granulares o finos, obteniendo ángulos de fricción interna y menos presión de poros siendo este tipo de ensayo más rápido en condiciones CD debido a que las trayectorias de drenaje a través de la muestra son cortas, se permite que el exceso sea disipado más rápidamente.

Es necesario realizar un análisis de confiabilidad, comparación y relación entre las variaciones de velocidad-resistencia obtenidos de los resultados tanto en el aparato de corte directo para los tipos de arenas, 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.

1.3.1. Determinación del problema

¿De qué manera se puede determinar el comportamiento de la resistencia al corte en suelos arenosos al variar la velocidad de carga horizontal en condiciones drenadas?

El presente trabajo de investigación será realizado en un tiempo calculado de 13 semanas, para la elaboración de este trabajo serán necesarias muestras de suelo (arenas), para su análisis de contenido de humedad, granulométrico, clasificación SUCS y AASHTO, como también la determinación de la densidad máxima y humedad optima mediante el ensayo de compactación (Proctor modificado T-99) y en el ensayo de corte directo en condiciones consolidadas drenadas, etc.

El lugar donde se realizará los ensayos será en el laboratorio de la universidad autónoma Juan Misael Saracho, sin descartar la posibilidad de usar laboratorios externos si fuese necesario.

1.4. ALCANCE

El alcance de esta investigación es explicativo-causal ya que existe una variable independiente manipulada por el investigador que es la velocidad de carga.

La variable dependiente es la resistencia cortante, por lo tanto, hay relación de una causa- efecto.

El diseño de la investigación es experimental en la categoría de pre experimento.

1.5. OBJETIVOS

1.5.1. Objetivo General

- Analizar el efecto de la velocidad de carga horizontal en el ensayo de corte directo en condiciones consolidadas drenadas, con el fin de establecer el comportamiento de la resistencia al esfuerzo cortante en suelos arenosos.

1.5.2. Objetivos Específicos

- Elaborar un marco teórico sobre el efecto de la velocidad de carga en la resistencia al corte.
- Identificar el modelo matemático adecuado producto de un tratamiento estadístico con un 95 % de confiabilidad.
- Obtener muestras de suelos arenosos.
- Realizar los ensayos de caracterización y clasificación de suelos.
- Realizar ensayos de corte directo en condición CD, variando la velocidad de carga.

- Realizar un análisis de resultados entre la velocidad de carga y la resistencia al corte.
- Comparar la velocidad de carga respecto a la resistencia al corte obtenido en el ensayo de corte directo.
- Establecer una relación de velocidad de carga resistencia al corte.

1.6. HIPÓTESIS

El incremento de la velocidad de carga horizontal mejora la resistencia cortante en el ensayo de corte directo.

1.7. IDENTIFICACIÓN DE VARIABLES

Variable independiente

- Velocidad de carga horizontal

Variable dependiente

- Esfuerzo cortante.

1.7.1. Conceptualización de variables

1.7.1.1. Velocidad de carga

En las pruebas de deformación controlada, en el ensayo de corte directo por medio de un motor que actúa a través de engranajes se aplica una velocidad constante de desplazamiento de cizalladura a una mitad de la caja. La constante de velocidad de desplazamiento de corte se mide mediante un indicador de cuadrante horizontal. La fuerza de resistencia cortante del suelo correspondiente a cualquier desplazamiento de cizalladura se puede medir por un anillo de prueba horizontal o celda de carga.

1.7.1.2. Esfuerzo cortante

La resistencia cortante de un suelo 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.

1.7.2. Operacionalización

Tabla 1.1 Variables independientes

Variable independiente	Concepto	Dimensión	Indicador	Valor/acción
Velocidad de carga	Se aplica una velocidad constante de desplazamiento de cizalladura	Velocidad de desplazamiento o de corte	mm/min	La fuerza de resistencia cortante del suelo correspondiente a cualquier desplazamiento de cizalladura.

Fuente: Elaboración propia

Tabla 1.2 Variables dependientes

Variable dependiente	Concepto	Dimensión	Indicador	Valor/Acción
Esfuerzo cortante	Es el que falla el suelo a lo largo del plano	Plano de falla	Kg/cm ²	Pruebas de resistencia al corte

Fuente: Elaboración propia

CAPITULO II

ESTADO DE CONOCIMIENTO SOBRE LA RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE

2.1. 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 sí 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.

2.2 MARCO CONCEPTUAL

2.2.1 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

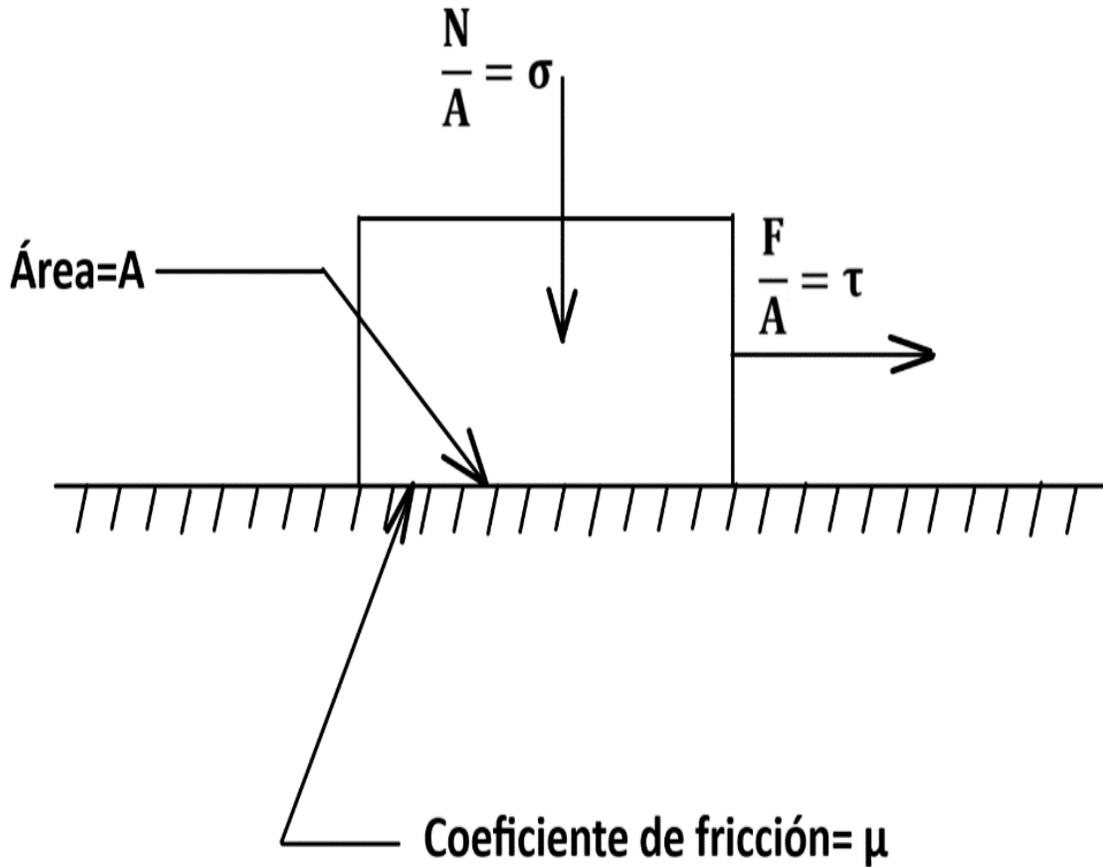
$$\tau = \sigma * \mu$$

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:

$$\tau = \sigma * \operatorname{tg} \phi$$

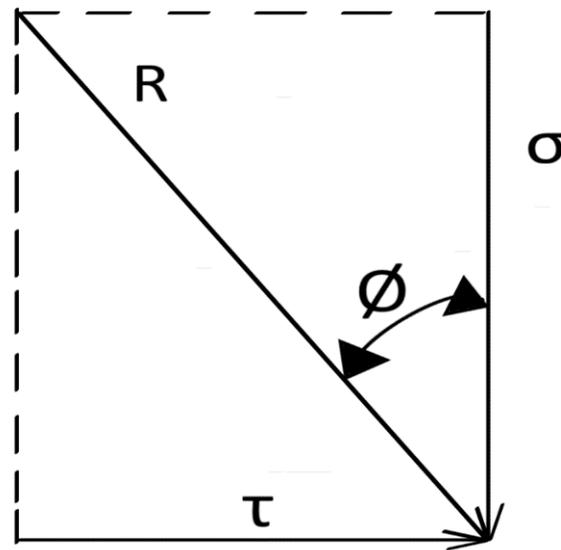
Esta ecuación indica que el esfuerzo cortante que se puede aplicar es proporcional al esfuerzo normal aplicado, y que se puede graficar la relación entre estos esfuerzos como una línea recta con una inclinación de ϕ (Figura 2.3).

Fig. 2.1 Bloque deslizante en un plano.



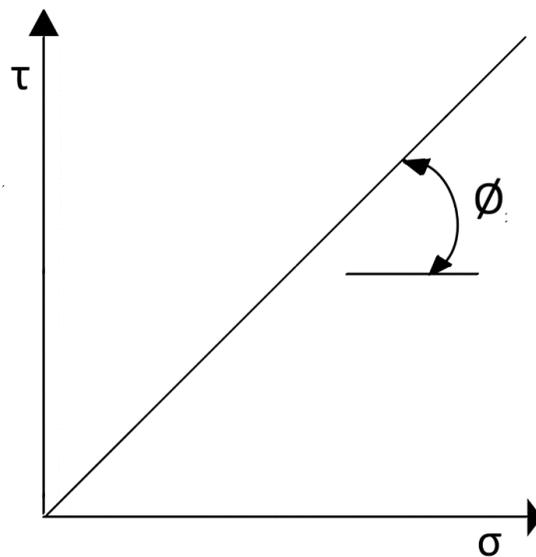
Fuente: J. Alba (2013).

Fig. 2.2 Oblicuidad del esfuerzo resultante.



Fuente: J. Alba (2013).

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



Fuente: J. Alba (2013).

2.2.2 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.

2.2.2.1 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.

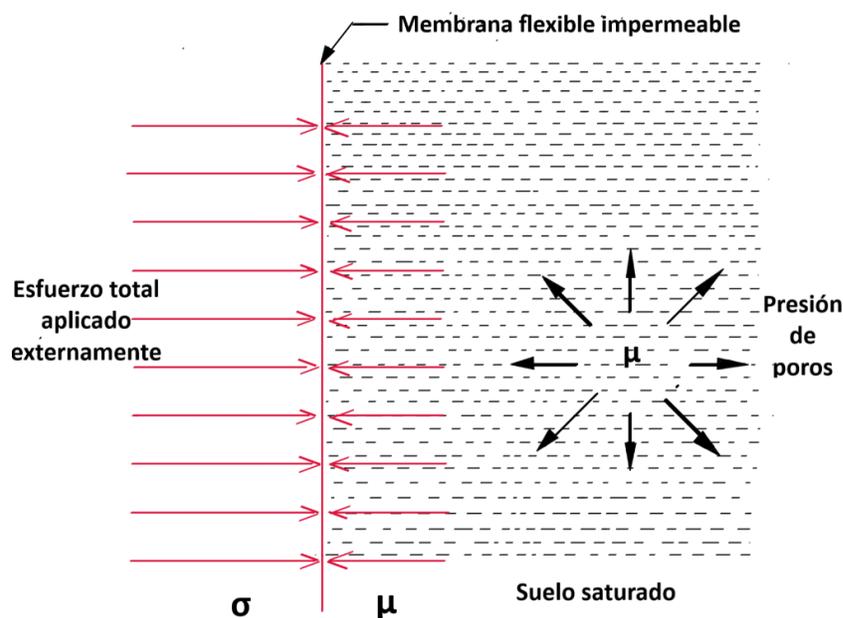
Los esfuerzos cortantes sólo pueden ser resistidos por la estructura de las partículas sólidas, pues el agua no tiene resistencia cortante. Por otro lado, el esfuerzo normal en cualquier plano es la suma de dos componentes: una debida a la carga transmitida por las partículas sólidas de la estructura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

2.2.2.2 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 $\operatorname{tg}\psi / \operatorname{tg}\phi$ 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.

2.2.3 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 Corte directo.

2.2.3.1 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.

2.2.3.2 Esfuerzo principal mayor

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

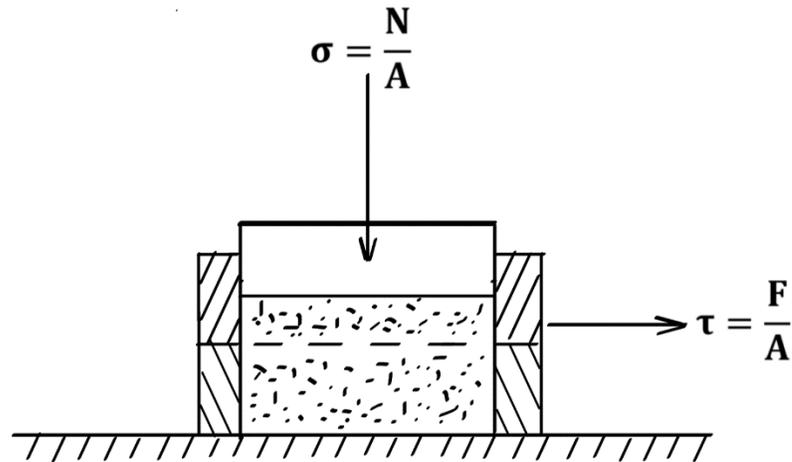
2.2.3.3 Esfuerzo principal menor

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

2.2.4 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.

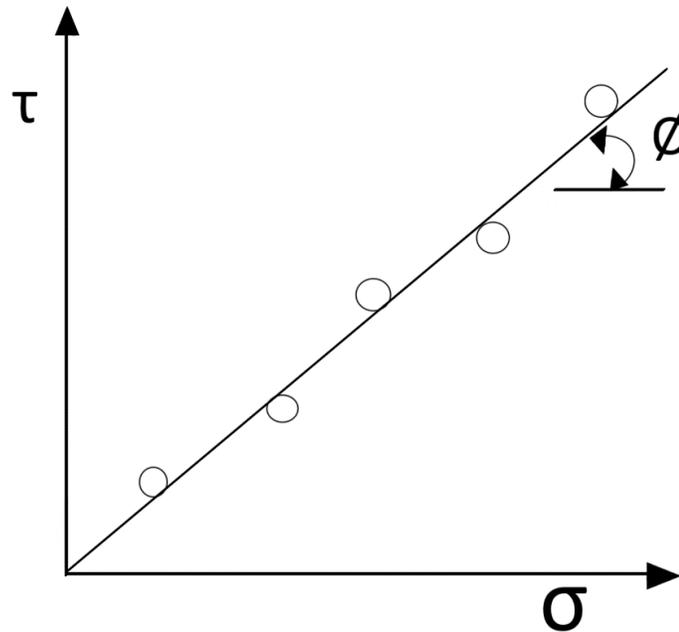
Los resultados de una serie de ensayos de Corte Directo en una arcilla dura se ilustran en la Figura 2.7. Estos resultados indican que los puntos pueden asumirse que conforman una línea recta; sin embargo, se aprecia en este caso una intersección en el eje vertical. Esta intersección se denomina cohesión 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:

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

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

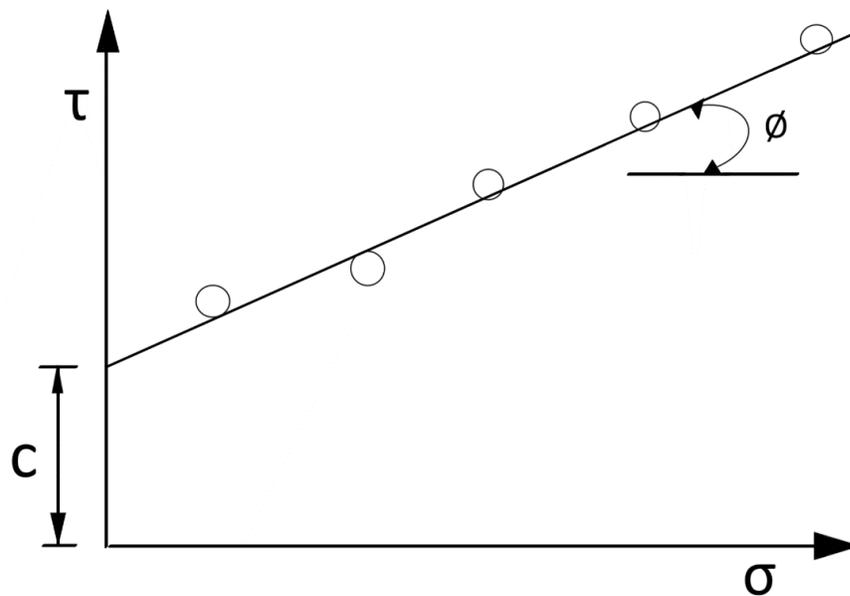
Donde S es la resistencia cortante del suelo.

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.



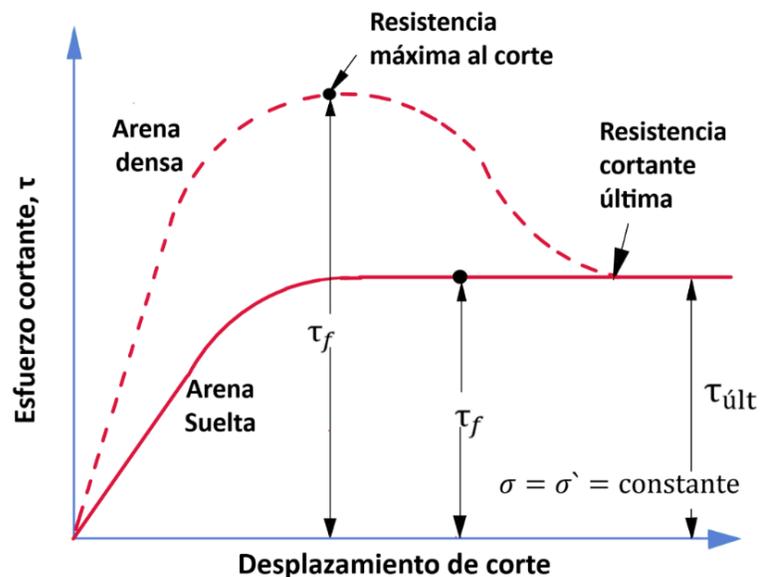
Fuente: J. Alba (2013).

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 .

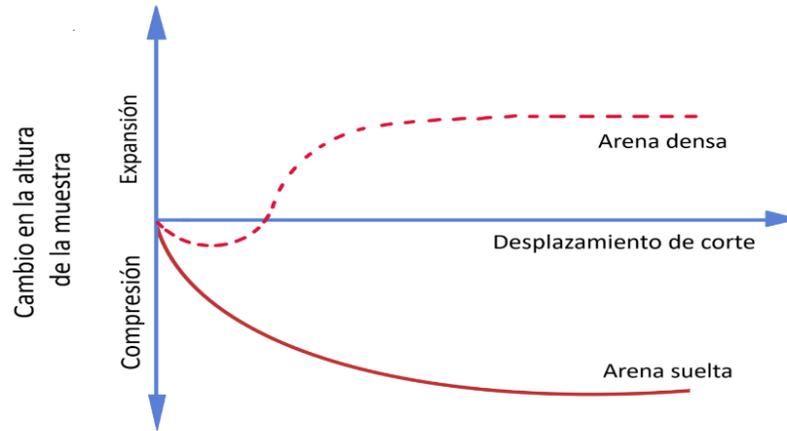
En la Figura 2.8 y 2.9 la arena suelta la resistencia al esfuerzo cortante aumenta con el desplazamiento cortante hasta que se alcanza un esfuerzo cortante de falla τ_f . Después de eso, la resistencia al esfuerzo cortante permanece aproximadamente constante con cualquier incremento adicional en el desplazamiento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

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



Fuente: Braja M. das (2005).

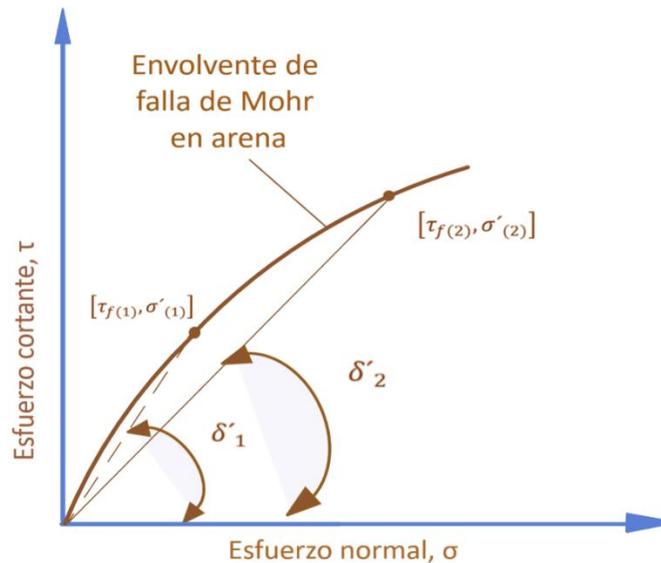
Fig. 2.9 Gráfica del esfuerzo cortante y el cambio en la altura de la muestra frente al desplazamiento cortante para la arena densa y seca.



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).

2.2.4.1 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.

2.2.4.2 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.

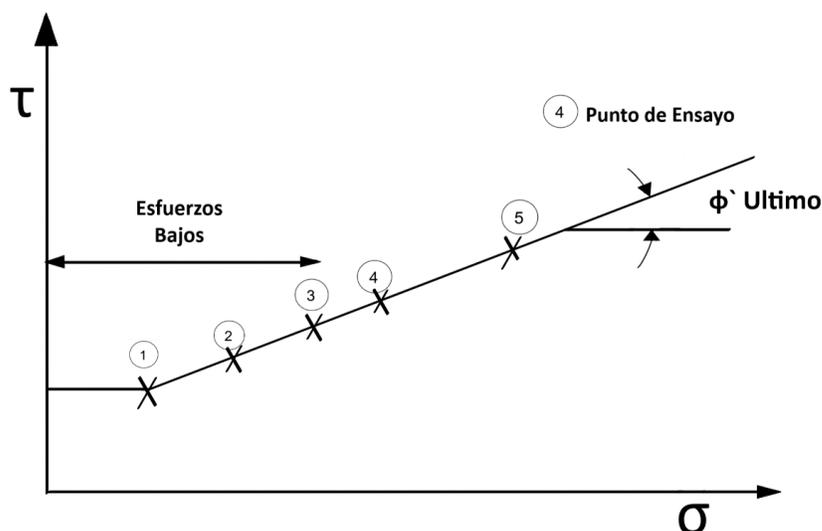
2.2.4.3 Significado y uso

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).

2.2.4.4 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.

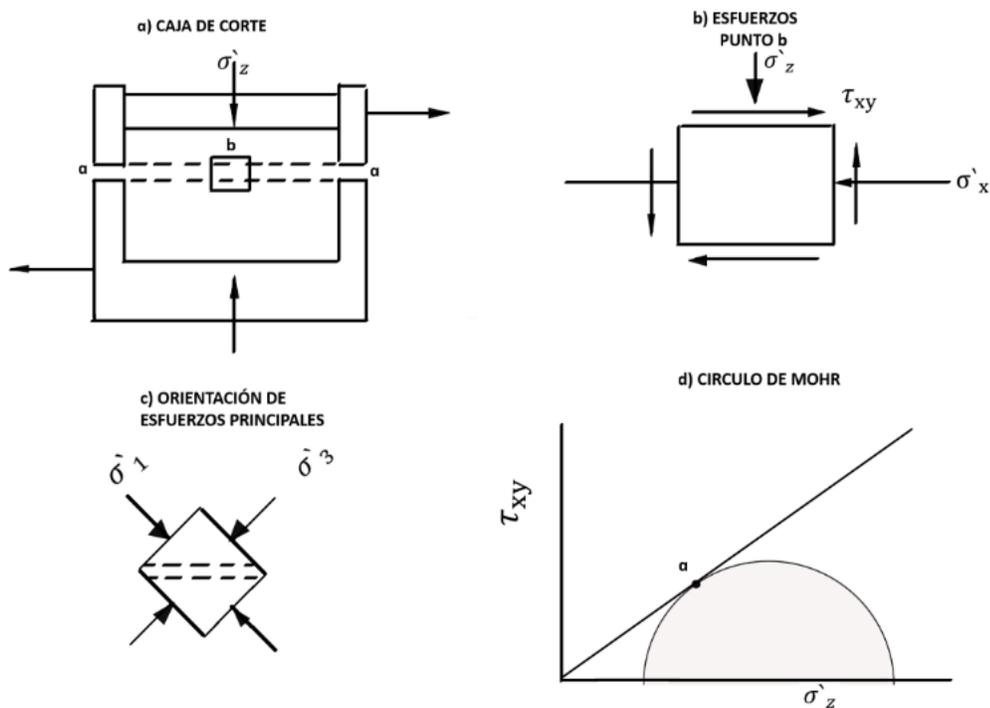
El ensayo de deformación controlada es más fácil de efectuar y permite obtener la resistencia última y la resistencia residual. (Alba Hurtado, 2010)

2.2.4.5 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).

2.2.4.6 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)

2.2.4.7 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).

2.2.4.8 Preparación de la muestra

2.2.4.8.1 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

perdida en el contenido de humedad. Sí 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.

2.2.4.8.2 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 sí se tratará de una muestra inalterada.

2.2.5 Resistencia cortante de arenas saturadas

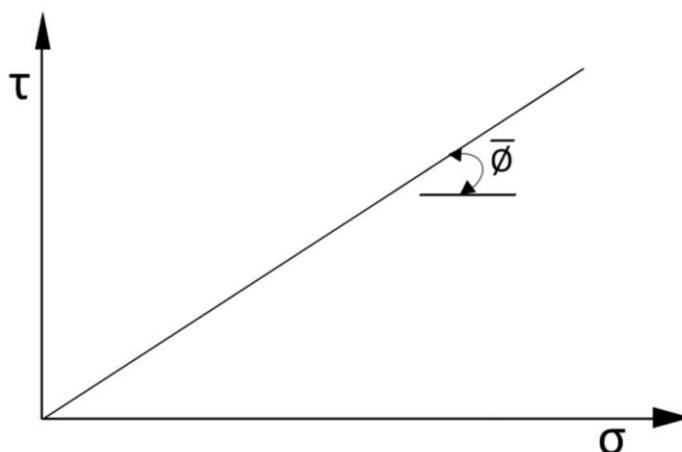
La resistencia cortante de arenas saturadas puede ser medida de una manera similar a la resistencia cortante de arenas secas, ya que en la mayoría de casos la velocidad de carga en el campo será lo suficientemente lenta para permitir que la arena se consolide y drene completamente, independientemente 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. 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:

$$S = (\sigma - u) \operatorname{tg} \phi = \sigma \operatorname{tg} \phi \quad 2.4 \text{ ec.}$$

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 (2.4), 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. 2.14 Diagrama de falla en función de esfuerzos efectivos para arena saturada.



Fuente: J. Alba (2013).

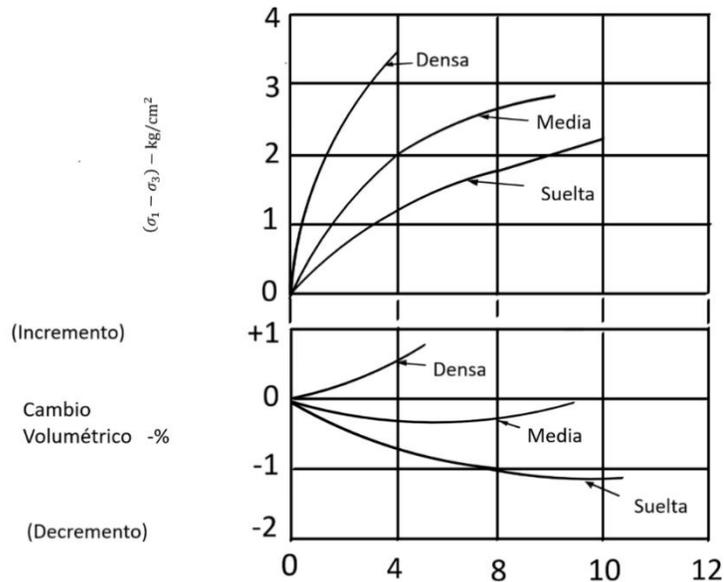
Es interesante examinar los casos donde la resistencia cortante de una arena puede estar influenciada si el drenaje no ocurre con la carga. Existen varios tipos de problemas donde el drenaje puede no ocurrir. Esto sucede cuando la arena se carga muy rápidamente, como en el caso de terremotos, explosiones 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 (2.4).

Sin embargo, si 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. Si la arena tiende a comprimirse (disminución de volumen) durante el corte, la presión de poros aumentará. Si 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. Si 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. 2.15 Relaciones esfuerzo - deformación y cambio volumétrico deformación para arenas drenadas.

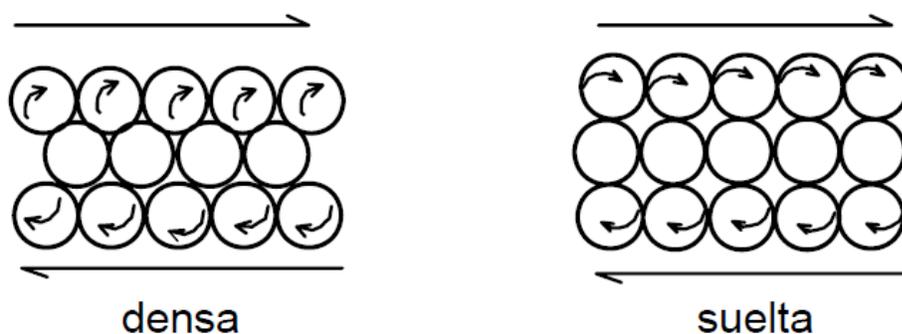


Fuente: Braja M. Das (2003).

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 2.15. 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 (dilatara) 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 2.16. 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. 2.16 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, si una arena muy densa se somete a esfuerzo cortante bajo las mismas condiciones, la presión de poros puede disminuir. (Juarez Badillo & Rodriguez, 2005)

2.2.6 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 2.1 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 2.2 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	
	$i(^{\circ})$	Talud (vert. a hor.)	$\Phi_{cv} (^{\circ})$	$tg \phi_{cv}$	$\Phi(^{\circ})$	$tg\phi$	$\Phi(^{\circ})$	$\tan\phi$
Limo (no plástico)	26 a 30	1:2 a 1:75	26 a 30	0.488 a 0.577	28 a 32	0.532 a 0.625	30 a 34	0.577 a 0.675
Arena uniforme fina a media	26 a 30	1:2 a 1:75	26 a 30	0.488 a 0.577	30 a 34	0.577 a 0.675	32 a 36	0.675 a 0.726
Arena bien graduada	30 a 34	1:75 a 1:50	30 a 34	0.577 a 0.675	34 a 40	0.675 a 0.839	38 a 46	0.839 a 1.030
Arena y grava	32 a 36	1:60 a 1:40	32 a 36	0.625 a 0.726	36 a 42	0.726 a 0.900	40 a 48	0.900 a 1.110

Fuente: T. William Lambe, Robert V. 2004

Tabla 2.3 Rangos de ángulos de fricción para suelos.

Tipo de suelos	$\Phi'_{cs} (^{\circ})$	$\Phi'_P (^{\circ})$	$\Phi'_r (^{\circ})$
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 2.4 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 2.5 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		
				-	
GW	35	38.5	45	-	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
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 2.5 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.

2.2.7 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.

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.

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 fundada 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 2.6 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
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.

2.3 MARCO NORMATIVO

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

Tabla 2.7 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.

Fuente: Elaboración propia.

2.4 MARCO REFERENCIAL

2.4.1 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.

2.4.2 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.

2.4.3 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.

2.4.4 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.

2.4.5 Clasificación

2.4.5.1 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	Pobrementemente 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 pobremente 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 pobremente 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
				CL	Arcilla
Orgánico			OL	Limo orgánico, arcilla orgánica	
Limos y arcillas límite líquido ≥ 50		Inorgánico	MH	limo de alta plasticidad, limo elástico	
			CH	Arcilla de alta plasticidad	
		Orgánico	OH	Arcilla orgánica, Limo orgánico	
Suelos altamente orgánicos			PT	Turba	

Fuente: Elaboración propia.

2.4.6 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’’).

2.5 ANÁLISIS DEL APORTE TEÓRICO

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.

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.

CAPITULO III

RELEVAMIENTO DE INFORMACIÓN Y CARACTERIZACIÓN

3.1 CRITERIOS PARA OBTENCIÓN DE MUESTRAS

3.1.1 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 identificó lugares donde se pueden extraer las muestras necesarias para la investigación.

3.1.2 Tamaño de muestra

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

Tabla 3.1 Datos para el cálculo estadístico

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

Fuente: elaboración propia

3.1.3 Determinación del número de ensayos

Podemos observar los ensayos característicos que se tienen que realizar y las pruebas esenciales de esta investigación

Tabla 3.2 Ensayos a realizar

N°	Etapas	Ensayos	Ni
1	Caracterización	Granulometría	6
2		Contenido humedad	6
3		Peso específico	6
4		Compactación	6
5	Pruebas y resultados	Corte directo CD	46
Σ			70

Fuente: Elaboración propia

Aplicando el principio de la fijación estadística para reducir el número de ensayos, de manera que sea factible concluir con el proyecto en 1 semestre.

Tabla 3.3 Resumen de cálculo de ensayos para la investigación.

N°	Etapas	Ensayos	Ni	G ²	Ni*G ²	fi	ni
1	Caracterización	Granulometría	6	0.10	0.6	0.075	4
2		Contenido humedad	6	0.10	0.6	0.075	4
3		Peso específico	6	0.10	0.6	0.075	4
4		Compactación	6	0.10	0.6	0.075	4
6	Ensayo de resistencia	Corte directo CD	56	0.10	5.6	0.700	54
Σ			80		8	1	70

Fuente: Elaboración propia

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

$$N = \frac{8}{80 * \left(\frac{0.05}{1.96}\right)^2 + \frac{8}{80}} = 69.61 \approx 70 \text{ ensayos}$$

Donde:

N = Numero de ensayos

e = Margen de error 5%

Z= Distribución normal

σ= Desviación estándar

3.2 CRITERIOS PARA RELEVACIÓN DE INFORMACIÓN DE LOCALIZACIÓN

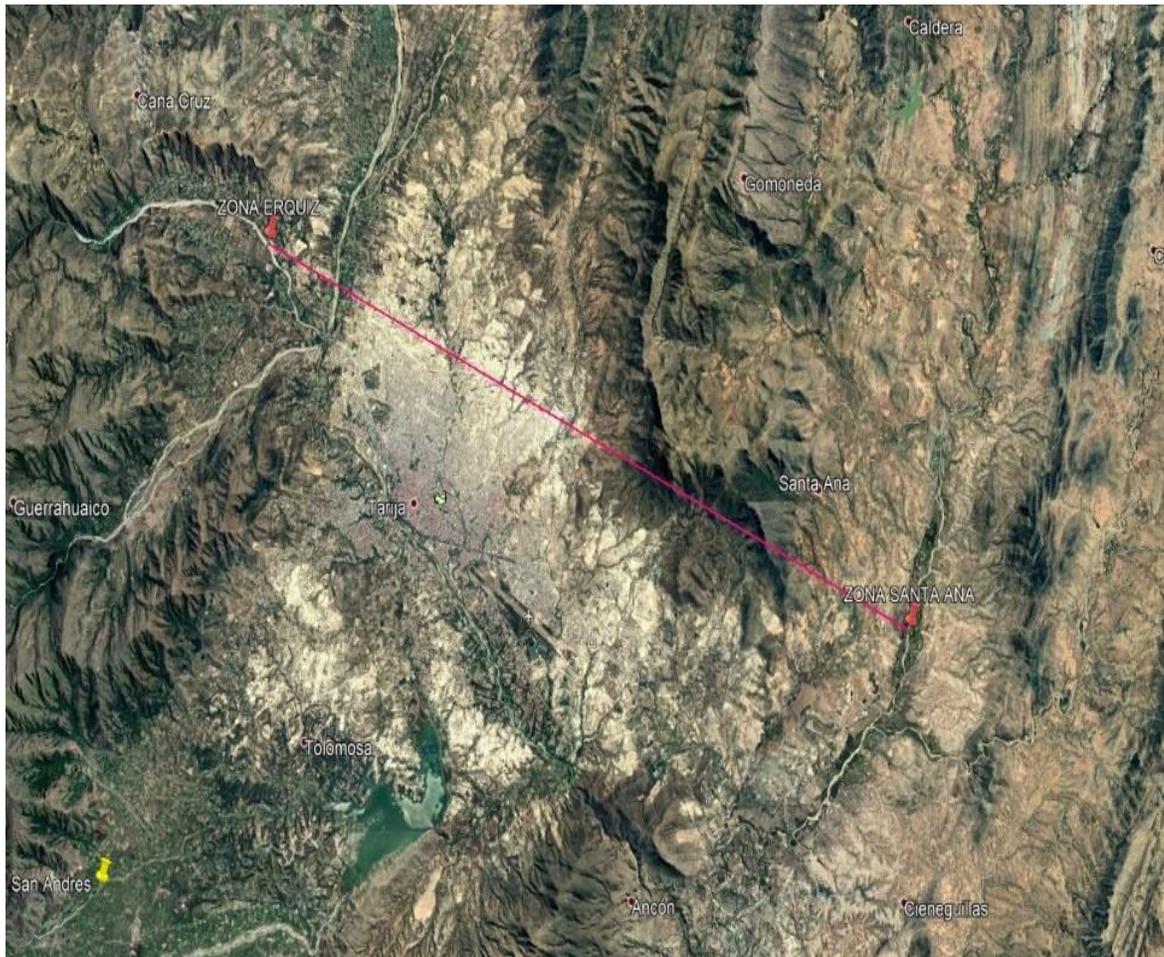
Para el relevamiento de información se acudiré a todo libro, manuales de laboratorio, artículos publicados por autores introducidos en el tema, pero sobre todo en las Normas tanto AASHTO como la ASTM, donde se indican los procedimientos de cómo llevar a cabo la muestra de suelos y sobre todo los ensayos de laboratorio que se deben realizar para obtener buenos resultados.

Para ello primeramente se debe identificar el tipo de suelo a ser estudiado en la presente investigación lo cual es la arena natural la que mayormente tenemos en la región están en los afluentes de la cuenca de sama o como su nombre en el lugar es el rio Erquiz como también tenemos la cuenca del rio Santa Ana.

3.2.1 Ubicación

Las muestras recolectadas para la investigación se hizo un muestreo no probabilístico, la técnica a usar será el muestreo causal o accidental donde estudiaremos dos zonas de estudio. Para así poder tener muestras diferentes de arenas naturales ya que existe una variedad dependiendo a la cuenca que le pertenece.

Fig. 3.1 Zonas de estudio para la extracción de muestras de arenas naturales.



Fuente: Elaboración propia.

3.2.2 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 son las siguientes coordenadas:

Latitud: $21^{\circ}28'46.98''S$

Longitud: $64^{\circ}46'39.89''O$

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



Fuente: Elaboración propia.

3.2.3 Zona Santa Ana

La zona de Santa Ana está ubicada en la provincia Cercado del departamento de Tarija, que limita al norte con la zona de Yesera, al sur con la zona el Valle de la Concepción al este con la zona de Gomoneda 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 son las siguientes coordenadas:

Latitud: 21°33'37.04"S

Longitud: 64°34'55.72"O.

Fig. 3.3 Imagen satelital de la zona de extracción de muestras en Santa Ana.



Fuente: Elaboración Propia.

3.3 CARACTERIZACIÓN DE LAS ZONAS

3.3.1 Zona Erquiz

La zona Erquiz caracterizada por tener áreas de cultivo en su gran mayoría la gente se dedica a la agricultura y la ganadería como también existen tres plantas seleccionadoras de material granular pertenecientes una al municipio de Méndez como también las otras dos a personas particulares, pero en el último tiempo la población fue creciendo siendo así un pueblo con mayor población y que está muy cerca de la zona urbana y como también por la cercanía a la ciudad de Tarija

3.3.2 Zona Santa Ana

La zona de Santa Ana es caracteriza por una zona productora vitivinícola en casi toda el área como también cuenta con seleccionadoras y chancadoras o trituradoras de áridos que

son utilizados para la construcción, también la zona se caracteriza por tener un observatorio astronómico público donde mucha gente viene a visitar.

3.3.3 Control y validación interna

3.3.3.1 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 Juarez Badillo y Rico Rodríguez.

El muestreo del suelo es tan importante como cualquier otro ensayo de una investigación, ya que por medio de esto 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.

3.4 EXTRACCIÓN DE MUESTRAS

3.4.1 Equipo

Para la recolección de muestra se utilizará los siguientes equipos:

Picota. - Instrumento que servirá 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 así poder mantener el contenido de 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 extraer en la zona de Erquiz.

Fig. 3.4 Observación visual de la muestra en la zona de Erquiz.



Fuente: Elaboración Propia.

Extracción de la muestra y colocadas en las bolsas de hule.

Fig. 3.5 Extracción de muestra zona Erquiz.



Fuente: Elaboración propia.

Fig. 3.6 Muestra lista para llevar al laboratorio.



Fuente: Elaboración propia.

3.4.2.2. Zona Santa Ana

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

Fig. 3.7 Inspección visual del área de extracción de áridos zona Santa Ana.



Fuente: Elaboración propia.

Fig. 3.8 Extracción del material granular zona Santa Ana.



Fuente: Elaboración propia.

Fig. 3.9 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, los diferentes estratos de suelos granulares y finos que se tiene dentro del valle central de Tarija como también la zona central de la ciudad, se los puede considerar como coluviales de deposición por erosión y muy poco del tipo aluvial debido a que el sistema de cuencas está compuesto por tres 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 maneja el suelo en su composición lo que conlleva a realizar controles exhaustivos de la humedad y su 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 suelos la misma es propia 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 puede encontrar estratos de ceniza volcánica que al no ser un material netamente geológico pues no llega a contener los parámetros de los suelos necesarios para caracterizarla como un suelo del tipo residual o del tipo laterítico.

Se puede 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 genero que a través del mismo se genere 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. (Fuente: Estudio de los parámetros de incidencia a la erosión en el valle central de Tarija, tesis de proyecto de grado U.A.J.M.S.).

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 de corte directo.

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 3.4 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 3.5 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, en donde se obtienen los pesos retenidos para luego realizar posteriores cálculos y la curva granulométrica, si bien se realiza una distribución de tamaños, esto no incide en la forma que puedas tener los granos de suelos, ya que el retener material en una malla se observa 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.

Granulometría muestra Santa Ana

Tabla 3.6 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 3.7 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.

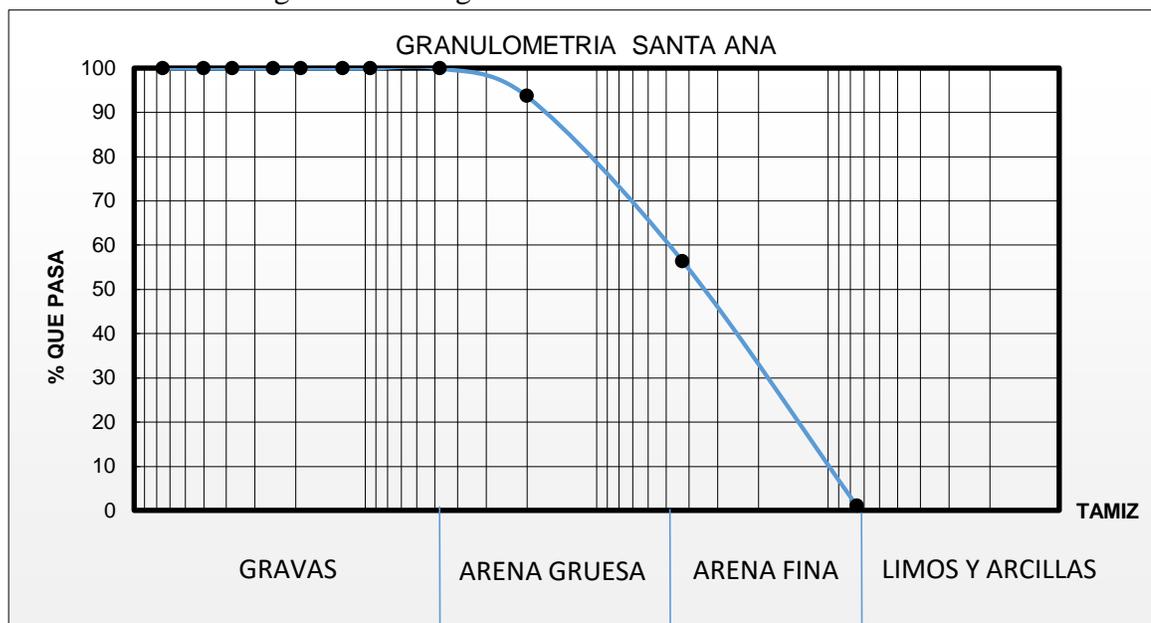
Tabla 3.8 Determinación del coeficiente de uniformidad y curvatura suelo Santa Ana.

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 muestra Santa Ana

Fig. 3.10 Curva granulométrica muestra Santa Ana.



Fuente: Elaboración propia.

Granulometría muestra Erquiz

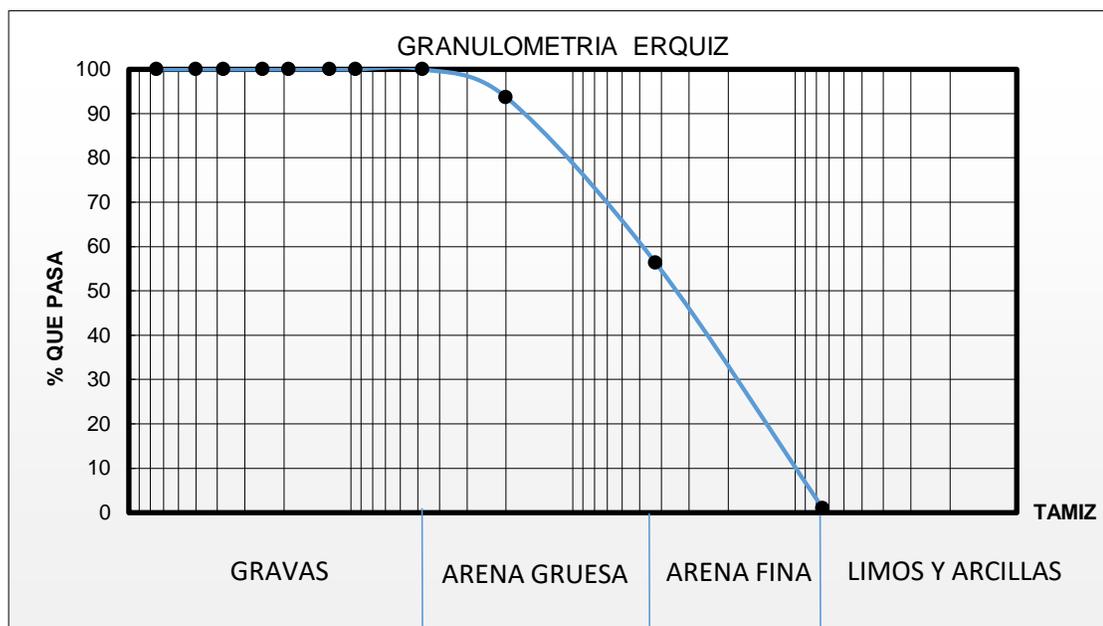
Tabla 3.9 Tabla análisis granulométrico muestra Erquiz.

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. 3.11 Curva granulométrica muestra Erquiz.



Fuente: Elaboración propia.

Tabla 3.10 Composición porcentual de las 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 3.11 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 3.12 Sistema Unificado de Clasificación 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
GRUESOS Suelos de partículas gruesas mas del 50% es retenido en la malla No. 200	Gravas limpias Menos del 5% pasa la malla No. 200	$Cu \geq 4$ y $1 \leq Cc \leq 3$	GW	Grava bien graduada
		$Cu < 4$ y $1 > Cc > 3$	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
	Gravas limpias y con finos Entre el 5 y 12% pasa 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 limpias Menos del 5% pasa la malla No. 200	$Cu \geq 6$ y $1 \leq Cc \leq 3$	SW	Arena bien graduada
		$Cu < 6$ y $1 > Cc > 3$	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	
FINOS Suelos de partículas finas El 50% o mas pasa la malla No. 200	Limos y arcillas Límite Líquido menor que 50	Inorgánicos $IP > 7$ y se grafica en la carta de plasticidad arriba de la línea "A"	CL	Arcilla de baja plasticidad
		Inorgánicos $IP < 4$ y se grafica en la carta de plasticidad abajo de la línea "A"	ML	Limo de baja plasticidad
	Limos y arcillas Límite Líquido mayor que 50	Orgánicos Límite líquido - secado al horno límite líquido - no secado < 0.75	OL	Arcilla orgánica Limo orgánico
		Inorgánicos $IP > 7$ y se grafica en la carta de plasticidad arriba de la línea "A"	CH	Arcilla de alta plasticidad
	Limos y arcillas Límite Líquido mayor que 50	Inorgánicos $IP < 4$ y se grafica en la carta de plasticidad abajo de la línea "A"	MH	Limo de alta plasticidad
		Orgánicos Límite líquido - secado al horno límite líquido - no secado < 0.75	OH	Arcilla orgánica Limo orgánica
Suelos altamente orgánicos	Principalmente materia orgánica de color oscuro	PT	Turba	

Fuente: Braja M. Das. (2003).

Clasificación de suelos

Tabla 3.13 Resumen de clasificación de suelos de las zonas estudiadas.

Muestra	Coefficiente Uniformidad	Coefficiente Curvatura	% Pasa N°200	Clasificación de Suelo (SUCS)	Descripción
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 suelo muestra Santa Ana

Clasificación SUCS: **SP**

Tabla 3.14 Calculo del peso específico zona Santa Ana.

Numero de ensayo	1	2	3	Promedio
Temperatura ensayada °C	30.00	20.00	16.00	21.67
Peso del suelo seco W_s (gr)	80.00	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	770.48
Peso específico (g/cm^3)	2.63	2.63	2.64	2.63
Factor de corrección (K)	0.99800	0.99960	1.00009	1.00
Peso específico corregido (g/cm^3)	2.63	2.63	2.64	2.63

Fuente: Elaboración propia

Peso específico = $2.63 g/cm^3$

3.7.4.2 Peso específico del suelo muestra Erquiz

Clasificación SUCS: **SW**

Tabla 3.15 Calculo del peso específico zona Erquiz.

Numero de ensayo	1	2	3	Promedio
Temperatura ensayada °C	26.00	23.00	16.00	21.67
Peso del suelo seco W_s (gr)	80.00	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	770.48
Peso específico (g/cm^3)	2.65	2.64	2.66	2.65
Factor de corrección (K)	0.99800	0.99960	1.00009	1.00
Peso específico corregido (g/cm^3)	2.65	2.65	2.66	2.65

Fuente: Elaboración propia.

Peso específico = 2.65 g/cm³

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 Santa Ana

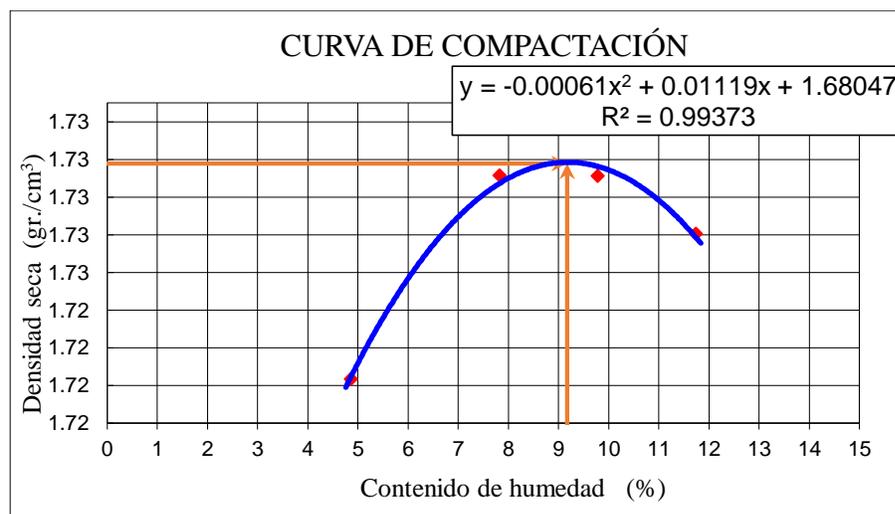
Clasificación SUCS: SP

Tabla 3.16 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
Capsulas N°	EFE12	1	1-1	C9 SUP
Peso suelo húmedo + capsula (gr)	73.38	62.70	62.70	103.30
Peso suelo seco + capsula (gr)	70.56	59.23	58.44	94.45
Peso del agua (gr)	2.82	3.47	4.26	8.85
Peso de la capsula (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. 3.13 Curva de compactación muestra Santa Ana.



Fuente: Elaboración propia.

Densidad máxima: 1.73 g/cm³

Humedad óptima: 9.17 %

3.7.5.2 Compactación estándar muestra Erquiz

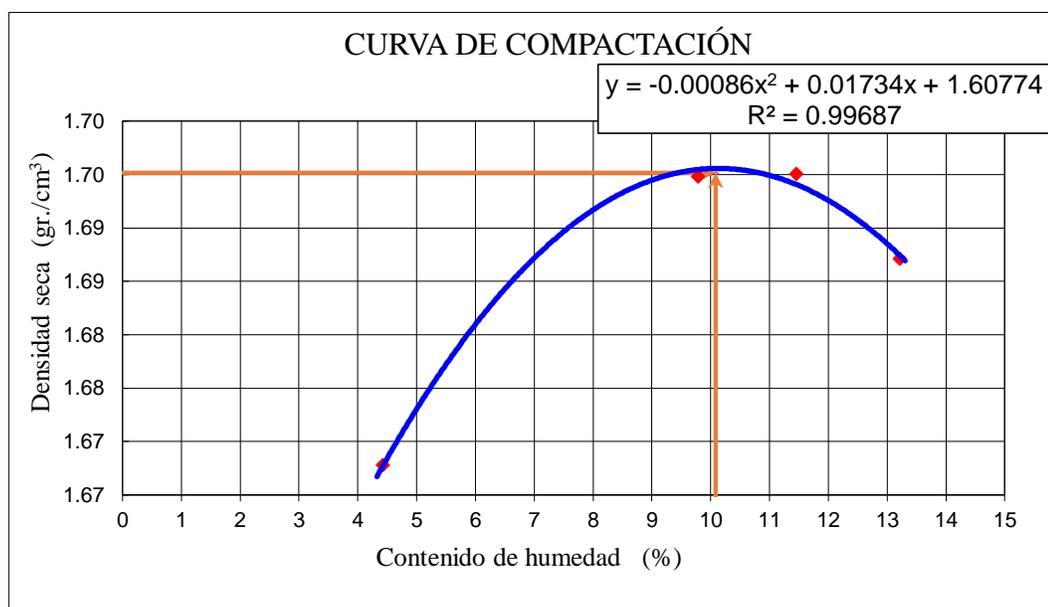
Clasificación SUCS: SW

Tabla 3.17 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
Capsulas N°	EFE12	1	9 1*	9 2*
Peso suelo húmedo +capsula (gr)	73.38	62.70	71.26	77.86
Peso suelo seco + capsula (gr)	70.80	58.44	65.78	70.87
Peso del agua (gr)	2.58	4.26	5.48	6.99
Peso de la capsula (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. 3.15 Curva de compactación muestra Erquiz.



Densidad máxima: 1.70 g/cm³

Humedad optima: 10.08 %

3.8 RESUMEN DE RESULTADOS DE CARACTERIZACIÓN

Tabla 3.18 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	
	%								
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 3.19 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. (%)
Santa Ana	2.63	1.73	9.17
Erquiz	2.65	1.70	10.08

Fuente: Elaboración propia.

CAPITULO IV

CÁLCULO Y TRATAMIENTO DE DATOS

4.1. DESARROLLO

Para poder cumplir con los objetivos mencionados en la presente tesis, se plantea la siguiente metodología la cual se llevará a cabo durante el trabajo de investigación.

- 1) Revisión bibliográfica se recopiló información de suelos necesaria para realizar los ensayos de laboratorio, confirmación con el laboratorio donde se realizarán las pruebas al material.
- 2) Los ensayos de resistencia cortante en laboratorio: los ensayos definidos para la investigación se efectuarán en las instalaciones del laboratorio de la Universidad Autónoma Juan Misael Saracho y en el programa ejecutivo de rehabilitación de tierras (TARIJA – PERTT), la cual 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 hacer un análisis estadístico, cálculos matemáticos y análisis técnico para la comparación de la variación de la resistencia al esfuerzo cortante en el ensayo corte directo y luego se elaboraron los gráficos mostrando la variabilidad de la resistencia a distintas velocidades, 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.

4.2. ENSAYOS DE CORTE

4.2.1. 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 dos muestras de arena cuyos lugares son: 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 previenen la sobrecarga del sistema de medición de carga. Cumple con Normas ASTM D-3080.

4.2.1.1.Preparación de las muestras remoldeadas para el ensayo de corte directo

Secar la muestra al aire.

Conocer los datos de humedad óptima para una densidad máxima.

Pesar el material y darle el porcentaje de humedad óptima para humedecer la muestra (humedad optima 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.

4.2.1.2.Introducción del espécimen en la recamara del ensayo de corte directo

Se introduce el espécimen en la recamara del aparato de corte directo.

Se colocan los pesos para el asentamiento del espécimen.

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

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

Se ajustan los tres deformímetros, el anillo que mide el esfuerzo del suelo, el deformímetro que mide la deformación del suelo, y el deformímetro 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 como velocidad mínima, 0.5 mm/min velocidad intermedia y 1 mm/min velocidad alta, todas las velocidades mencionadas son la que estudiaremos en la investigación que porcentaje llega a variar la resistencia al corte.

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.

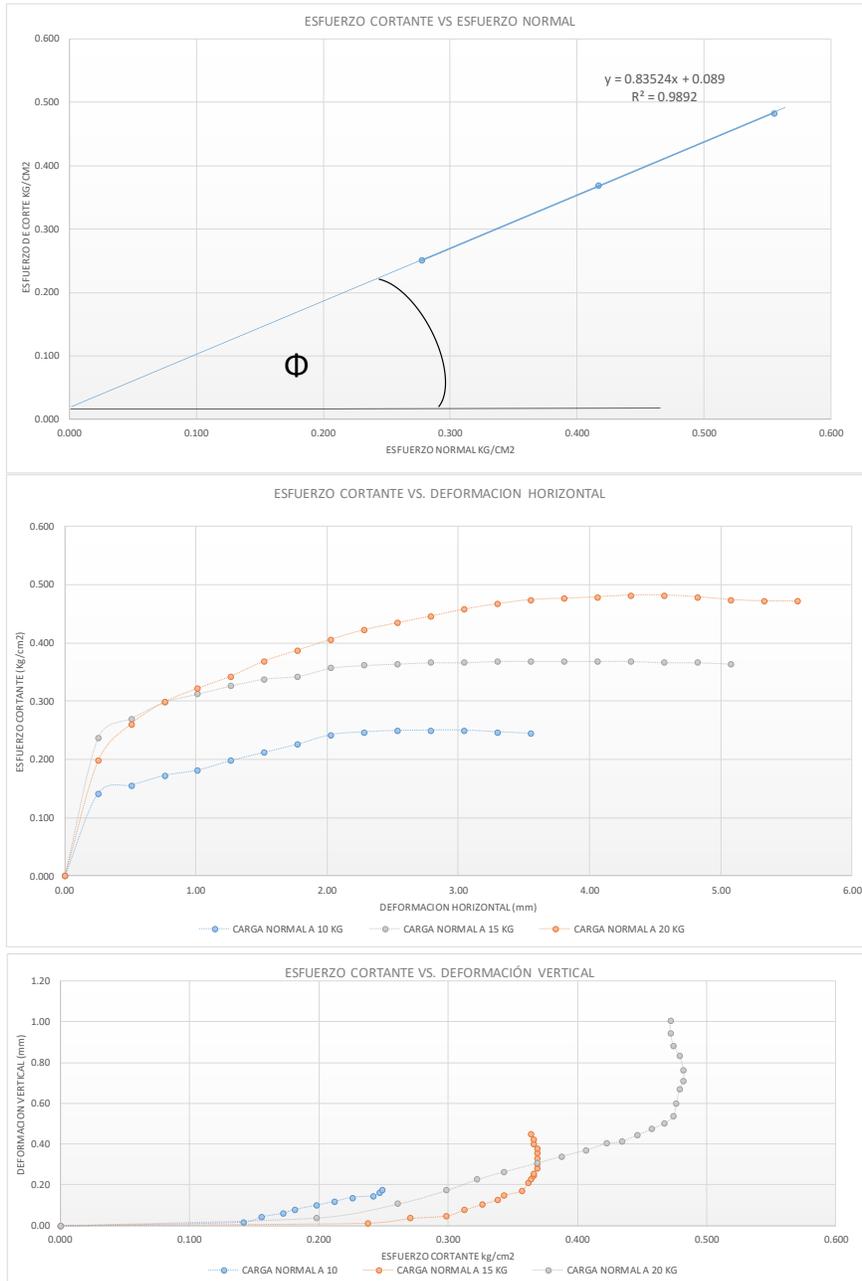
4.2.1.4. Graficas del ensayo de corte directo

Fig. 4.1 Graficas realizadas de los ensayos de corte directo (CD).

COHESIÓN Y ÁNGULO DE FRICCIÓN		
Proyecto: Análisis de los efectos que tiene la velocidad de carga horizontal en pruebas drenadas de corte directo sobre arenas saturada	Fecha: Noviembre	
Nº prueba 1 veloc: 1.0 mm/min	Laboratorista: Carla Fernanda Avila Cuellar	
Procedencia: Santa Ana Tarja	Identificación: Ensayo Corte Directo	

Esfuerzo Normal Kg/cm2	Esfuerzo de Corte Kg/cm2
0.278	0.250
0.417	0.369
0.556	0.482

COHESIÓN	Φ
0.09	39.87



Fuente: Elaboración propia.

4.2.1.5. Resultados de los ensayos de corte directo (CD)

Tabla 4.2 Resultados de los ensayos de corte directo a 2 mm/min de velocidad (CD).

Muestra	Clasificación del suelo SUCS	Humedad óptima. (%)	Corte directo CD		Corte directo CD	
			Cohesión (C)	Angulo de fricción Φ	esfuerzo máximo	esfuerzo cortante
Santa Ana	SP	9.17	0.05	34.05	0.556	0.425
	SP	9.17	0.05	33.85	0.556	0.423
	SP	9.17	0.04	33.85	0.556	0.413
	SP	9.17	0.05	33.87	0.556	0.423
	SP	9.17	0.03	33.58	0.556	0.399
	SP	9.17	0.03	34.02	0.556	0.405
	SP	9.17	0.03	34.16	0.556	0.407
	SP	9.17	0.05	34.17	0.556	0.427
	SP	9.17	0.09	34.37	0.556	0.470
Erquiz	SW	10.08	0.05	37.57	0.556	0.477
	SW	10.08	0.09	37.61	0.556	0.518
	SW	10.08	0.03	37.56	0.556	0.457
	SW	10.08	0.07	36.97	0.556	0.488
	SW	10.08	0.03	37.31	0.556	0.453
	SW	10.08	0.03	37.23	0.556	0.452
	SW	10.08	0.06	37.33	0.556	0.484
	SW	10.08	0.09	37.83	0.556	0.521
	SW	10.08	0.09	37.68	0.556	0.519

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 4.3 Resultados de los ensayos de corte directo a 0.5 mm/min de velocidad (CD).

Muestra	Clasificación de suelos SUCS	Humedad óptima (%)	Corte directo CD		Corte directo CD	
			Cohesión (C)	Angulo de fricción Φ	esfuerzo máximo	esfuerzo cortante
Santa Ana	SP	9.17	0.09	36.15	0.556	0.496
	SP	9.17	0.07	37.85	0.556	0.502
	SP	9.17	0.09	38.1	0.556	0.526
	SP	9.17	0.08	36.45	0.556	0.490
	SP	9.17	0.06	37.68	0.556	0.489
	SP	9.17	0.06	37.02	0.556	0.479
	SP	9.17	0.01	36.53	0.556	0.422
	SP	9.17	0.06	37.36	0.556	0.484
	SP	9.17	0.09	38.03	0.556	0.525
Erquiz	SW	10.08	0.05	40.87	0.556	0.531
	SW	10.08	0.03	40.74	0.556	0.509
	SW	10.08	0.03	39.12	0.556	0.482
	SW	10.08	0.06	39.56	0.556	0.519
	SW	10.08	0.03	40.25	0.556	0.500
	SW	10.08	0.03	40.1	0.556	0.498
	SW	10.08	0.06	40.36	0.556	0.532
	SW	10.08	0.09	38.59	0.556	0.533
	SW	10.08	0.08	39.79	0.556	0.543

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 4.4 Resultados de los ensayos de corte directo a 1.0 mm/min de velocidad (CD).

Muestra	Clasificación de suelos SUCS	Humedad óptima (%)	Corte directo CD		Corte directo CD	
			Cohesión (C)	Angulo de fricción Φ	esfuerzo máximo	esfuerzo cortante
Santa Ana	SP	9.17	0.09	39.87	0.556	0.554
	SP	9.17	0.07	39.72	0.556	0.532
	SP	9.17	0.09	39.13	0.556	0.542
	SP	9.17	0.08	39.32	0.556	0.535
	SP	9.17	0.06	38.85	0.556	0.507
	SP	9.17	0.06	40.08	0.556	0.527
	SP	9.17	0.01	40.51	0.556	0.485
	SP	9.17	0.06	40.2	0.556	0.529
	SP	9.17	0.09	40.9	0.556	0.571
Erquiz	SW	10.08	0.05	41.34	0.556	0.539
	SW	10.08	0.03	41.19	0.556	0.516
	SW	10.08	0.03	41.58	0.556	0.523
	SW	10.08	0.06	39.48	0.556	0.518
	SW	10.08	0.03	40.65	0.556	0.507
	SW	10.08	0.03	39.68	0.556	0.491
	SW	10.08	0.06	40.24	0.556	0.530
	SW	10.08	0.09	41.85	0.556	0.588
	SW	10.08	0.08	41.83	0.556	0.577

Fuente: Elaboración propia.

4.3. ANÁLISIS DE RESULTADOS

4.3.1. Análisis de resultados de la velocidad de carga en el ensayo de corte directo

4.3.1.1. Análisis estadístico

4.3.1.2. Estadística descriptiva

Se analizará las medidas de tendencial central para cada muestra.

Tabla 4.5 Muestra Santa Ana a 0.2 mm/min.

Santa Ana Esfuerzo Cortante	
Media	0.42133333
Error típico	0.00693221
Mediana	0.423
Desviación estándar	0.02079663
Varianza de la muestra	0.0004325
Curtosis	3.98845267
Coefficiente de asimetría	1.72398553
Rango	0.071
Mínimo	0.399
Máximo	0.47
Suma	3.792
Cuenta	9

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 4.6 Muestra Santa Ana a 0.5 mm/min.

Santa Ana Esfuerzo Cortante	
Media	0.49033333
Error típico	0.01019395
Mediana	0.49
Desviación estándar	0.03058186
Varianza de la muestra	0.00093525
Curtosis	3.05489854
Coefficiente de asimetría	-1.30354846
Rango	0.104
Mínimo	0.422
Máximo	0.526
Suma	4.413
Cuenta	9

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 4.7 Muestra Santa Ana a 1 mm/min.

Santa Ana Esfuerzo Cortante	
Media (μ_o)	0.53133333
Error típico	0.00831498
Mediana	0.532
Desviación estándar (σ)	0.02494494
Varianza de la muestra	0.00062225
Curtosis	0.76395944
Coefficiente de asimetría	-0.40015353
Rango	0.086
Mínimo	0.485
Máximo	0.571
Suma	4.782
Numero de datos (n)	9

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 4.8 Muestra Erquiz a 0.2 mm/min.

Erquiz Esfuerzo Cortante	
Media (μ_o)	0.48544444
Error típico	0.00950893
Mediana	0.484
Desviación estándar (σ)	0.02852679
Varianza de la muestra	0.00081378
Curtosis	-1.73676851
Coefficiente de asimetría	0.15281128
Rango	0.069
Mínimo	0.452
Máximo	0.521
Suma	4.369
Numero de datos (n)	9

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 4.9 Muestra Erquiz a 0.5 mm/min.

Erquiz Esfuerzo Cortante	
Media (μ_o)	0.51633333
Error típico	0.00676182
Mediana	0.519
Desviación estándar (σ)	0.02028546
Varianza de la muestra	0.0004115
Curtosis	-0.98704048
Coefficiente de asimetría	-0.3999502
Rango	0.061
Mínimo	0.482
Máximo	0.543
Suma	4.647
Numero de datos (n)	9

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 4.10 Muestra Erquiz a 1 mm/min.

Erquiz Esfuerzo Cortante	
Media (μ_o)	0.53211111
Error típico	0.01057571
Mediana	0.523
Desviación estándar (σ)	0.03172714
Varianza de la muestra	0.00100661
Curtosis	-0.02796794
Coefficiente de asimetría	0.86693877
Rango	0.097
Mínimo	0.491
Máximo	0.588
Suma	4.789
Numero de datos (n)	9

Fuente: Elaboración propia.

Prueba de hipótesis**Santa Ana velocidad 0.2 y 0.5 mm/min**

$$H_0 ; \mu < \mu_o$$

$$H ; \mu > \mu_o$$

Hipótesis nula (H_0) = No mejorara la resistencia cortante al incrementar la velocidad de carga horizontal.

Hipótesis alternativa (H_1) = Si mejorara la resistencia cortante al incrementar la velocidad de carga horizontal.

μ_o . = Media de la resistencia a una velocidad mayor

μ . = Media de la resistencia a una velocidad menor

Datos para la estadística descriptiva

$$\mu_o = 0.490$$

$$\mu = 0.421$$

$$\sigma = 0.021$$

$$gl = N-1 = 9-1 = 8$$

de tabla

$$Z_t = 1.86$$

Nivel de significancia

Se trabajó con un nivel de confianza de 95%, y se obtuvo un nivel de significancia de 5%, es decir $\alpha=0.05$.

Estadística de prueba con $n < 30$ datos y con σ conocida

$$Z_C = \frac{\mu - \mu_o}{\frac{\sigma}{\sqrt{n}}}$$

$$Z_C = \frac{0.421 - 0.490}{\frac{0.021}{\sqrt{9}}}$$

$$Z_C = |- 9.85|$$

$$Z_c = 9.85$$

$$Z_t = 1.86$$

Como $Z_c > Z_t$ entonces se rechaza la hipótesis nula H_u y se acepta la hipótesis alternativa H_1 con un nivel de significancia del 5 %.

Santa Ana velocidad 0.5 y 1 mm/min

$$H_o ; \mu < \mu_o$$

$$H ; \mu > \mu_o$$

Hipótesis nula (H_0) = No mejorara la resistencia cortante al incrementar la velocidad de carga horizontal.

Hipótesis alternativa (H_1) = Si mejorara la resistencia cortante al incrementar la velocidad de carga horizontal.

μ_0 = Media de la resistencia a una velocidad mayor

μ = Media de la resistencia a una velocidad menor

Datos para la estadística descriptiva

$$\mu_0 = 0.531$$

$$\mu = 0.490$$

$$\sigma = 0.0306$$

$$gl = N - 1 = 9 - 1 = 8$$

de tabla

$$Z_t = 1.86$$

Nivel de significancia

Se trabajó con un nivel de confianza de 95%, y se obtuvo un nivel de significancia de 5%, es decir $\alpha = 0.05$.

Estadística de prueba con $n < 30$ datos y con σ conocida

$$Z_C = \frac{\mu - \mu_0}{\frac{\sigma}{\sqrt{n}}}$$

$$Z_C = \frac{0.490 - 0.531}{\frac{0.0306}{\sqrt{9}}}$$

$$Z_C = |-4.01|$$

$$4.01 > 1.86$$

Como $Z_c > Z_t$ entonces se rechaza la hipótesis nula H_0 y se acepta la hipótesis alternativa H_1 con un nivel de significancia del 5 %.

Prueba de hipótesis

Santa Ana velocidad 0.2 y 1 mm/min

$$H_0 ; \mu < \mu_0$$

$$H; \mu > \mu_0$$

Hipótesis nula (H_0). = No mejorara la resistencia cortante al incrementar la velocidad de carga horizontal.

Hipótesis alternativa (H_1). = Si mejorara la resistencia cortante al incrementar la velocidad de carga horizontal.

μ_0 = Media de la resistencia a una velocidad mayor

μ = Media de la resistencia a una velocidad menor

Datos para la estadística descriptiva

$$\mu_0 = 0.531$$

$$\mu = 0.421$$

$$\sigma = 0.0208$$

$$gl = N - 1 = 9 - 1 = 8$$

de tabla

$$Z_t = 1.86$$

Nivel de significancia

Se trabajó con un nivel de confianza de 95%, y se obtuvo un nivel de significancia de 5%, es decir $\alpha = 0.05$.

Estadística de prueba con $n < 30$ datos y con σ conocida

$$Z_c = \frac{\mu - \mu_0}{\frac{\sigma}{\sqrt{n}}}$$

$$Z_c = \frac{0.421 - 0.531}{\frac{0.0208}{\sqrt{9}}}$$

$$Z_c = |-15.86|$$

$$Z_c = 15.86$$

$$Z_t = 1.86$$

Como $Z_c > Z_t$ entonces se rechaza la hipótesis nula H_0 y se acepta la hipótesis alternativa H_1 con un nivel de significancia del 5 %.

Prueba de hipótesis**Erquiz velocidad 0.2 y 0.5 mm/min**

$$H_0 ; \mu < \mu_0$$

$$H ; \mu > \mu_0$$

Hipótesis nula (H_0). = No mejorara la resistencia cortante al incrementar la velocidad de carga horizontal.

Hipótesis alternativa (H_1). = Si mejorara la resistencia cortante al incrementar la velocidad de carga horizontal.

μ_0 . = Media de la resistencia a una velocidad mayor

μ . = Media de la resistencia a una velocidad menor

Datos para la estadística descriptiva

$$\mu_0 = 0.516$$

$$\mu = 0.485$$

$$\sigma = 0.0285$$

$$gl = N - 1 = 9 - 1 = 8$$

de tabla

$$Z_t = 1.86$$

Nivel de significancia

Se trabajó con un nivel de confianza de 95%, y se obtuvo un nivel de significancia de 5%, es decir $\alpha = 0.05$.

Estadística de prueba con $n < 30$ datos y con σ conocida

$$Z_c = \frac{\mu - \mu_0}{\frac{\sigma}{\sqrt{n}}}$$

$$Z_c = \frac{0.485 - 0.516}{\frac{0.0285}{\sqrt{9}}}$$

$$Z_c = |-4.471|$$

$$Z_c = 4.471$$

$$Z_t = 1.86$$

Como $Z_c > Z_t$ entonces se rechaza la hipótesis nula H_0 y se acepta la hipótesis alternativa H_1 con un nivel de significancia del 5 %.

Erquiz velocidad 0.5 y 1 mm/min

$$H_0 ; \mu < \mu_0$$

$$H ; \mu > \mu_0$$

Hipótesis nula (H_0) = No mejorara la resistencia cortante al incrementar la velocidad de carga horizontal.

Hipótesis alternativa (H_1) = Si mejorara la resistencia cortante al incrementar la velocidad de carga horizontal.

μ_0 . = media de la resistencia a una velocidad mayor

μ . = media de la resistencia a una velocidad menor

Datos para la estadística descriptiva

$$\mu_0 = 0.532$$

$$\mu = 0.516$$

$$\sigma = 0.0203$$

$$gl = N-1 = 9-1 = 8$$

de tabla

$$Z_t = 1.86$$

Nivel de significancia

Se trabajó con un nivel de confianza de 95%, y se obtuvo un nivel de significancia de 5%, es decir $\alpha=0.05$.

Estadística de prueba con $n < 30$ datos y con σ conocida

$$Z_C = \frac{\mu - \mu_0}{\frac{\sigma}{\sqrt{n}}}$$

$$Z_C = \frac{0.516 - 0.532}{\frac{0.0203}{\sqrt{9}}}$$

$$Z_c = |-2.364|$$

$$Z_c = 2.364$$

$$Z_t = 1.86$$

Como $Z_c > Z_t$ entonces se rechaza la hipótesis nula H_0 y se acepta la hipótesis alternativa H_1 con un nivel de significancia del 5 %.

Erquiz velocidad 0.2 y 1 mm/min

$$H_0 ; \mu < \mu_0$$

$$H_1 ; \mu > \mu_0$$

Hipótesis nula (H_0). = No mejorara la resistencia cortante al incrementar la velocidad de carga horizontal.

Hipótesis alternativa (H_1). = Si mejorara la resistencia cortante al incrementar la velocidad de carga horizontal.

μ_0 = Media de la resistencia a una velocidad mayor

μ . = Media de la resistencia a una velocidad menor

Datos para la estadística descriptiva

$$\mu_0 = 0.532$$

$$\mu = 0.485$$

$$\sigma = 0.0285$$

$$gl = N-1 = 9-1 = 8$$

de tabla

$$Z_t = 1.86$$

Nivel de significancia

Se trabajó con un nivel de confianza de 95%, y se obtuvo un nivel de significancia de 5%, es decir $\alpha=0.05$.

Estadística de prueba con $n < 30$ datos y con σ conocida

$$Z_c = \frac{\mu - \mu_0}{\frac{\sigma}{\sqrt{n}}}$$

$$Z_c = \frac{0.485 - 0.532}{\frac{0.0285}{\sqrt{9}}}$$

$$Z_c = |-4.947|$$

$$Z_c = 4.947$$

$$Z_t = 1.86$$

Como $Z_c > Z_t$ entonces se rechaza la hipótesis nula H_0 y se acepta la hipótesis alternativa H_1 con un nivel de significancia del 5 %.

4.2.1.4 Análisis de resultados del ángulo de fricción en el ensayo de corte directo

Los ángulos de fricción obtenidos de la máquina de corte directo varían dependiendo de la velocidad de carga aplicada horizontal, estos resultados se deben 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 versátiles, el principal parámetro es la velocidad horizontal y las que hacen que difieran los resultados del ángulo de fricción son las 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.

4.4. COMPARACIÓN DE RESULTADOS

En los siguientes cuadros podemos observar la diferencia que existe de un ensayo en comparación al otro en cuanto a la velocidad de aplicación de carga.

Tabla 4.11 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	Corte directo
Φ (0.2mm/min)	Φ (0.5 mm/min)
37.45	39.93
Diferencia °	2.48
Porcentaje %	7.65

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 4.12 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	Corte directo
Φ (0.2mm/min)	Φ (1.0 mm/min)
37.45	40.87
Diferencia °	3.42
Porcentaje %	5.23

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 4.13 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	Corte directo
Φ (0.5mm/min)	Φ (1.0 mm/min)
39.93	40.87
Diferencia °	0.94
Porcentaje %	1.65

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 4.14 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	Corte directo
Φ (0.2mm/min)	Φ (0.5 mm/min)
33.99	37.24
Diferencia °	3.25
Porcentaje %	10.56

Fuente: Elaboración propia

Tabla 4.15 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	Corte directo
Φ (0.2 mm/min)	Φ (1.0 mm/min)
33.99	39.84
Diferencia °	5.85
Porcentaje %	15.36

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 4.16 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	Corte directo
Φ (0.5mm/min)	Φ (1.0 mm/min)
37.24	39.84
Diferencia °	2.6
Porcentaje %	5.41

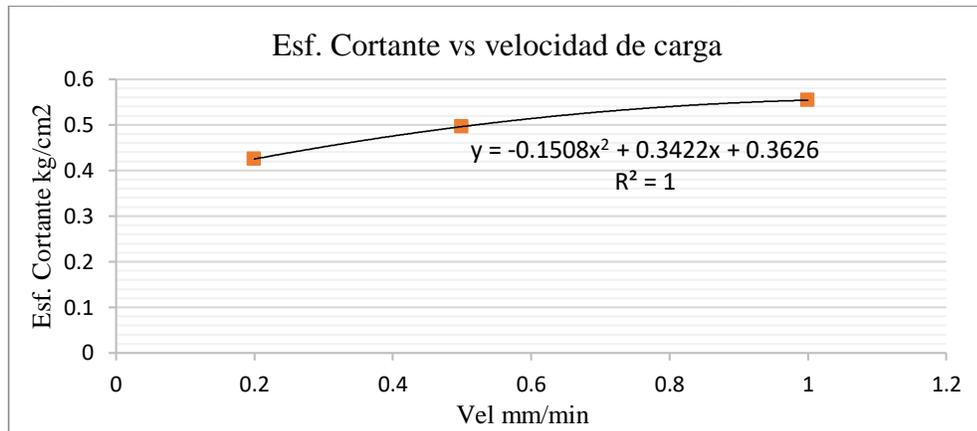
Fuente: Elaboración propia.

4.5. RELACIÓN DE VARIABILIDAD DE LA VELOCIDAD DE CARGA

Clasificación de suelos: **SP**

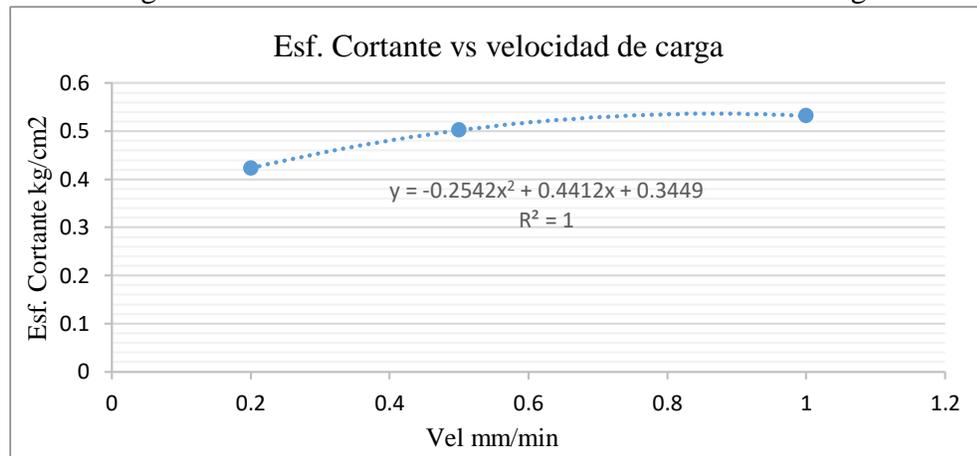
Muestra: **Santa Ana** Condición de ensayo: **Consolidado drenado (CD)**

Fig. 4.2 Relación de esfuerzo cortante vs velocidad de aplicación de carga.



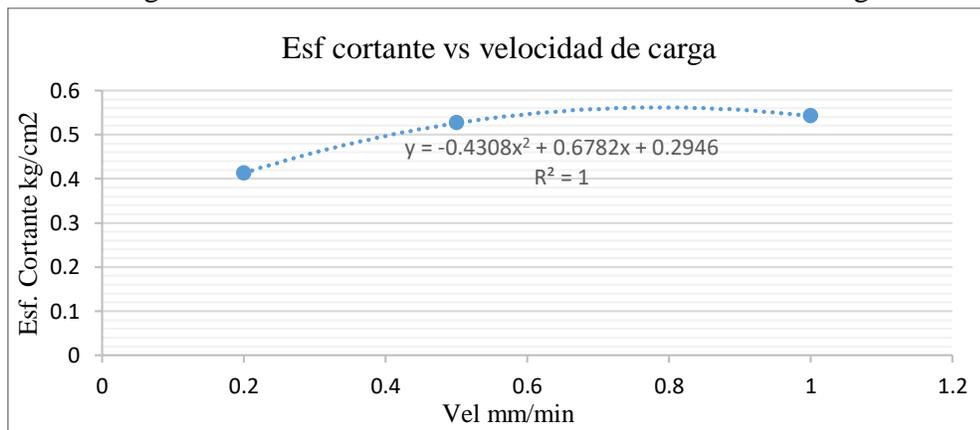
Fuente: Elaboración propia.

Fig. 4.3 Relación de esfuerzo cortante vs velocidad de carga



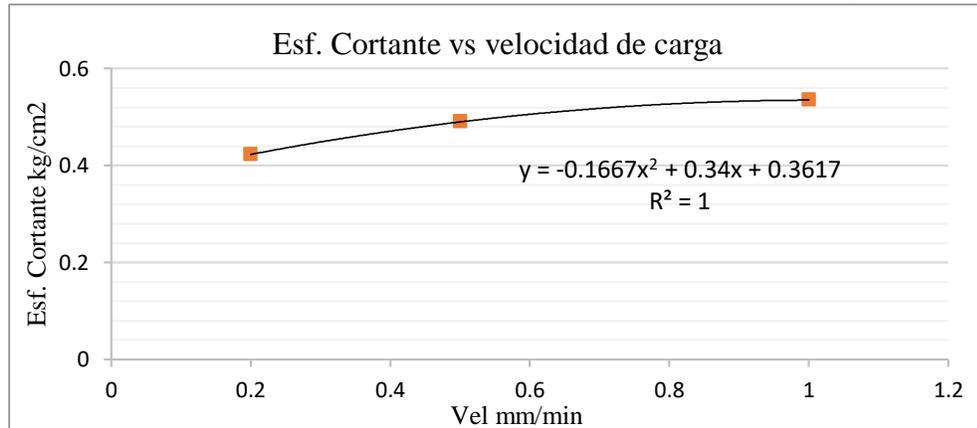
Fuente: Elaboración propia.

Fig. 4.4 Relación de esfuerzo cortante vs velocidad de carga



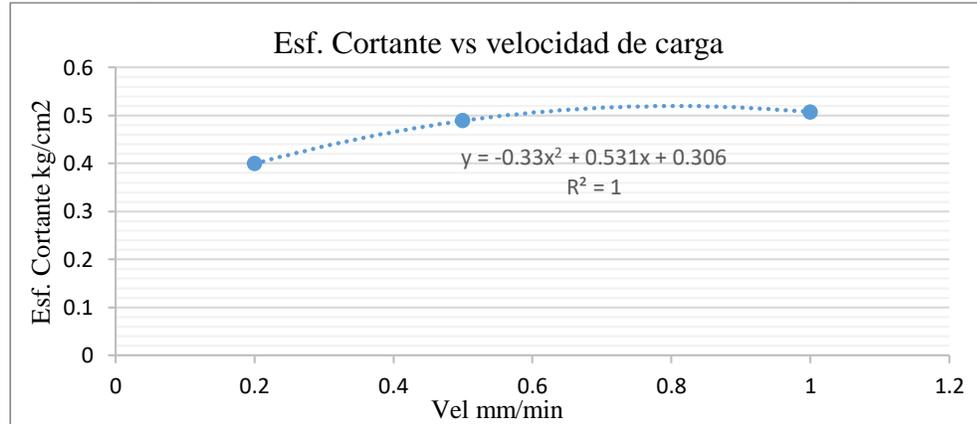
Fuente: Elaboración propia.

Fig. 4.5 Relación de esfuerzo cortante vs velocidad de carga.



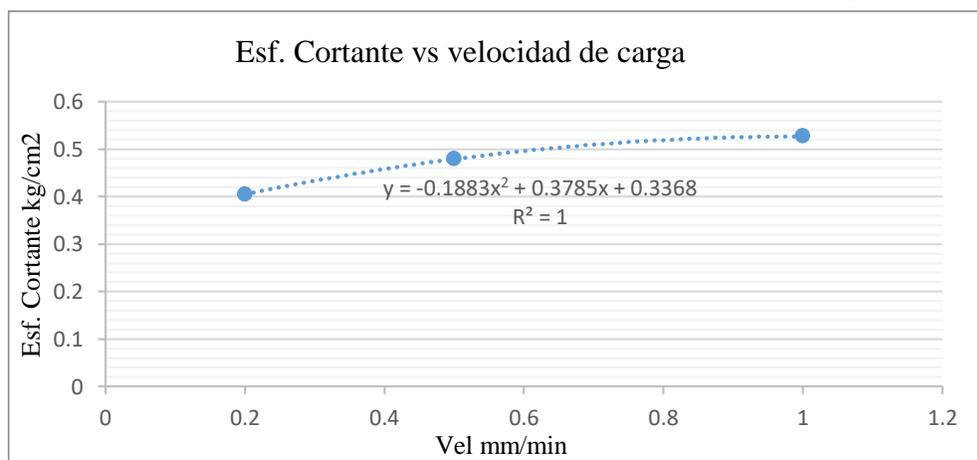
Fuente: Elaboración propia.

Fig. 4.6 Relación de esfuerzo cortante vs velocidad de carga.



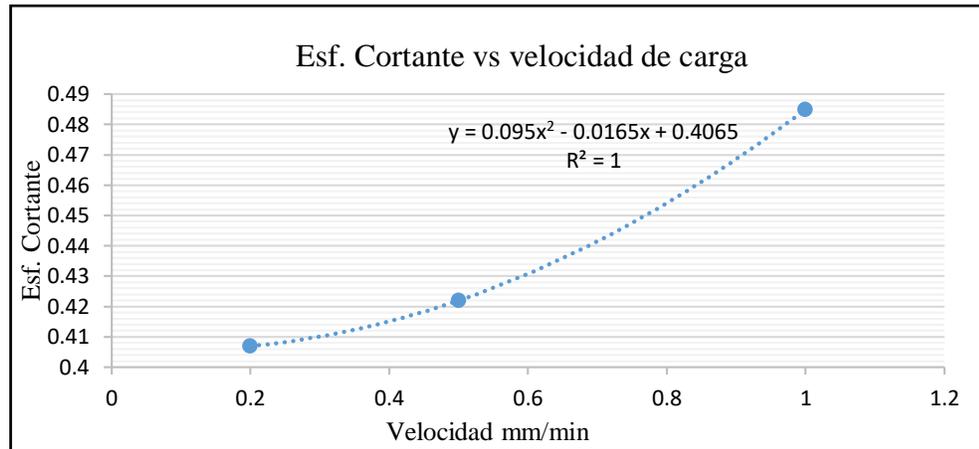
Fuente: Elaboración propia.

Fig. 4.7 Relación de esfuerzo cortante vs velocidad de carga.



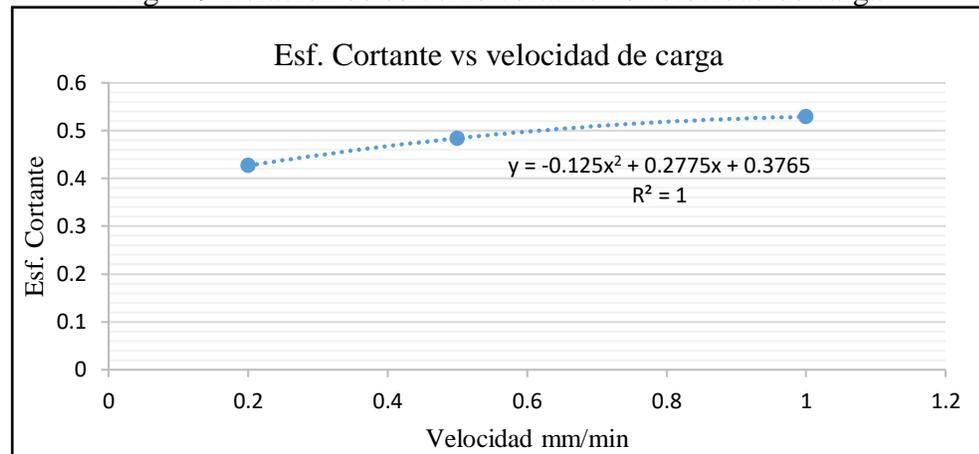
Fuente: Elaboración propia.

Fig. 4.8 Relación de esfuerzo cortante vs velocidad de carga.



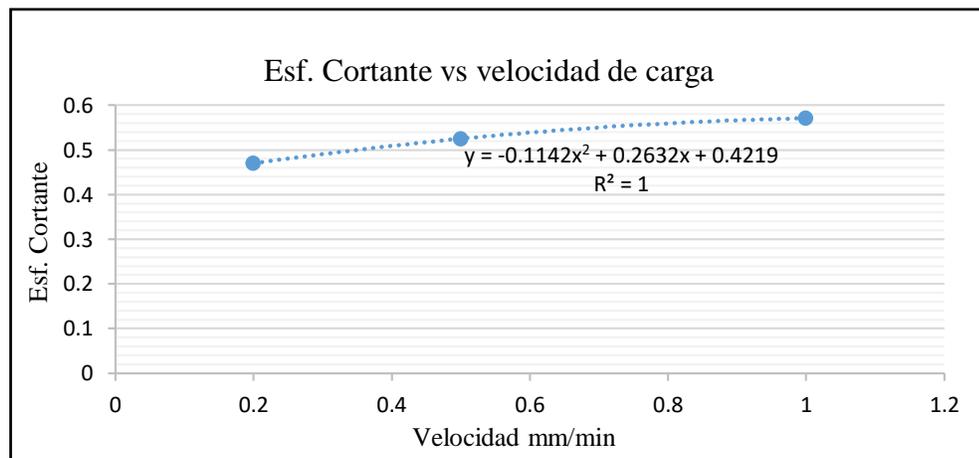
Fuente: Elaboración propia.

Fig. 4.9 Relación de esfuerzo cortante vs velocidad de carga



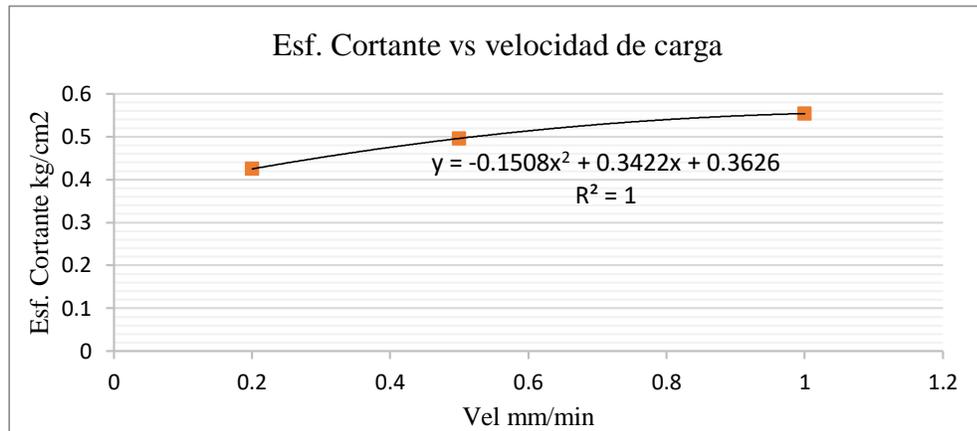
Fuente: Elaboración propia.

Fig. 4.10 Relación de esfuerzo cortante vs velocidad de carga



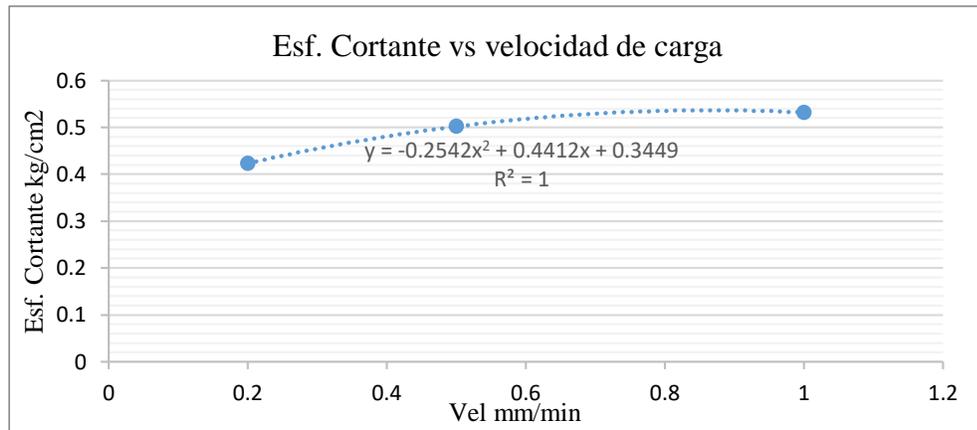
Fuente: Elaboración propia.

Fig. 4.11 Relación de esfuerzo cortante vs velocidad de carga



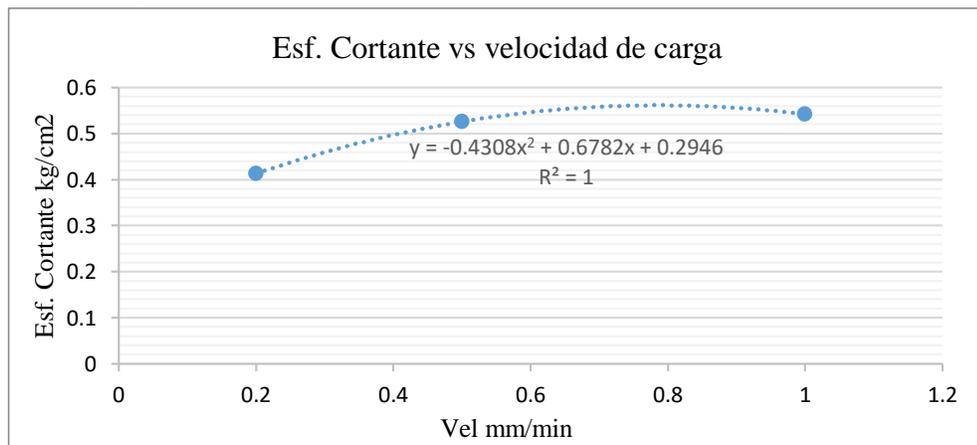
Fuente: Elaboración propia.

Fig. 4.12 Relación de esfuerzo cortante vs velocidad de carga



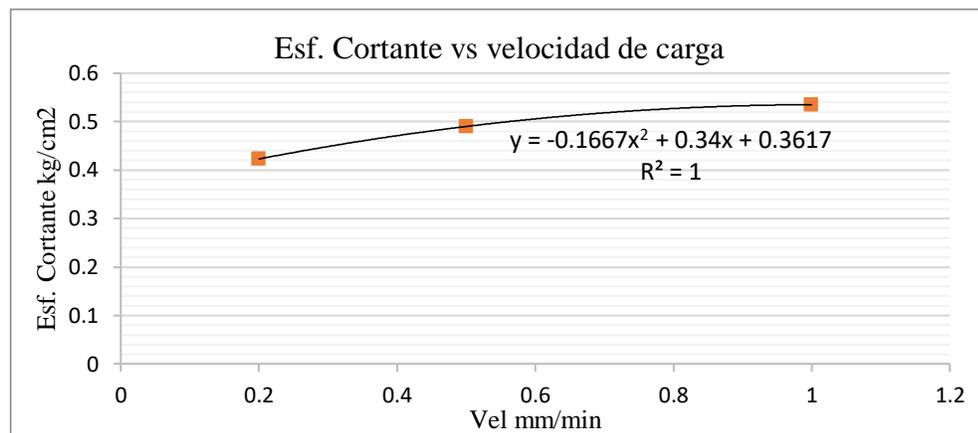
Fuente: Elaboración propia.

Fig. 4.13 Relación de esfuerzo cortante vs velocidad de carga



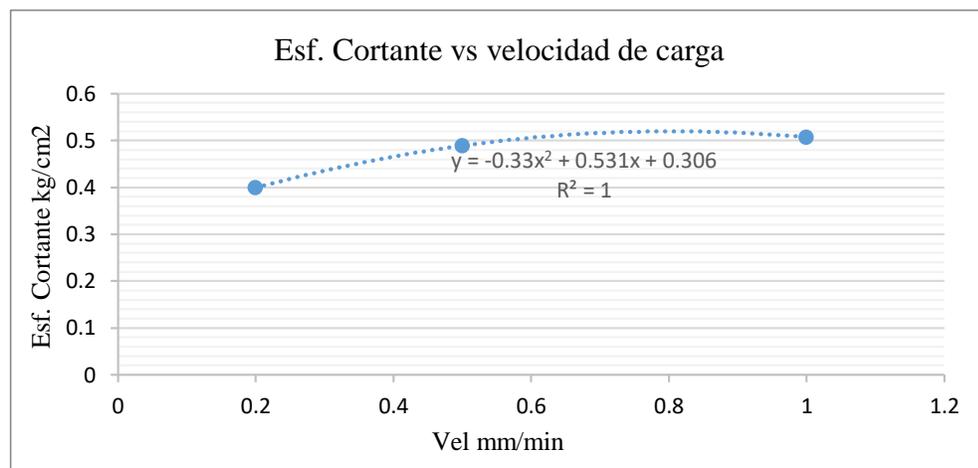
Fuente: Elaboración propia.

Fig. 4.14 Relación de esfuerzo cortante vs velocidad de carga



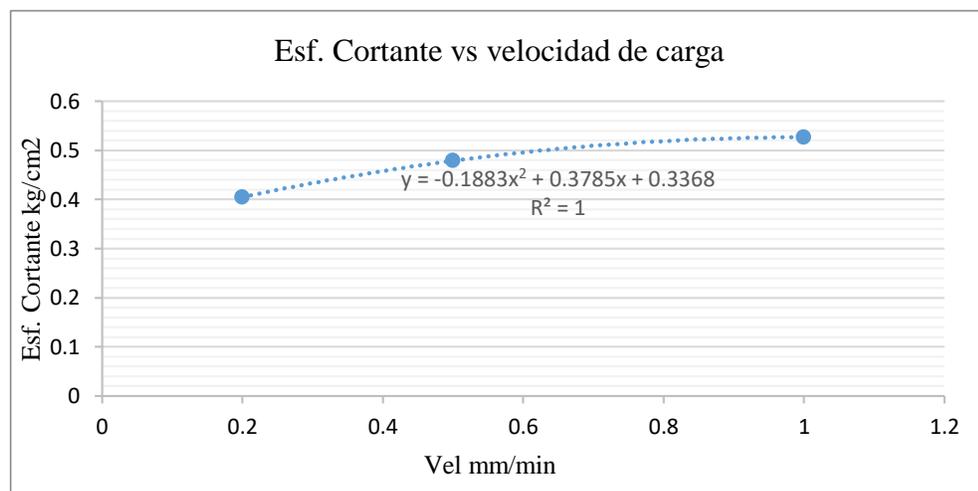
Fuente: Elaboración propia.

Fig. 4.15 Relación de esfuerzo cortante vs velocidad de carga



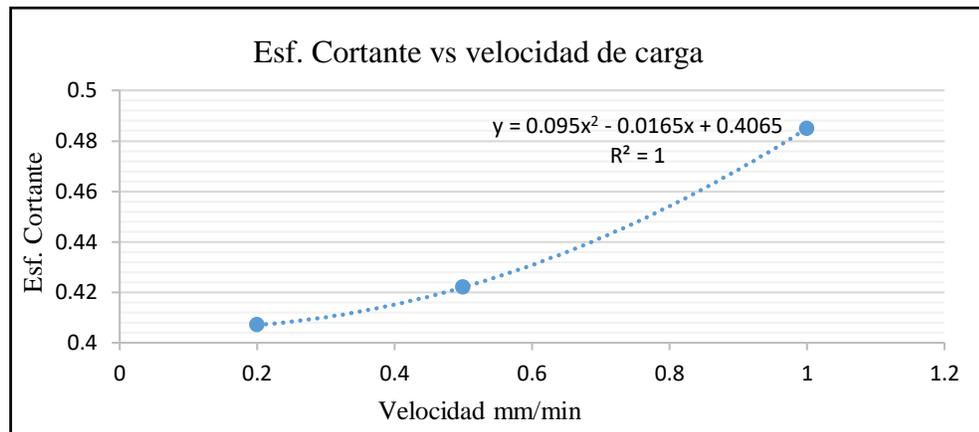
Fuente: Elaboración propia.

Fig. 4.16 Relación de esfuerzo cortante vs velocidad de carga



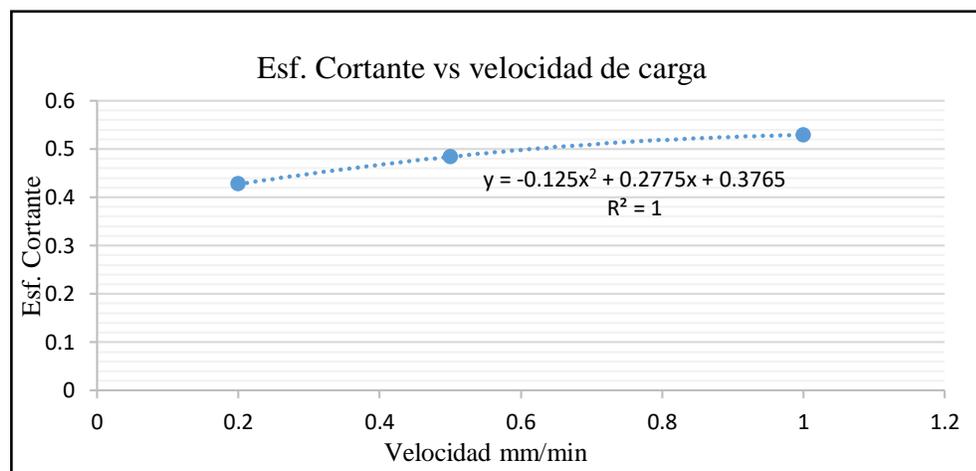
Fuente: Elaboración propia.

Fig. 4.17 Relación de esfuerzo cortante vs velocidad de carga



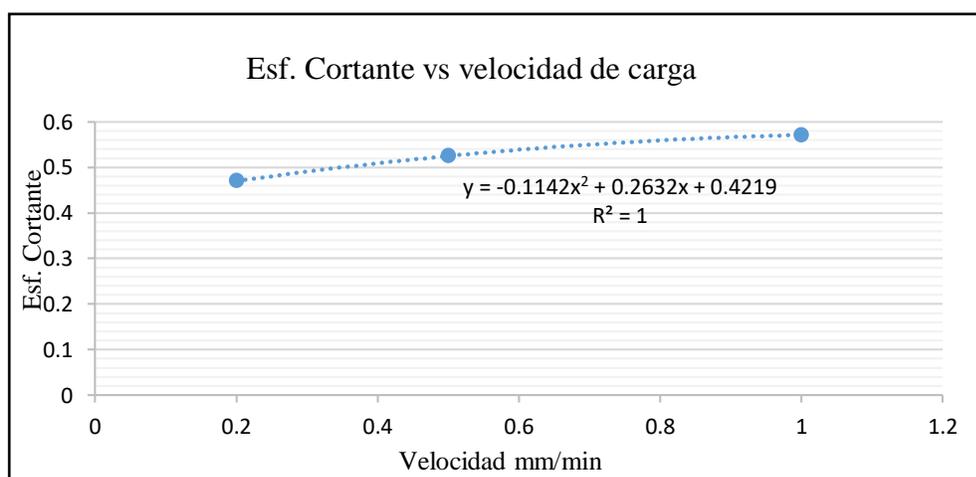
Fuente: Elaboración propia.

Fig. 4.18 Relación de esfuerzo cortante vs velocidad de carga



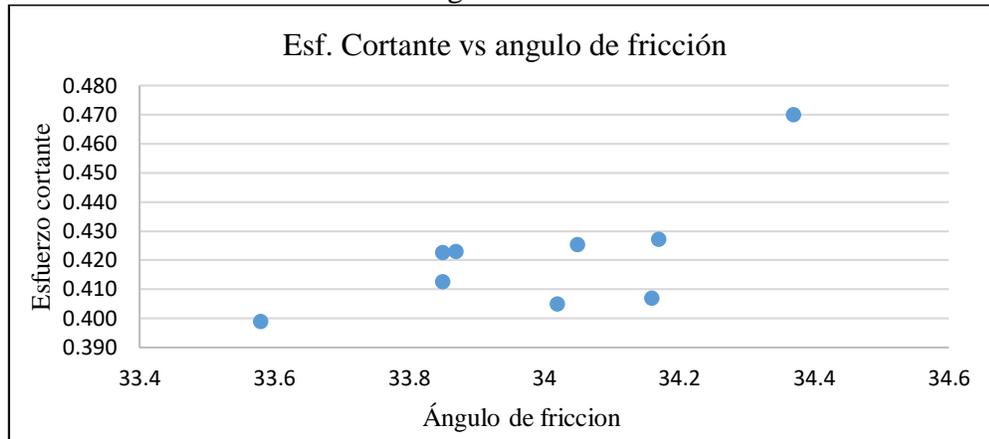
Fuente: Elaboración propia.

Fig. 4.19 Relación de esfuerzo cortante vs velocidad de carga



Fuente: Elaboración propia.

Fig. 4.20 Relación de esfuerzo cortante vs ángulo de fricción a velocidad de aplicación de carga 0.2 mm/min



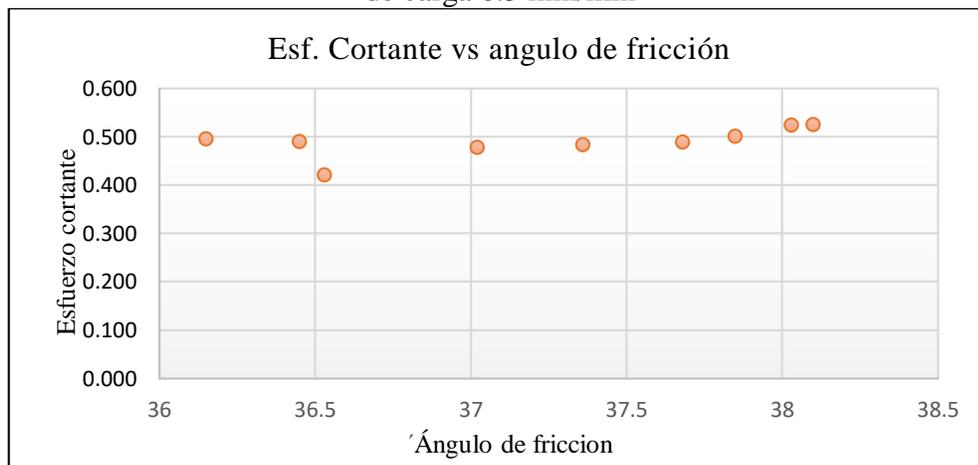
Fuente: Elaboración propia.

Clasificación de suelos: **SP**

Muestra: **Santa Ana**

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

Fig. 4.21 Relación de esfuerzo cortante vs ángulo de fricción a velocidad de aplicación de carga 0.5 mm/min



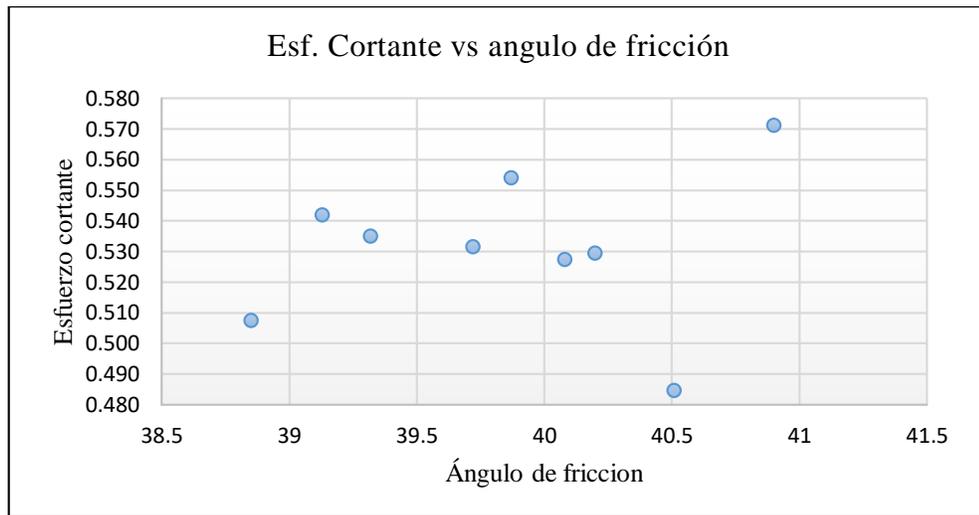
Fuente: Elaboración propia.

Clasificación de suelos: **SP**

Muestra: **Santa Ana**

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

Fig. 4.22 Relación de esfuerzo cortante vs ángulo de fricción a velocidad de aplicación de carga 1 mm/min



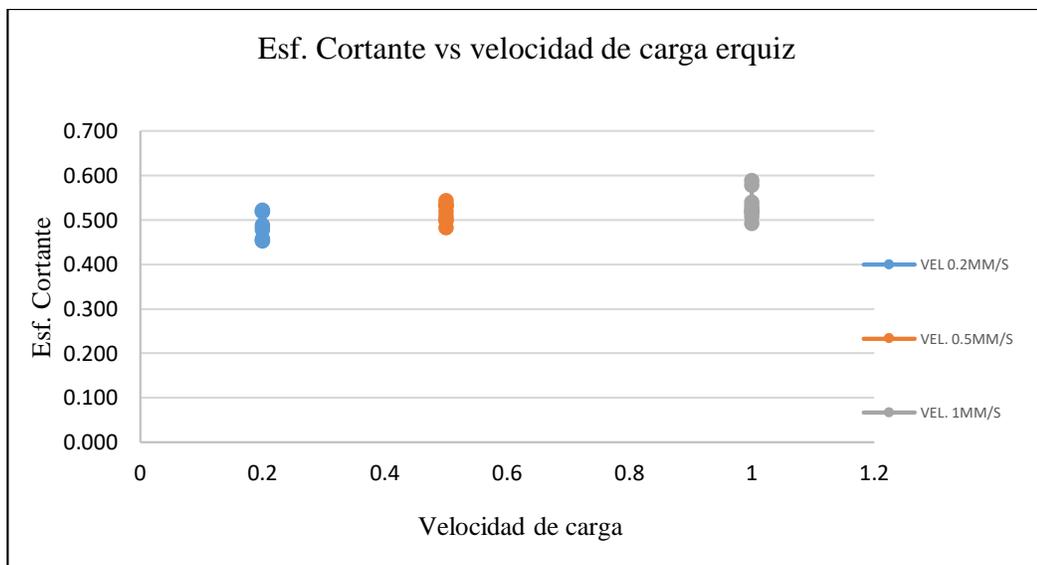
Fuente: Elaboración propia.

Clasificación de suelos: **SW**

Muestra: **Erquiz.**

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

Fig. 4.23 Relación de esfuerzo cortante vs velocidad de aplicación de carga.



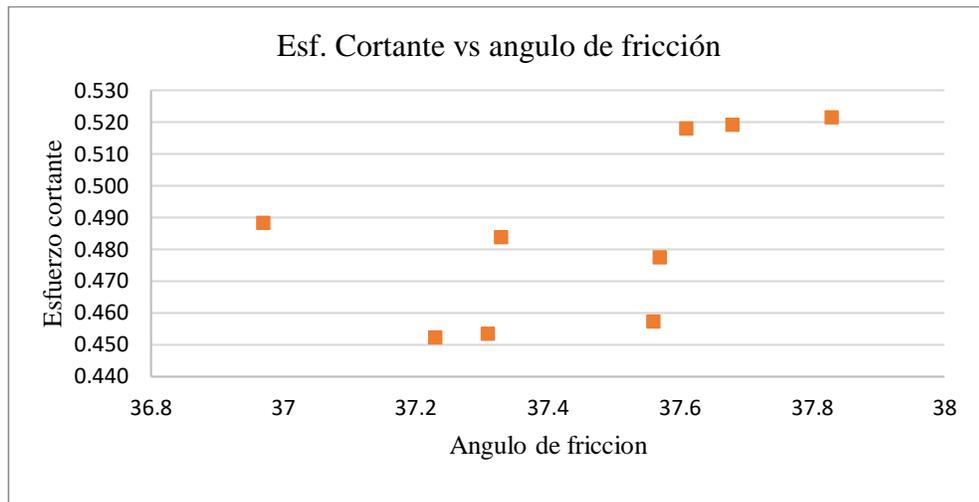
Fuente: Elaboración propia.

Clasificación de suelos: **SW**

Muestra: **Erquiz.**

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

Fig. 4.24 Relación de esfuerzo cortante vs ángulo de fricción a velocidad de aplicación de carga 0.2 mm/min.



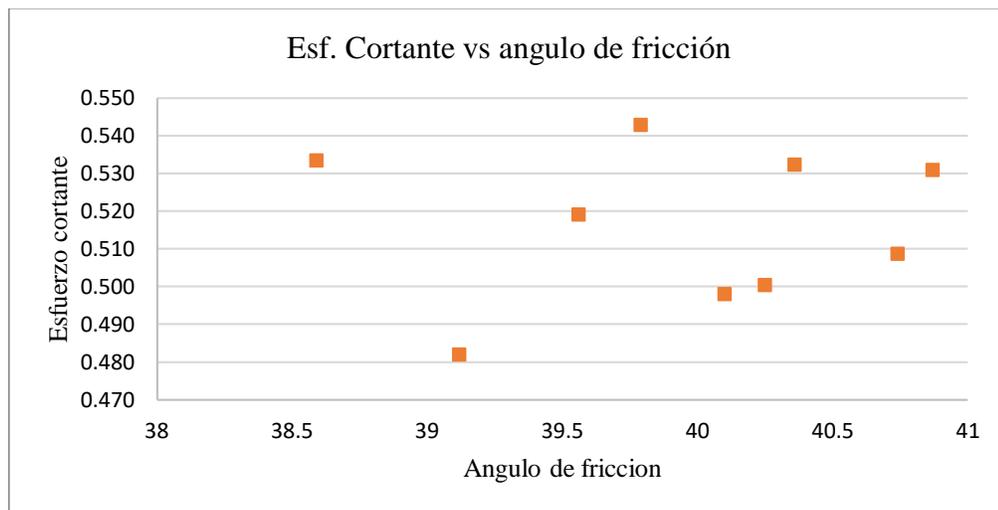
Fuente: Elaboración propia.

Clasificación de suelos: **SW**

Muestra: **Erquiz.**

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

Fig. 4.25 Relación de esfuerzo cortante vs ángulo de fricción a velocidad de aplicación de carga 0.5 mm/min.



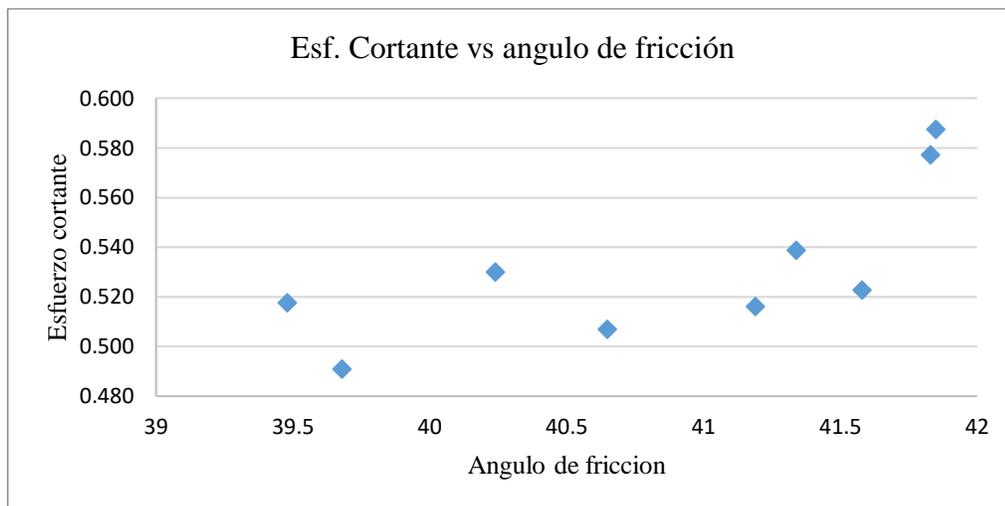
Fuente: Elaboración propia.

Clasificación de suelos: **SW**

Muestra: **Erquiz.**

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

Fig. 4.26 Relación de esfuerzo cortante vs ángulo de fricción a velocidad de aplicación de carga 1 mm/min.



Fuente: Elaboración propia.

4.6. PROPUESTA DE APLICACIÓN

La aplicación de la investigación es poder observar la gran diferencia que existe en los parámetros de resistencia como son el ángulo de fricción y la cohesión respecto a la aplicación de carga en el ensayo de corte directo.

Es decir, cual velocidad mejor se adecua para determinar una resistencia más óptima.

4.7. ESPECIFICACIONES DE APLICACIÓN

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 los suelos SW y SP.

Para estudios geotécnicos es recomendable hacer un estudio de los parámetros de resistencia al corte con el ensayo de corte directo 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, de igual manera así se puede garantizar el diseño óptimo de cualquier obra civil que lo requiera.

CAPITULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 CONCLUSIONES

Se verifico que a medida que la velocidad de carga va aumentada la resistencia al esfuerzo cortante va subiendo su valor al igual que sus parámetros de resistencia, es decir a medida que aumenta la velocidad de carga horizontal es proporcional a los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante como es el ángulo de fricción y la cohesión sin embargo en el proyecto se trabajó con suelos no cohesivos por lo tanto solo se analizó el parámetro de ángulo de fricción interna.

Con los resultados obtenidos de los parámetros de resistencia al corte en el ensayo de corte directo pudimos observar que existe una gran variación del ángulo de fricción con respecto a la velocidad de aplicación de carga horizontal donde existe una diferencia de 2.48° o 7.65% con respecto a la determinación de los ángulos de fricción interna en un suelo SW, mientras para un suelo SP tenemos una variación de 3.25° o 10.56% determinado a una velocidad de 0.2 mm/min y 0.5mm/min en el ensayo de corte directo.

De acuerdo a los resultados obtenidos y a partir de las pruebas y condiciones de ensayo se pudo corroborar la exactitud del ensayo de corte directo por sus características de simulación en situ o en campo para la determinación de los parámetros de resistencia al corte en condiciones consolidadas drenadas (CD) y de su simplicidad de utilización.

Se logró establecer una velocidad de carga horizontal que nos de la seguridad de obtener una resistencia al esfuerzo cortante optima en condiciones de drenaje CD.

A menor velocidad de carga en el ensayo de corte directo menor resistencia y también existen variación de la deformación con respecto a la velocidad del ensayo.

Además de la evaluación de la correspondencia entre los resultados experimentales en distintas velocidades, 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.

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 aplicando una fuerza vertical se llama asentamiento.

Suelos arenosos tienen un comportamiento diferente a los suelos finos, esto se debe por 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 esto no quiere decir que van a tener las mismas propiedades mecánicas como ser los parámetros de resistencia ya que implica la mayor parte el peso específico, porosidad e índices de vacíos en si la permeabilidad.

5.2 RECOMENDACIONES

Para obtener un grado superior del efecto de la velocidad de carga horizontal a lo obtenido en la investigación se recomienda realizar un trabajo más extenso con un número mayor de puntos para así tener un mayor entendimiento en el comportamiento de la resistencia al esfuerzo cortante.

Bajo el análisis del trabajo de investigación a fondo podríamos utilizar otro tipo de equipo de resistencia al corte digital más moderno y así poder medir también las presiones de poro, estos ensayos se deben 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 en arenas remodeladas a condiciones de drenaje o permeabilidad, humedad óptima y densidad máxima para poder tener características máximas en sus propiedades mecánicas para poder obtener sus parámetros de resistencia más óptimos.

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 el cual nos sería de gran ayuda a los problemas que generan estos factores en el comportamiento de los suelos.