

**UNIVERSIDAD NACIONAL DANIEL ALCIDES CARRIÓN**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA**  
**ESCUELA DE FORMACIÓN PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**



**TESIS:**

**“DETERMINACIÓN DE LOS PARÁMETROS GEOTÉCNICOS A PARTIR  
DEL ÁNGULO DE REPOSO EN LA ARENA DE LA CANTERA TITA CRUZ,  
PASCO - 2018”**

**PRESENTADO POR:**

**Maycol Benidic, ORTIZ NESTARES**

**PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:**

**Ingeniero Civil**

**ASESOR:**

**Ing. Paúl Mirko, RODRÍGUEZ ROJAS**

**CERRO DE PASCO - PERÚ - 2018**

## **Dedicatoria**

*A mis padres; Alberta y Lucio.*

*A mis hermanos; Cynthia Jessica, Nils  
Lucio y Manolo Franco.*

*A mis sobrinos; Camila, Luana y  
Thiago.*

*Mi mayor motivación, orgullo y razón  
de ser... mi familia.*

## **AGRADECIMIENTO**

A Dios, por guiar mis pasos y darme fuerzas ante circunstancias adversas.

Al Ing. Paúl Mirko, Rodríguez Rojas por su asesoría, consejos y revisión del informe final.

Al Laboratorio de Mecánica de Suelos de la Escuela de Formación profesional de Ingeniería Civil de la UNDAC, por su apoyo en los ensayos de laboratorio.

Al Ing. Earle Tangoa Bernardo por sus oportunos consejos para la elaboración de la presente tesis, en sus distintas fases.

Al Ing. Carli Raymúndez Primo, por su amistad y su constante motivación para alcanzar mis objetivos.

Al Sr. Hernán Valdivia Morales y al Ing. Máximo Valdivia Morales, por haberme brindado todo su apoyo para que esta tesis pueda hacerse realidad.

A Judith Robles Chamorro, mi fiel compañía y soporte en todo momento.

A mis amigos Jaqueline Rojas López, Darwin León Cornelio, Luis Herrera Saavedra, Uver Yalico Jara y Liliana Yachachin Pérez; amigos que supieron darme la ayuda necesaria, cuando más lo necesitaba.

Al Ing. Edgar Panduro, por brindarme todas las facilidades para poder llevar a cabo la presente investigación en la cantera Tita Cruz.

Finalmente, a todas aquellas personas que de una u otra manera contribuyeron con mi persona para poder terminar la presente tesis.

## RESUMEN

En la presente investigación se determinan los parámetros geotécnicos como el ángulo de fricción crítico, el CBR y otros más que están correlacionados, todo esto obtenido a partir de la determinación del ángulo de reposo.

En primer lugar, se determinan el ángulo de fricción crítico patrón a partir de los valores de la densidad relativa del suelo en estudio para luego dar paso a la determinación del ángulo de reposo mediante los distintos métodos (normalizados y no normalizados). Se determinaron los métodos cuyos valores se encontraban dentro del rango de aceptación planteado en las hipótesis.

Una vez determinado el ángulo de fricción crítico, se determinaron los valores de los parámetros geotécnicos tales como: El coeficiente de Balasto (K), el módulo de elasticidad (E) y el módulo de Resiliencia (Mr.). También se determinarán los coeficientes tales como: El coeficiente de empuje en reposo (K<sub>o</sub>), el coeficiente de empuje activo (K<sub>a</sub>), el coeficiente de empuje pasivo (K<sub>p</sub>) y finalmente, el valor de soporte de California (CBR), que es una propiedad inherente del suelo.

**Palabras claves:** Ángulo de fricción crítico, ángulo de reposo, parámetros geotécnicos.

## ABSTRACT

In the present investigation the geotechnical parameters are determined as the critical friction angle, the CBR and others that are correlated, all this obtained from the determination of the angle of repose.

First, the critical pattern friction angle is determined from the values of the relative density of the soil under study and then the determination of the resting angle by means of the different methods (normalized and non-normalized). The methods whose values were within the range of acceptance proposed in the hypotheses were determined.

Once the critical friction angle was determined, the values of the geotechnical parameters were determined such as: The Ballast coefficient (K), the modulus of elasticity (E) and the Resilience module (Mr.). The coefficients will also be determined such as: The resting moment coefficient (K<sub>o</sub>), the active thrust coefficient (K<sub>a</sub>), the passive thrust coefficient (K<sub>p</sub>) and finally, the California support value (CBR), one of the properties of the soil.

**Key words:** Critical friction angle, repose angle, geotechnical parameters.

## Índice

Dedicatoria .....	II
AGRADECIMIENTO .....	III
RESUMEN .....	IV
INTRODUCCIÓN .....	1
CAPÍTULO I .....	2
1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA .....	2
1.1 Determinación del Problema.....	2
1.2 Formulación del Problema. ....	4
1.2.1 Problema General.....	4
1.2.2 Problemas específicos.....	4
1.3 Objetivos:.....	4
1.3.1 Objetivos Generales.....	4
1.3.2 Objetivos Específicos.....	5
1.4 Justificación del Problema.....	5
1.4.1 Justificación Teórica.....	5
1.4.2 Justificación Práctica.....	6
1.5 Importancia y Alcances de la Investigación.....	6
1.6 Limitaciones .....	6
CAPÍTULO II .....	8
2 MARCO TEÓRICO.....	8
2.1 Antecedentes .....	8
2.2 Bases Teórico – Científicas.....	12
2.2.1 El ángulo de reposo.....	12
2.2.2 El ángulo de fricción crítico.....	20
2.2.3 La densidad relativa .....	36
2.2.4 Parámetros geotécnicos y coeficientes .....	39
2.3 Definición de términos .....	49
2.4 Hipótesis .....	59
2.4.1 Hipótesis General .....	59
2.4.2 Hipótesis Específica .....	60
2.5 Identificación de las Variables. ....	61

2.5.1	Variables Independientes.....	61
2.5.2	Variables Dependientes.....	61
CAPITULO III.....		62
3	METODOLOGÍA.....	62
3.1	Tipo de Investigación.....	62
3.2	Diseño de la Investigación.....	63
3.3	Población Muestra.....	64
3.3.1	Población.....	64
3.3.2	Muestra.....	64
3.4	Métodos de la Investigación.....	65
3.5	Técnicas e Instrumentos de Recolección de Datos.....	65
3.5.1	Técnicas de Recolección de datos.....	65
3.5.2	Instrumentos y Herramientas de Recolección de datos.....	66
3.6	Técnicas de Procesamiento y Análisis de Datos.....	67
3.6.1	Técnicas de procesamiento de datos.....	67
3.6.2	Análisis de Datos.....	67
3.7	Tratamiento Estadístico de Datos.....	68
CAPÍTULO IV.....		69
4	RESULTADOS Y DISCUSIÓN.....	69
4.1	Características de la zona de estudio.....	69
4.2	Estudio de mecánica de suelos.....	70
4.2.1	Determinación de la potencia de la cantera Tita Cruz.....	72
4.2.2	Análisis Granulométrico.....	72
4.2.3	Determinación de los límites de consistencia.....	74
4.2.4	Determinación del contenido de humedad.....	75
4.2.5	Determinación de la Densidad Relativa.....	75
4.3	Determinación del ángulo de fricción crítico patrón.....	78
4.4	Angulo de fricción crítico mediante el ángulo de reposo obtenido con el método normalizado (ASTM C 1444) y no normalizados.....	79
4.4.1	Método de ensayo normalizado ASTM C-1444.....	79
4.4.2	Métodos de ensayos no normalizados.....	80
4.5	Determinación de los parámetros geotécnicos derivados del ángulo de fricción crítico.....	88
4.5.1	Determinación del coeficiente de empuje en reposo.....	89

4.5.2	Determinación del coeficiente de empuje activo .....	89
4.5.3	Determinación del coeficiente de empuje pasivo .....	90
4.5.4	Determinación del CBR a partir del ángulo de fricción crítico. ....	90
4.5.5	Determinación del coeficiente de balasto (K). ....	90
4.5.6	Determinación del módulo de elasticidad (Es) .....	91
4.5.7	Determinación del módulo de resiliencia (Mr).....	91
4.6	Discusión de resultados y pruebas de Hipótesis.....	92
5	Conclusiones y Recomendaciones .....	96
	Conclusiones.....	96
	Recomendaciones.....	98
	Bibliografía .....	99

## Índice de Tablas

<b>Tabla 2.1.</b> Utilización del ángulo de fricción crítico en diversos problemas prácticos	34
<b>Tabla 2.2.</b> Denominación según la compacidad (Densidad relativa)	38
<b>Tabla 2.3.</b> Clasificación SUCS para suelos gruesos.	52
<b>Tabla 2.4.</b> Clasificación SUCS para suelos finos	52
<b>Tabla 4.1.</b> Coordenadas de las calicatas excavadas dentro de la cantera.	71
<b>Tabla 4.2.</b> Análisis granulométrico de la muestra de la calicata C-3 de la cantera Tita Cruz	72
<b>Tabla 4.3.</b> Tipos de suelo de las muestras de las calicatas de la cantera Tita Cruz	73
<b>Tabla 4.4.</b> Resultados de los ensayos de Límites de consistencia	74
<b>Tabla 4.5.</b> Resultados de los ensayos de Contenido de humedad	75
<b>Tabla 4.6.</b> Determinación de la densidad relativa	77
<b>Tabla 4.7.</b> Determinación del ángulo de fricción crítico patrón con la ecuación de Giuliani y Nicoll	78
<b>Tabla 4.8.</b> Ángulo de reposo mediante el método ASTM C-1444	80
<b>Tabla 4.9.</b> Ángulo de reposo mediante el método de Train (Caja rectangular)	80
<b>Tabla 4.10.</b> Ángulo de reposo mediante el método de Train (Cilindro)	81
<b>Tabla 4.11.</b> Ángulo de reposo mediante el método de Pilpel	82
<b>Tabla 4.12.</b> Ángulo de reposo mediante el método de Kalman, Goder, Rivkin y Ben-Door	83
<b>Tabla 4.13.</b> Ángulo de reposo mediante el método de Atkinson	83
<b>Tabla 4.14.</b> Ángulo de reposo mediante el método de Santamarina y Cho	84
<b>Tabla 4.15.</b> Cuadro de resumen de los métodos de ensayo de ángulo de reposo.	85
<b>Tabla 4.16.</b> Cuadro de resumen de los métodos de ensayo de ángulo de reposo.	85
<b>Tabla 4.17.</b> Cuadro de resumen de los métodos de ensayo de ángulo de reposo en suelos secos.	87
<b>Tabla 4.18.</b> Cuadro de resumen de los métodos de ensayo de ángulo de reposo en suelos saturados.	88
<b>Tabla 4.19.</b> Resumen de resultados del análisis granulométrico	92
<b>Tabla 4.20.</b> Parámetros geotécnicos derivados del ángulo de fricción crítico	95

## Índice de Figuras

<b>Figura 2.1.</b> Método para la medición del ángulo de reposo (ASTM C-1444)	15
<b>Figura 2.2.</b> Método de Train (Caja Rectangular)	16
<b>Figura 2.3.</b> Método de Train (Cilindro)	17
<b>Figura 2.4.</b> Método de Pilpel	18
<b>Figura 2.5.</b> Método de kalman, Goder, Rivkin & Ben-Dor	18
<b>Figura 2.6.</b> Método de Atkinson	19
<b>Figura 2.7.</b> Método de Santamarina y Cho	20
<b>Figura 2.8.</b> Esfuerzos en la falla	25
<b>Figura 2.9.</b> Respuesta a cortante de los suelos.	29
<b>Figura 2.10.</b> Respuesta a cortante de los suelos	30
<b>Figura 2.11.</b> Efectos de aumentar los esfuerzos efectivos normales en los suelos.	31
<b>Figura 2.12.</b> Efectos de aumentar los esfuerzos efectivos normales en los suelos.	31
<b>Figura 2.13.</b> Efectos de aumentar las tensiones efectivas normales en los suelos.	32
<b>Figura 2.14.</b> Modelo conceptual de "dientes de serrucho" para explicar la dilatancia de suelos granulares	36
<b>Figura 2.15.</b> Presión de tierra en reposo	40
<b>Figura 2.16.</b> Presión activa de tierras de Rankine	42
<b>Figura 2.17.</b> Presión pasiva de tierras de Rankine	43
<b>Figura 2.18.</b> Ángulo de fricción crítico Vs CBR.	45
<b>Figura 2.19.</b> Coeficiente de balasto Vs CBR.	46
<b>Figura 2.20.</b> Correlaciones Típicas entre las Clasificaciones y Propiedades de los Suelos con el Módulo de Resiliencia.	48
<b>Figura 4.1.</b> Ubicación de calicatas dentro del área en estudio	71
<b>Figura 4.2.</b> Curva granulométrico de la muestra de la calicata 03 de la cantera Tita Cruz	73
<b>Figura 4.3.</b> Cuadro de resumen de los métodos de ensayo de ángulo de reposo	86
<b>Figura 4.4.</b> Métodos de ensayo de ángulo de reposo en estado seco.	87
<b>Figura 4.5.</b> Métodos de ensayo de ángulo de reposo con incorporación de agua.	88
<b>Figura 4.6.</b> Determinación del CBR a partir del ángulo de fricción crítico.	90
<b>Figura 4.7.</b> Determinación del coeficiente de balasto a partir del CBR.	91

## INTRODUCCIÓN

La estabilidad de las estructuras, depende fundamentalmente de los estudios de mecánica de suelos, así, para un proyecto en particular, basado en sus características propias se llevarán a cabo estudios para determinar características y propiedades geotécnicas que serán de mucha importancia para el diseño y análisis que se haga posteriormente.

Uno de los factores que mayor evaluación exige es la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos y el parámetro correspondiente que es el ángulo de fricción crítico, como en muchas ocasiones los costos de la determinación de este parámetro son excesivamente elevados se plantea determinar el ángulo de reposo, en base a este parámetro se podrá determinar el ángulo de fricción crítico y a partir de este último, los parámetros geotécnicos y los coeficientes más relevantes en el diseño de rellenos y subrasantes para carreteras.

## **CAPÍTULO I**

### **1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA**

#### **1.1 Determinación del Problema**

En la actualidad, para determinar el ángulo de fricción crítico de un determinado tipo de suelo, se deben recurrir a ensayos triaxiales (Consolidado drenado, Consolidado No drenado, No consolidado No drenado), estos ensayos brindan resultados confiables siempre en cuando se hayan llevado a cabo de acuerdo a las recomendaciones dadas para los procedimientos ya establecidos. Sin embargo estos procedimientos conllevan a demoras, que en muchos casos repercuten en los plazos ya establecidos para un determinado proyecto.

El ángulo de fricción crítico es un parámetro relacionado directamente con la resistencia al esfuerzo cortante del suelo, el cual representa el principal problema a abordar cuando se llevan a cabo estudios de mecánica de suelos.

El ángulo de fricción crítico dependerá de varios factores, los que de mayor incidencia serán: El tamaño de los granos, forma de los granos, distribución de los tamaños de granos, y su densidad.

En suelos granulares se tiene un método simplificado para obtener este parámetro y es mediante la determinación del ángulo de reposo, cuyo concepto se puede definir como el ángulo que forma la horizontal con la pendiente que queda en equilibrio de un determinado tipo de suelo. Existen variados métodos para la determinación del ángulo de reposo.

Para encontrar el ángulo de fricción crítico mediante el ángulo de reposo, se llevan a cabo ensayos mediante diferentes métodos (Uno está normado por la ASTM y los no normalizados, que han sido propuestos por distintos investigadores), cuyos resultados serán evaluados e interpretados de tal manera que puedan ser considerados aceptables, dentro de un porcentaje de confiabilidad (dentro del rango de  $\pm 5\%$ ).

El ángulo de fricción crítico permitiría determinar otros parámetros geotécnicos, que son utilizados para el diseño de estructuras geotécnicas. Se puede mencionar que estos parámetros son los que se utilizan para el diseño de estructuras de retención, estabilidad de taludes y diseño de bases y sub bases para carreteras.

Por lo tanto, es indispensable establecer los parámetros cuyos valores se consiguen a partir del ángulo de fricción crítico.

## **1.2 Formulación del Problema.**

### **1.2.1 Problema General**

¿Cuáles son los parámetros geotécnicos que se correlacionan con el ángulo de reposo en la arena de la Cantera Tita Cruz, Pasco - 2018?

### **1.2.2 Problemas específicos**

- ¿Cuáles son las propiedades físicas obtenidas de las muestras en la arena de la cantera Tita Cruz, Pasco - 2018?
- ¿Cuál es el valor del ángulo de fricción crítico patrón ( $\phi_{cr}$ ) a partir del valor de la densidad relativa del suelo ( $D_r$ )?
- ¿Cuál es la interpretación del ángulo de fricción crítico obtenido mediante el ángulo de reposo resultante del método normalizado (ASTM C 1444) y los métodos no normalizados, y su correspondiente relación con el ángulo de fricción crítico?
- ¿Cuáles son los parámetros geotécnicos que se correlacionan con el ángulo de fricción crítico?

## **1.3 Objetivos:**

### **1.3.1 Objetivos Generales.**

- Determinar los parámetros geotécnicos derivados del ángulo de reposo en la arena de la Cantera Tita Cruz, Pasco - 2018.

### **1.3.2 Objetivos Específicos.**

- Determinar las propiedades físicas de las muestras extraídas en la cantera.
- Determinar el ángulo de fricción crítico patrón ( $\phi_{cr}$ ) a partir de los valores de la densidad relativa del suelo ( $D_r$ ).
- Determinar el ángulo de fricción crítico mediante el ángulo de reposo, obtenido con el método normalizado (ASTM C 1444) y los métodos no normalizados.
- Determinar los parámetros geotécnicos que se correlacionan con el ángulo de fricción crítico.

## **1.4 Justificación del Problema.**

### **1.4.1 Justificación Teórica**

La investigación se enfoca en obtener el ángulo de fricción crítico a partir de la determinación del ángulo de reposo en la arena de la cantera Tita Cruz, Pasco – 2018. El ángulo de reposo se correlaciona con el ángulo de fricción crítico y a partir de éste parámetro podemos determinar otros como el coeficiente de balasto ( $K$ ), el módulo de elasticidad ( $E$ ), el módulo de resiliencia ( $Mr$ ); luego se determinarán el coeficiente de empuje pasivo ( $K_p$ ); el coeficiente de empuje activo ( $K_a$ ); el coeficiente de empuje en reposo ( $K_o$ ) y finalmente el CBR (Ensayo de Soporte de California),

Autores como Jaky y Rankine han hecho investigación minuciosa sobre los primeros parámetros mencionados ( $K_o$ ,  $K_p$  y  $K_a$ ). El resto de valores que se determinarán en la presente investigación (CBR,  $K$ ,  $E$  y  $Mr$ ) son parámetros indispensables para el diseño de carreteras.

### **1.4.2 Justificación Práctica**

Este estudio permitir tener resultados rápidos y confiables para los técnicos que estén llevando a cabo proyectos relacionados con la presente investigación.

Para determinar los parámetros geotécnicos (bases y sub bases de pavimentos, estabilidad de taludes, muros de contención y terraplenes) se requieren hacer una serie de estudios que conllevan a costos elevados y prolongados periodos de tiempo. De aquí es de donde nace la idea de proponer métodos sencillos que conlleven a la determinación de estos parámetros, a un menor costo y en menor periodo de tiempo.

### **1.5 Importancia y Alcances de la Investigación.**

La importancia del presente trabajo radica en que los valores que se obtienen a partir de los estudios de campo y laboratorio que podrán ser de utilidad para investigaciones y proyectos dentro de la cantera Tita Cruz.

Al término de la presente investigación se podrá tener información del ángulo de fricción crítico de la arena de la cantera Tita Cruz y de los parámetros y coeficientes con los que se correlaciona.

Los resultados que se muestran podrán ser utilizados por aquellos profesionales que estén llevando a cabo proyectos a nivel de prefactibilidad, y también para los que hagan investigación en el área de la mecánica de suelos.

### **1.6 Limitaciones**

La investigación está limitada por la circunscripción en la que está ubicada, para el caso, la cantera Tita Cruz; los resultados obtenidos en la presente

investigación sólo podrán ser usados como referencia al hacer el estudio en canteras aledañas.

Los parámetros geotécnicos, tendrán que ser utilizados teniendo en cuenta las condiciones en las cuales fueron evaluadas. Los parámetros obtenidos pueden ser utilizados para fines académicos y en estudios que estén siendo elaborados a nivel de anteproyectos.

## CAPÍTULO II

### 2 MARCO TEÓRICO

#### 2.1 Antecedentes

Luego de hacer la revisión de estudios realizados en años anteriores, pudimos encontrar las siguientes investigaciones, cuyos datos y resultados se muestran a continuación:

- **Título:** “Ángulo de fricción crítico y ángulo de reposo de la Arena del Guamo”.

**Autores:** Solaque Guzmán, Diana Paola y Lizcano Peláez, Arcesio.

**Lugar y año:** Universidad de Los Andes (Colombia) – 2008.

**Objetivo principal:** Determinar el ángulo de reposo en la arena del Guamo.

**Resumen:** Uno de los parámetros del suelo empleado en diferentes análisis, entre ellos en modelos constitutivos, es el ángulo de fricción crítico

( $\varphi_{cr}$ ). Para materiales granulares una forma simplificada de determinar  $\varphi_{cr}$  es por medio del ángulo de reposo ( $\varphi_c = \varphi_{rep}$ ). Esta simplificación se hace por lo dispendioso y complejo de los ensayos necesarios para determinar  $\varphi_c$  comparado con los métodos para obtener  $\varphi_{rep}$ . En este trabajo se determina  $\varphi_{rep}$  de la arena del Guamo y se analiza la influencia de algunos factores como la cantidad de material; tamaño, distribución y forma de las partículas; diámetro y velocidad de desplazamiento del embudo y saturación del material en el valor de  $\varphi_{rep}$ .

**Resultados:** La influencia de la cantidad de material en el ángulo de reposo es diferente en cada uno de los métodos analizados. En el método del cilindro Train la masa no influye en el  $\phi_{rep}$ . En el método del embudo (pila) la masa influye en los resultados, el  $\phi_{rep}$  decrece con el aumento de la masa (en este trabajo la diferencia fue de  $1.9^\circ$ ). El método de Santamarina fue el que presentó mayor influencia ( $3.2^\circ$ ) y una tendencia creciente del  $\phi_{rep}$  con el aumento de la masa.

- **Título:** *“Análisis comparativo de métodos para la medición del ángulo de reposo de suelos granulares”.*

**Autores:** Rodas, Rodolfo; Rousé, Pascale.

**Lugar y Año:** Universidad Diego Portales (Chile) – 2010.

**Objetivo principal:** Realizar el análisis comparativo de métodos para la medición del ángulo de reposo de suelos granulares

**Resumen:** Se denomina ángulo de reposo al ángulo máximo con que un montículo de suelo se mantiene estable sin que se produzca una falla por

deslizamiento. Este ángulo juega un rol fundamental en la estimación de valores máximos de inclinación de masas de suelo –como taludes o muros de tierra– lo que impacta directamente tanto en la seguridad como en los costos de los proyectos. Sin embargo, a pesar de su importancia, no existe en Chile una metodología consolidada para obtener del ángulo de reposo de los suelos.

En la literatura, por otra parte, se han propuesto distintos métodos para medirlo; incluso en el año 2000, la ASTM publicó una norma específica para los Estados Unidos. En este artículo se compara los valores de los ángulos de reposo medidos mediante tres métodos propuestos en la literatura con los valores que se adquieren al seguir la práctica nacional, con el objeto de cuantificar las diferencias y analizar el impacto de estas en los diseños. Los resultados muestran que los valores más bajos –para todas las arenas ensayadas– corresponden a los obtenidos con la práctica nacional, la que entrega valores 35% más bajos, en promedio, que el método ASTM. Una aplicación a estabilidad de taludes muestra que las diferencias en los ángulos de reposo calculados se traducen, por ejemplo, en factores de seguridad que difieren hasta en 82%, y en importantes diferencias en los volúmenes de suelo a excavar.

**Resultados:** Los valores del ángulo de reposo obtenidos mediante los métodos ASTM y Cornforth (1973) arrojan valores similares; la mayor diferencia es de 1.8° correspondiente a un 4.5% de diferencia. Esto concuerda con lo observado por Rousé et al. (2008).

Los mayores valores del ángulo de reposo se obtienen a través de los métodos ASTM y Cornforth (1973), seguidos del procedimiento propuesto por Santamarina & Cho (2001) y los valores más bajos corresponden a los obtenidos mediante la práctica nacional.

La diferencia promedio en  $\phi_{rep}$  entre la práctica nacional y Santamarina & Cho (2001) es de aproximadamente 25% mientras que entre la práctica nacional y los métodos ASTM y Cornforth es cercana al 35%.

- **Título:** *“Comparación de resultados de métodos prácticos no normalizados con método ASTM C-1444 para la obtención del ángulo de reposo de un suelo tipo granular en la región del Bío-Bío”.*

**Autor:** Barrientos Herrera, Jaime.

**Lugar y Año:** Universidad del Bío-Bío (chile) – 2014.

**Objetivo principal:** Validar mediante ensayos de laboratorio el método práctico existente no normalizado más efectivo que permita obtener el ángulo de reposo de un tipo de suelo en la región del Bío Bío.

**Resumen:** Se hará la comparación de resultados de métodos prácticos no normalizados con método ASTM C-1444 para la obtención del ángulo de reposo de un suelo tipo granular en la región del Bío-Bío. Mediante los ensayos realizados con los métodos no normalizados es factible comparar sus resultados de manera independiente con un rango de error de  $\pm 5\%$  en semejanza con el método normalizado, de esa manera obteniendo el ángulo de reposo para un tipo de suelo.

**Resultados:** De acuerdo al rango permitido por la hipótesis en función del promedio ASTM, el cual es  $35.824^\circ - 44.824^\circ$ , se puede aseverar que:

Los valores del ángulo de reposo obtenidos mediante los métodos de Kalman y Train-cilindro, se encuentra dentro del rango establecido en la investigación.

Los valores del ángulo de reposo obtenidos mediante los métodos de Train-Caja, Pilpel, Atkinson, y Santamarina y Cho; se encuentran fuera del rango establecido en la investigación.

## **2.2 Bases Teórico – Científicas**

### **2.2.1 El ángulo de reposo**

En 1717, Henri Gautier, ingeniero francés, estudió la pendiente natural de los suelos cuando se inclinó sobre una pila para formular los procedimientos de diseño de muros de contención. La pendiente natural es lo que hoy conocemos como ángulo de reposo. (Das. B, 2013, p. 5).

Se denomina ángulo de reposo al ángulo máximo con que un montículo de suelo se mantiene estable sin que se produzca una falla por deslizamiento. Este ángulo juega un rol fundamental en la estimación de valores máximos de inclinación de masas de suelo (...) lo que impacta directamente tanto en la seguridad como en los costos de los proyectos. (Rodas y Rousé, 2010, p. 1). En ese sentido, se precisa identificar adecuadamente el tipo de suelo que se está evaluando, de tal manera que se obtengan valores acorde a lo ya establecido.

El  $\varphi_{rep}$  se obtiene a partir de diferentes métodos; uno de los métodos aplicables a materiales granulares es la construcción de una pila por medio de un embudo.  $\varphi_{cr}$  es remplazado por  $\varphi_{rep}$  dado lo dispendioso y complejo de los ensayos necesarios para determinar  $\varphi_c$  comparados con los métodos para obtener  $\varphi_{rep}$  y la similitud de los resultados obtenidos (Herle y Gudehus, 1999. Citado en Solaque y Lizcano, 2008, p. 2).

Esta simplificación se hace debido a que uno de los objetivos de los modelos constitutivos es obtener los parámetros del suelo de la forma más sencilla posible. Sin embargo, investigaciones previas demuestran que factores como rugosidad de la base, tamaño de la pila, tamaño y distribución de las partículas, densidad de la pila, efectos dinámicos, entre otros, influyen significativamente en el valor de  $\varphi_{rep}$  (Solaque y Lizcano, 2008, p. 2).

La determinación del ángulo de reposo como una propiedad inherente de los suelos, constituye una forma práctica para evaluar el grado de estabilidad que puede llegar a alcanzar un determinado tipo de suelo y análogamente poder usar estos resultados en la estimación de valores de diseño en un proyecto de geotecnia.

#### **2.2.1.1 Métodos para la determinación del ángulo de reposo**

Para la obtención del ángulo de reposo, se llevarán a cabo diferentes ensayos, que por sus variadas características y procedimientos se realizarán análisis comparativos, tomando en cuenta las características del procedimiento, las condiciones del suelo (seco o sumergido en agua).

En la actualidad, existe un método normalizado para determinar el ángulo de reposo, éste método ha sido reglamentado por la Asociación Americana de Ensayo de Materiales. (ASTM, por sus siglas en inglés), el mismo que brinda un grado de confiabilidad aceptable respecto a los resultados que se obtienen con este método de ensayo.

También existen los métodos no normalizados, llamados así debido a que sus procedimientos aún no han sido reglamentados por alguna institución internacional que la certifique. Estos métodos debido a sus propias características y condiciones dan resultados que servirán para los análisis y comparación entre sí.

#### **a) Ensayo Normalizado**

- **ASTM: Método de prueba estándar para medir el ángulo de reposo de los polvos de cobertura de flujo libre (Designation: C 1444)**

Este ensayo consiste en vaciar la arena en la superficie de papel a través de un embudo de dimensiones específicas desde una altura de 1.5 pulgadas (3.81 cm). Las dimensiones sugeridas por la norma están entre 0,64 cm (0,25 pulgadas) y 0.97 cm (0,38 pulgadas). Luego de posicionar el embudo a la altura establecida, se tapa la salida inferior y se llena el embudo con una muestra de arena previamente homogeneizada. A continuación, se remueve el tapón y se añade arena continuamente de manera de mantener un flujo constante de material hasta que el punto de descarga del embudo sea tapado

por el pico del montículo de arena formado. Se miden cuatro diámetros en la base del montículo los cuales se promediaron, registrándose este valor como D1. Este procedimiento se repite dos veces más de manera de obtener tres diámetros parciales (D1, D2, y D3) y calcular el ángulo de reposo mediante la siguiente ecuación:

$$\phi_{rep} = \tan^{-1} \left[ \frac{2H}{D_A - d} \right] \quad (2.1)$$

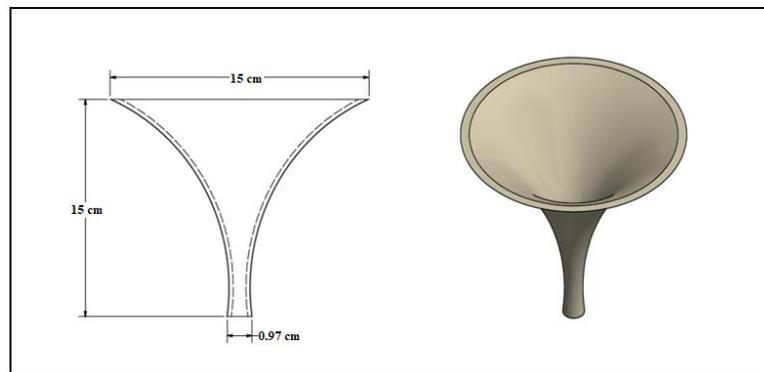
Donde:

H: Corresponde a la altura entre la superficie de papel y el punto de descarga del embudo (3,81 cm).

D<sub>A</sub>: Promedio entre D1, D2 y D3.

d: Diámetro interno de la salida del embudo. (Rodas y Rousé, 2010, p. 05).

Este método es el que ha tenido mayor aceptación, dado su practicidad, y porque los datos resultantes de este ensayo han sido validados con diversas investigaciones.



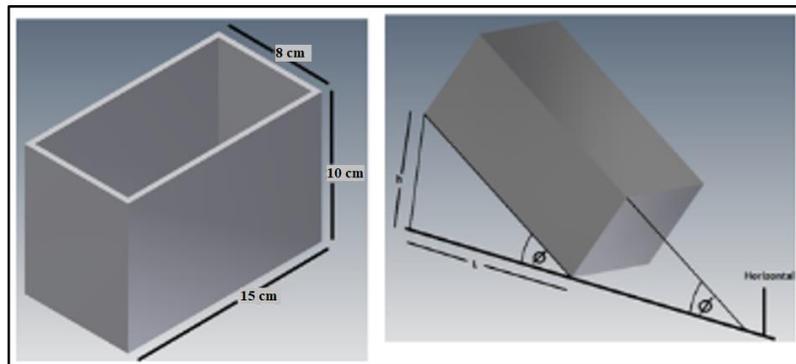
**Figura 2.1.** Método para la medición del ángulo de reposo (ASTM C-1444) (Fuente: Elaboración propia).

## b) Ensayos no normalizados

### • Método de Train (Caja Rectangular)

Una caja rectangular completamente llena del material se levanta lentamente desde una de las esquinas hasta que el material empieza a deslizarse. El ángulo que forma la superficie de la caja con la horizontal es el ángulo de reposo ( $\phi_{rep}$ ) (Train, 1958. Citado en Solaque y Lizcano, 2008, p.03). La ecuación se expresa de la siguiente manera:

$$\phi_{rep} = \tan^{-1} \left[ \frac{H}{L} \right] \quad (2.2)$$



**Figura 2.2.** Método de Train (Caja Rectangular) (Fuente: Barrientos, 2014.)

Donde:

H: Altura donde comienza a deslizarse las partículas.

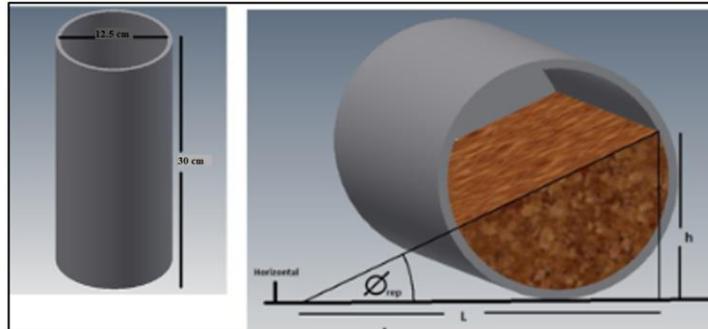
L: Longitud de la base del recipiente.

### • Método de Train (Cilindro)

Un cilindro se llena con el material aproximadamente hasta la mitad. Luego se rota horizontalmente hasta que el material dentro del cilindro alcance una

forma plana. El ángulo que forma este plano con la horizontal es el ángulo de reposo (Train, 1958. Citado en Solaque y Lizcano, 2008, p.03). La ecuación se expresa de la siguiente manera:

$$\phi_{rep} = \tan^{-1} \left[ \frac{H}{L} \right] \quad (2.3)$$



*Figura 2.3.* Método de Train (Cilindro) (Fuente: Barrientos, 2014).)

Donde:

H: Altura del punto más alto de la inclinación del suelo.

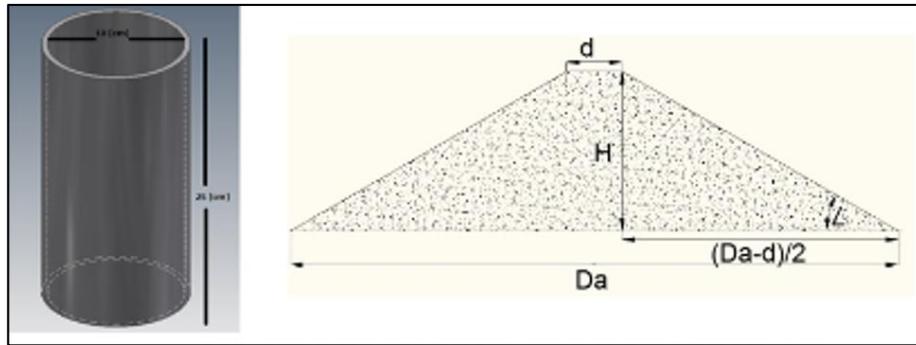
L: Línea horizontal de referencia.

- **Método de Pilpel**

Un cilindro abierto en ambos extremos se llena completamente de material. El cilindro se levanta lentamente y el ángulo que forma el talud con la horizontal es el ángulo de reposo ( $\phi_{rep}$ ) (Pilpel, 1966. Citado en Solaque y Lizcano, 2008, p.03 ).

La ecuación se expresa de la siguiente manera:

$$\phi_{rep} = \tan^{-1} \left[ \frac{2H}{D_A - d} \right] \quad (2.4)$$



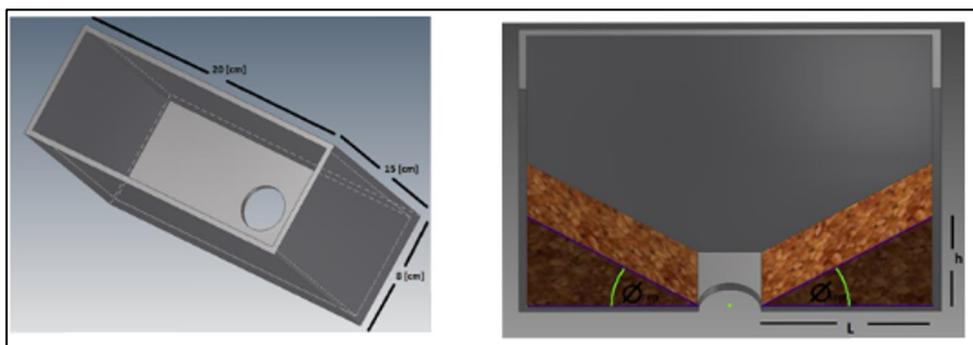
**Figura 2.4.** Método de Pipel (**Fuente:** Barrientos, 2014).)

- **Método de Kalman, Goder, Rivkin & Ben-Dor**

Este método consiste en remover un tapón de una superficie sobre la cual hay almacenado material. El ángulo del talud formado por las partículas que no fluyeron (depositadas por encima de la superficie) es el ángulo de reposo (Kalman, Goder, Rivkin & Ben-Dor, 1993. Citado en Solaque y Lizcano, 2008, p.03).

La ecuación se expresa de la siguiente manera:

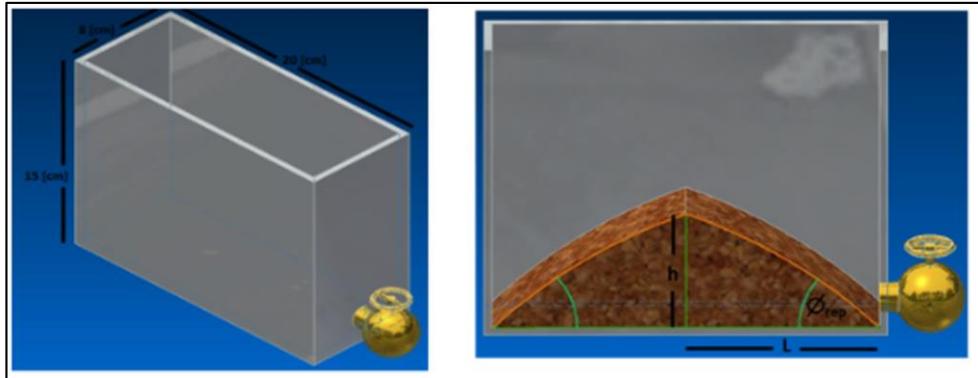
$$\phi_{rep} = \tan^{-1} \left[ \frac{H}{L} \right] \quad (2.5)$$



**Figura 2.5.** Método de kalman, Goder, Rivkin & Ben-Dor (**Fuente:** Barrientos, 2014).)

- **Método de Atkinson**

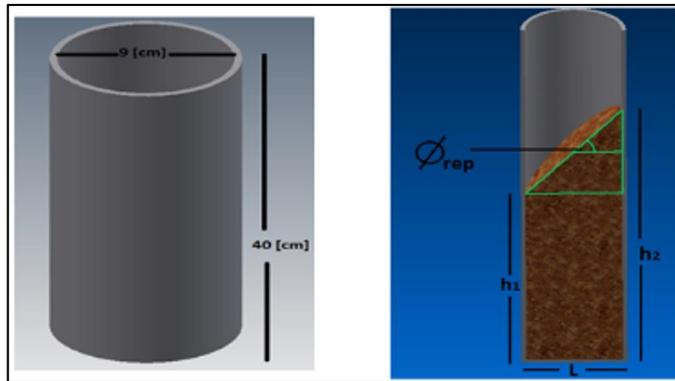
En este método se vierte la arena en un contenedor lleno de agua formando una pila, luego se drena el contenedor y se mide el ángulo de la pila (Atkinson, 1993. Citado en Solaque y Lizcano, 2008, p.03).



*Figura 2.6.* Método de Atkinson (**Fuente:** Barrientos, 2014).)

- **Método de Santamarina y Cho**

Este método es planteado por Santamarina y Cho (2001) y consiste en verter el suelo en un cilindro graduado (1000 mL) lleno de agua (un contenedor rectangular transparente es preferible). Se inclina el cilindro a más de  $60^\circ$  y se devuelve lentamente a la posición vertical.  $\phi_{rep}$  se mide en la mitad del talud. La medida del ángulo de fricción bajo agua es recomendada por el efecto de las fuerzas de capilaridad entre partículas (Solaque y Lizcano, 2008, p.04).



**Figura 2.7.** Método de Santamarina y Cho (Fuente: Barrientos, 2014.)

De todos los métodos descritos anteriormente, podemos mencionar que, de algunos se han obtenido resultados aceptables, tales como: Kalman, Goder, Rivkin & Ben-Dor, Train (cilindro) y Santamarina y Cho; y no tanto así en el resto de ensayos. Ahora bien, muy independientemente de los antecedentes, lo que se hará es evaluar el comportamiento del suelo en estudio y se podrá comprobar si los resultados obtenidos, respecto a la confiabilidad de cada ensayo, se asemejan a los que se tienen hasta ahora. Se debe mencionar también que, todos los ensayos no van a llegar a satisfacer las expectativas esperadas, ya que por sus características en común y por el tipo de material, los resultados pueden diferir.

### 2.2.2 El ángulo de fricción crítico

El ángulo de fricción crítico ( $\phi_{cr}$ ) es el ángulo entre el eje de esfuerzos normales y la tangente a la envolvente de Mohr en un punto que representa una condición dada de esfuerzo de ruptura del suelo. El ángulo de fricción crítico de un suelo corresponde al ángulo cuya tangente es el coeficiente promedio de fricción entre las partículas de un suelo.

El ángulo de fricción crítico ( $\varphi_{cr}$ ) es un parámetro del suelo porque es un valor que una vez alcanzado no varía durante el proceso de deformación o de carga. El ángulo de fricción crítico es una relación de los esfuerzos principales en el estado crítico y es importante para los modelos constitutivos, ya que define el estado crítico o último propio de cada material. Tradicionalmente se considera el ángulo de fricción crítico igual que el ángulo de reposo ( $\varphi_c = \varphi_{rep}$ ) (Solaque y Lizcano, 2008, p.02), cuya premisa es fundamental para la presente investigación.

El ángulo de fricción crítico ( $\varphi_{cr}$ ) en suelos granulares secos coincide con el ángulo de reposo. Todos los suelos poseen fricción. Sin embargo, a los suelos arcillosos con fricción muy baja o despreciable, se les denomina suelos cohesivos:  $\varphi = 0$ .

El ángulo de fricción crítico ( $\varphi_{cr}$ ) depende de una gran cantidad de factores; algunos de los más importantes son:

- Tipo de mineral constitutivo de las partículas.
- Tamaño de los granos o partículas.
- Forma de los granos o partículas.
- Distribución de los tamaños de granos o partículas.
- Fábrica o microestructura (organización de las partículas).
- Densidad.
- Permeabilidad (Facilidad de drenaje).
- Presión normal o de confinamiento.

El ángulo de fricción es el resultado de la combinación de todos los factores.

Por ejemplo, el ángulo de fricción es mayor al aumentar la densidad, pero si

las presiones normales son muy altas, el ángulo de fricción tiende a disminuir (Suárez, 2008, p. 76).

La determinación del ángulo de fricción crítico implica realizar los procedimientos establecidos con responsabilidad, ya que, de esto depende la seguridad, calidad y costos de los proyectos de ingeniería.

A continuación se describen todas las teorías, en cuyos conceptos se explica la importancia que tiene el ángulo de fricción crítico para de esa forma poder comprender mejor el comportamiento de los suelos.

#### **2.2.2.1 Resistencia cortante de un suelo**

La seguridad de una construcción depende de la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos, es imperativo llevar a cabo una evaluación adecuada del suelo para de ese modo evitar el riesgo de pérdida de vidas humanas y también las implicaciones económicas generadas de un inadecuado proceso de estudio inicial de Mecánica de suelos.

La seguridad de cualquier estructura geotécnica depende de la fuerza del suelo. Si el suelo falla, una estructura que se funda en o dentro de ella puede colapsar, poniendo en peligro vidas y causando daños económicos. (Muni Budhu, 2015, p.239).

La resistencia al corte de un suelo es la resistencia interna máxima a las fuerzas de corte aplicadas. Existen factores que determinan la resistencia al esfuerzo cortante de un suelo, estos factores se dividen generalmente en dos grupos y los cuales se describen a continuación:

- **Primer Grupo:** Aquellos factores que influyen sobre la resistencia al corte de un suelo determinado:
  - La relación de vacíos.
  - La presión de confinamiento.
  - La velocidad de carga.
- **Segundo Grupo:** Aquellos factores que hacen que la resistencia de un suelo difiera de la de otro, incluso para la misma presión de confinamiento y relación de vacíos y éstos son:
  - El tamaño
  - La forma
  - La Granulometría.

El conocimiento de la influencia de estos factores es importante para seleccionar suelos que para terraplenes, presas, capas de pavimentos, etc. (Lambe y Whitman, 1969, p.151).

La resistencia al esfuerzo cortante de los suelos se usa para la capacidad de carga y estabilidad de estructuras. En cimentaciones cuando se evalúa el tipo de estructura y sus dimensiones más recomendadas, de acuerdo a la capacidad portante del suelo. En terraplenes con taludes, se debe procurar evaluar la estabilidad del terreno.

#### **2.2.2.2 Teoría de Falla de Mohr – Coulomb**

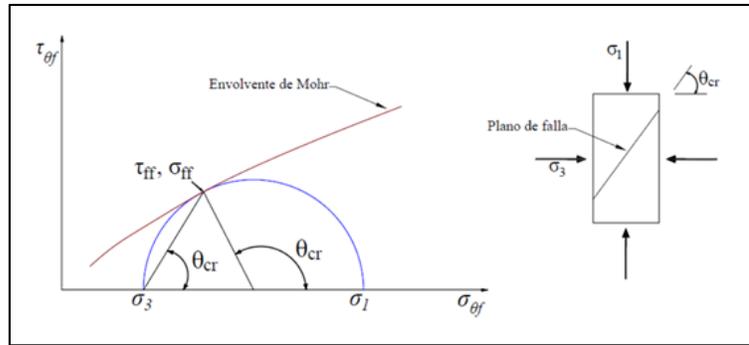
##### **a) Teoría de Falla de Mohr - Coulomb**

Mohr (1900) presentó una teoría para la ruptura en los materiales. Esta teoría sostiene que un material falla debido a una combinación crítica de esfuerzo

normal y esfuerzo cortante, y no de cualquier esfuerzo máximo normal o cortante solo. (Muni Budhu, 2015, p.251).|

El significado físico de la envolvente de Mohr puede entenderse por las siguientes consideraciones:

1. Si el círculo de Mohr para un determinado estado de esfuerzos queda totalmente por debajo de la envolvente, el suelo será estable para ese estado de esfuerzos.
2. Si el círculo de Mohr es tangente a la envolvente, se habrá alcanzado la resistencia máxima del suelo en un determinado plano a través del mismo. (...). El estado límite de esfuerzos se ha alcanzado en un plano que forma un ángulo  $\theta_{cr}$  con el plano sobre el que actúa el esfuerzo principal mayor. Este plano se denomina *plano de falla*. Los esfuerzos sobre este plano se designan por  $\sigma_{ff}$  y  $\tau_{ff}$ , esfuerzos normal y tangencial respectivamente sobre el plano de falla en el Estado de falla.
3. No es posible mantener en el interior de un suelo un estado de esfuerzos cuyo círculo de Mohr corte a la envolvente correspondiente a ese suelo. Cualquier intento de imponer ese estado de esfuerzos daría lugar a deformaciones ilimitadas, es decir a la falla. (Lambe y Whitman, 1969, p.152).



**Figura 2.8.** Esfuerzos en la falla (**Fuente:** Lambe y Whitman, 1969)

Por lo tanto, la relación funcional entre el esfuerzo normal y el esfuerzo cortante en un plano de falla se puede expresar en la forma:

$$\tau_f = f(\sigma) \quad (2.6)$$

donde:

$\tau_f$  = Esfuerzo cortante en el plano de falla

$\sigma$  = Esfuerzo normal en el plano de falla.

La envolvente de falla definida por la ecuación (2.6) es una curva. Para la mayoría de los problemas de mecánica de suelos, es suficiente para aproximarse al esfuerzo cortante sobre el plano de falla como una función lineal del esfuerzo normal (Coulomb, 1776). Esta relación puede escribirse como:

$$\tau_f = c + \sigma \tan \phi \quad (2.7)$$

donde:

$c$  = Cohesión

$\phi$  = Ángulo de fricción interna. (Das, 2013, p.229)

$\sigma$ = Esfuerzo normal.efectivo.

En la Ley de fricción de Coulomb, para encontrar la resistencia al corte de los suelos, se requieren saber el valor del ángulo de fricción y el esfuerzo normal efectivo en el plano de deslizamiento, vale mencionar que, ambos componentes no son fáciles de conocer porque los suelos suelen estar sujetos a una variedad de esfuerzos. (Muni Budhu, 2015, p.251).

### **b) Significado del criterio de falla de Mohr-Coulomb**

La ecuaciones de Mohr-coulomb, que se suele utilizar para suelos granulares, es al mismo tiempo una de las ecuaciones más ampliamente empleadas y más discutidas en mecánica de suelos. Es incuestionable la validez de estas ecuaciones como aproximaciones útiles.

Para evitar falsas interpretaciones, a continuación, se hace la distinción entre dos tipos de plano de falla:

- Un *plano de falla teórico*, o *plano de deslizamiento* que, por definición, forma un ángulo  $(45 + \phi/2)$  con el plano sobre el cual actúa el esfuerzo principal mayor.
- Un plano de *falla observado*, que es el plano sobre el que se observa una concentración de deformaciones de corte.

Afortunadamente, en las arenas la diferencia entre la orientación de los planos de falla teórico y observado no es grande: es menor de  $5^\circ$ .

La falla suele ocurrir a lo largo de una superficie curva en lugar de según un plano, por lo que hablaremos frecuentemente de una superficie de falla teórica

(o superficie de deslizamiento) y de una superficie de falla observada. (Lambe y Whitman, 1969, p.153).

### **2.2.2.3 Teoría del Estado Crítico**

Arthur Casagrande (1936) encontró este estado intermedio a partir de una relación de vacíos denominada relación de vacíos crítica ( $e_{cr}$ ). Para que el suelo alcance una relación de vacíos crítica, es necesario que la deformación de corte se prolongue hasta que ya no haya cambio volumétrico. Es, por tanto, una condición final a la cual llegan tanto muestras densas (ligeramente preconsolidadas) como sueltas (normalmente consolidadas) (Rojas, 2016, p. 25).

El estado crítico es la condición del suelo en la que pueden ocurrir deformaciones no asociadas a cambios en el estado de esfuerzos o de volumen. Cualquier suelo, independiente de su estado inicial, tiende a un estado crítico debido a la acumulación de deformaciones plásticas por cortante. En el estado crítico hay ausencia de variación en la deformación volumétrica y la resistencia a cortante alcanza el valor residual. El esfuerzo correspondiente al estado crítico se alcanza cuando se deja de presentar cambio de volumen ante un esfuerzo cortante sostenido.

### **1) Respuesta Típica de los Suelos a Esfuerzos Cortantes**

A continuación se estudiarán los factores que influyen en el comportamiento de los suelos a fuerzas cortantes, se va a resumir las características importantes de las respuestas de dos grupos de suelos no cementados, tipo I y tipo II, cuando se someten a un esfuerzo efectivo constante vertical (normal),

$\sigma_n$  y aumento de la deformación a cortante,  $\gamma_{zx}$ . Estos son grupos artificiales creados para distinguir dos tipos básicos de respuestas del suelo observadas durante el corte. Consideraremos el esfuerzo cortante frente a la deformación de corte, la deformación vertical, que es el cambio de altura,  $\Delta H_o$ , dividido por la altura original,  $H_o$ , es decir,  $\epsilon_z = \Delta H_o / H_o$ , frente a la deformación de corte, y la relación de vacíos,  $e$ , frente a las respuestas de deformación a cortante, (...). La compresión se toma como positiva; expansión como negativa. Supondremos que las deformaciones laterales son cero, por lo que el cambio en la tensión vertical es el mismo que el cambio en el volumen. Los suelos tipo I representan principalmente arenas sueltas y arcillas normalmente consolidadas y ligeramente sobreconsolidadas ( $OCR \leq 2$ ). Los suelos de tipo II representan principalmente arenas densas y arcillas sobreconsolidadas ( $OCR > 2$ ) (Budhu, 2015, p. 243).

**a) Suelos tipo I:** Arenas sueltas, arcillas normalmente consolidadas y ligeramente preconsolidadas ( $OCR \leq 2$ ). Se observa que:

- Muestra un aumento gradual en el esfuerzo cortante a medida que la deformación de corte aumenta (se endurece por deformación) hasta que se alcanza un esfuerzo cortante aproximadamente constante, que llamaremos esfuerzo cortante en el estado crítico,  $\tau_{cr}$  (Figura 2.9.a) (Budhu, 2015, p. 243).
- Se comprime, lo que significa que se vuelven más densos hasta que no ocurra ningún cambio adicional en el volumen (Figura 2.9.b) o hasta que se alcance una relación de vacíos constante, a la cual llamaremos

relación de vacíos en el estado crítico,  $e_{cr}$  (Figura 2.10) (Budhu, 2015, p. 243).

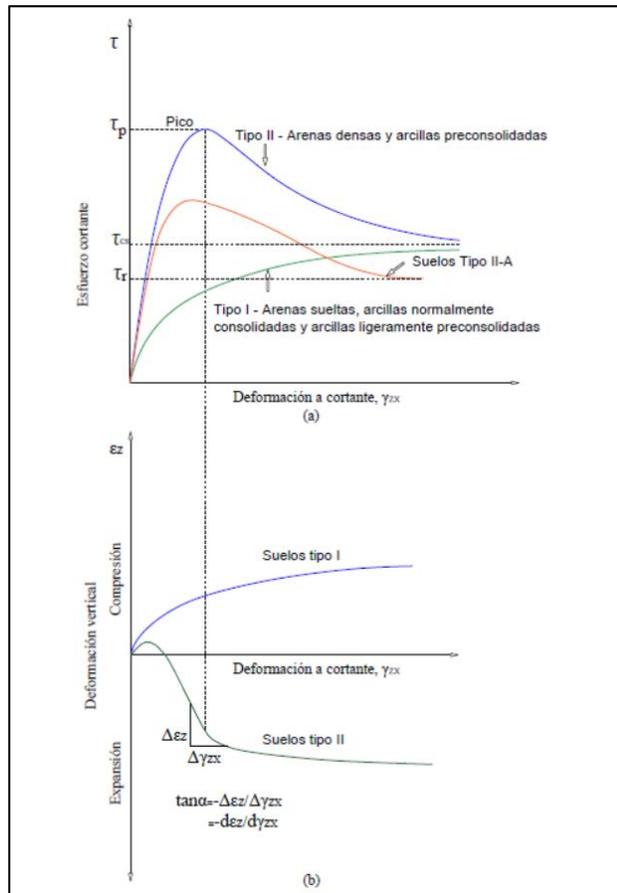


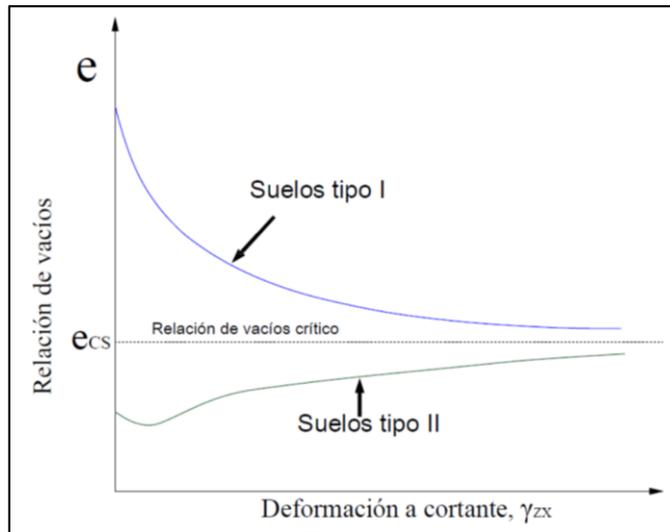
Figura 2.9 (a, b). Respuesta a cortante de los suelos. (Fuente: Budhu, 2015).

**b) Suelos tipo II: Arenas densas y arcillas preconsolidadas ( $OCR > 2$ ):**

- Muestra un aumento rápido en el esfuerzo cortante, alcanzando un valor máximo,  $\tau_p$ , (...) (en comparación con suelos tipo I) y luego muestra una disminución en el esfuerzo cortante aumentando la deformación de corte (...), logrando finalmente un esfuerzo cortante en estado crítico (Figura 2.9.a).

Cuando se desarrolla una banda de corte en algunos tipos de arcillas preconsolidadas, las partículas se orientan paralelamente a la dirección de

la banda de corte, causando que el esfuerzo cortante final de estas arcillas disminuya por debajo del estrés de corte crítico del estado.



**Figura 2.10.** Respuesta a cortante de los suelos (Fuente: Budhu, 2015)

Llamaremos a este tipo de suelo tipo II-A, y el esfuerzo cortante final alcanzó la tensión residual,  $\tau_r$ . Los suelos tipo II-A a menudo se han observado en laderas con suelos ricos en arcilla que han fallado en el pasado. El movimiento previo de estas pendientes pulió las partículas del suelo reduciendo la resistencia a la fricción.

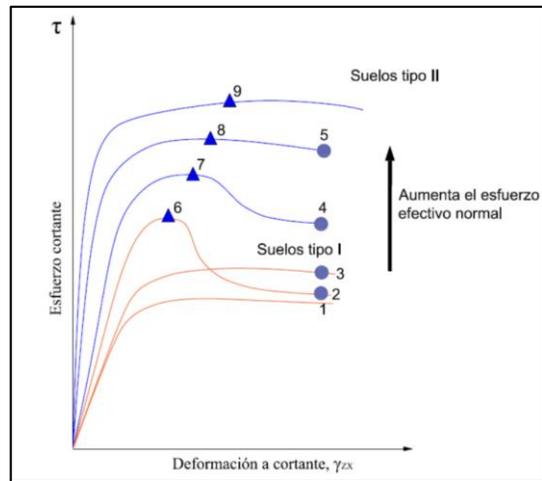
Los suelos de tipo I con un esfuerzo efectivo normal muy bajo también pueden presentar un pico de tensión de corte durante el corte.

- Comprimir inicialmente (atribuido al ajuste de partículas) y luego expandir, es decir, se vuelven más flexibles (Figura 2.10) hasta que se alcanza una relación de vacío crítica (la misma relación de vacío que en los suelos de tipo I).

## 2) Efectos de aumentar el esfuerzo efectivo normal

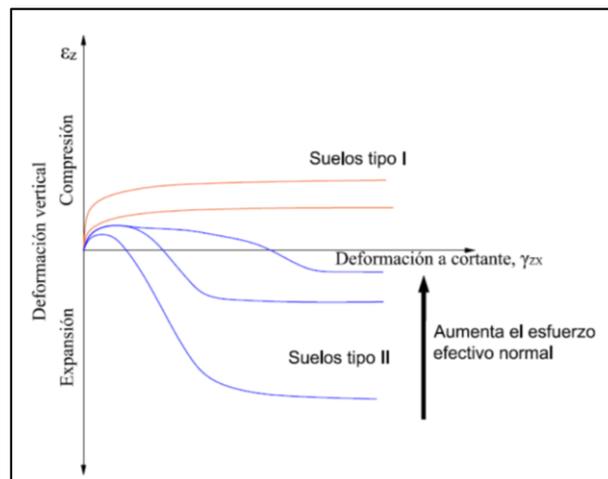
Los efectos de aumentar el esfuerzo efectivo normal son los siguientes:

**a) Suelos de Tipo I:** La cantidad de compresión y la magnitud del esfuerzo cortante del estado crítico aumentan (Figuras 2.11 y 2.12).



**Figura 2.11.** Efectos de aumentar los esfuerzos efectivos normales en los suelos.  
(Fuente: Budhu, 2015)

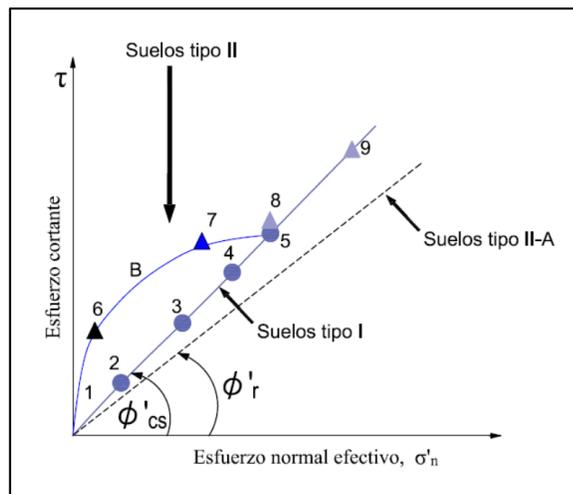
El ángulo entre OA y el eje  $\sigma_n$  es el ángulo de estado crítico de la resistencia al corte,  $\phi'_{cs}$ . Llamaremos al ángulo de resistencia al corte el ángulo de fricción (Budhu, 2015, p. 243).



**Figura 2.12.** Efectos de aumentar los esfuerzos efectivos normales en la respuesta de los suelos.  
(Fuente: Budhu, 2015)

Los suelos tipo I, a medida que aumenta la deformación a cortante van disminuyendo su volumen hasta llegar a un volumen donde ya no puede disminuir más. Los suelos Tipo II, inicialmente, disminuyen de volumen pero luego aumentan de volumen, a este fenómeno se le conoce como dilatancia, a estos suelos también se les conoce como suelos dilatantes.

En un gráfico de Esfuerzos normales efectivos (abscisa) frente a los esfuerzos cortantes (ordenada) de estado crítico, una línea recta aproximada desde el origen, OA en la figura 2.13, es normalmente observado.



**Figura 2.13.** Efectos de aumentar los esfuerzos efectivos normales en la respuesta de los suelos. (Fuente: Budhu, 2015).

El ángulo de fricción de estado crítico es una constante para un suelo dado y es una propiedad fundamental del suelo (la propiedad no varía con las condiciones de carga).

**b) Suelos tipo II:** • • El pico de esfuerzo cortante tiende a desaparecer, el estado crítico de esfuerzo cortante aumenta y el cambio en la expansión del volumen disminuye (Figura 2.9 (a, b)). En una gráfica de tensiones efectivas normales frente a las tensiones de cizalladura máximas, normalmente se

observa una curva (OBCA, Figura 2.13). En tensiones efectivas normales grandes, se suprime la tensión de cizalladura máxima y solo se observa una tensión de cizalladura crítica en el estado y aparece como un punto (punto 9) ubicado en OA (Figura 2.13). El ángulo entre el eje de esfuerzo efectivo normal y una línea desde el origen hasta cada esfuerzo cortante máximo proporciona el ángulo de fricción máximo,  $\phi_p'$ , al esfuerzo eficaz normal correspondiente.

**c) Suelos tipo II-A:** En una gráfica de tensiones efectivas normales frente a las tensiones residuales, normalmente obtenemos un OD de línea por debajo de OA (figura 2.13). El ángulo entre OD y el eje  $\sigma'$  da el ángulo de fricción residual,  $\phi_r'$ .

A medida que aumenta el esfuerzo normal efectivo, la relación de vacío crítica disminuye. Por lo tanto, la relación de vacío crítico depende de la magnitud del estrés efectivo normal y no es un parámetro fundamental del suelo.

### **3) Influencia de la relación de vacíos inicial**

La tendencia de que el ángulo de fricción es más grande cuanto más compacto es el suelo, es siempre la misma. La influencia de la relación de vacíos sobre el ángulo de fricción puede explicarse por el fenómeno del encaje de las partículas. También se han propuesto otras formas de considerar estos mismos fenómenos. Por ejemplo, la energía comunicada a un suelo por las cargas exteriores se consume en dos formas: en vencer la resistencia la resistencia por fricción entre partículas y en dilatar el suelo contra la presión de confinamiento. Cuanto más compacta es la arena, mayor es la expansión

es expansión que tiende a producirse en el proceso de corte. (Lambe y Whitman, 1969, p.157)

#### 4) Resistencia de una arena a volumen constante

El comportamiento a volumen constante y el comportamiento bajo una presión de confinamiento constante pueden relacionarse de la forma siguiente:

Para que una arena compacta falle por corte, debe vencerse en cierta forma el elevado grado de encaje. Esto puede suceder, bien rompiendo y fracturando las partículas o aumentando el volumen. (Lambe y Whitman, 1969, p.157)

#### 5) Ángulo de fricción en el estado final

Después de una deformación considerable de un suelo cualquiera, tanto el esfuerzo desviador como la relación de vacío alcanzan valores que son independientes de la relación de vacíos inicial. En esta fase, la arena se deforma sin posterior cambio de volumen y bajo un esfuerzo desviador constante. A este estado también se le denomina final, a volumen constante, crítico y residual (Lambe y Whitman, 1969, p.157).

*Tabla 2.1. Utilización del ángulo de fricción crítico en diversos problemas prácticos*

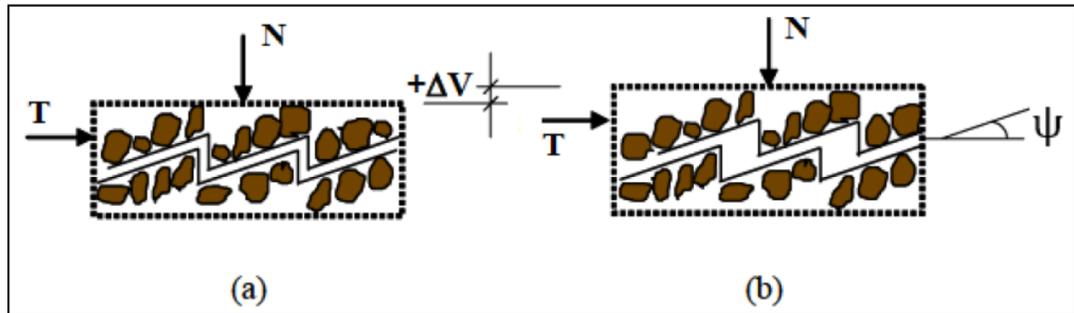
<b>Problema</b>	<b>Ángulo de fricción</b>	<b>Depende de:</b>
Resistencia interna de las arenas para grandes deformaciones	Ángulo de fricción crítico	Composición del suelo; relación de vacíos en el estado residual
Deslizamiento de la arena sobre una superficie rugosa.	Ángulo de fricción crítico	Composición del suelo; relación de vacíos en el estado residual

*Fuente: (Lambe y Whitman, 1969, p.159)*

## 6) La Dilatancia

La expansión del volumen se llama dilatancia, que es una medida del aumento del volumen del suelo con respecto al cambio en la deformación de corte. La dilatación depende esencialmente de la disposición estructural de las partículas del suelo y de la trayectoria de esfuerzo aplicada (una representación del esfuerzo que incluye magnitud y dirección, y tipo, como compresión, corte o ambas). Las disposiciones estructurales de las partículas del suelo dependen de la forma, el tamaño y la distribución de las partículas dentro del suelo, el historial de deposición y las cargas anteriores. Las disposiciones estructurales de las partículas del suelo influyen en la porosidad del suelo y, por lo tanto, en su densidad y permeabilidad.

El fenómeno de dilatancia en suelos granulares puede ser representado por un modelo conceptual de “dientes de serrucho” (...), en donde al aplicar una fuerza tangencial “ $T$ ” el bloque superior desliza y tiende a moverse verticalmente, provocando un cambio de volumen  $\Delta V$ . El plano de este deslizamiento forma un ángulo “ $\psi$ ” con la horizontal o plano de deslizamiento macroscópico, denominándose comúnmente como ángulo de dilatancia o dilatación. Este ángulo puede ser positivo o negativo dependiendo de si el cambio de volumen resultante es una expansión o una compresión (Rojas, 2016, p. 23).



**Figura 2.14.** Modelo conceptual de "dientes de serrucho" para explicar la dilatación de suelos granulares (Fuente. Ríos, 2015. Citado en Rojas, 2016)

### 2.2.3 La densidad relativa

La densidad relativa indica el grado de compactación del material y se emplea tanto para suelos naturales, como para rellenos compactados (Dávila, Barra y Guzmán; 2008; p. 11).

La densidad relativa es una propiedad índice de estado de los suelos que se emplea normalmente en gravas y arenas, es decir, en suelos que contienen reducida cantidad de partículas menores que 0,074 mm. (malla N° 200) (Dávila, Barra y Guzmán; 2008; p. 11).

La densidad relativa También conocida como Compacidad relativa al término densidad relativa se utiliza comúnmente para indicar la densidad in situ o soltura del suelo (Hoyos, 2012, p. 25).

La densidad relativa, expresada en porcentaje, es el grado de compacidad de un suelo referido a sus estados más suelto y más denso, los que se obtienen siguiendo los procedimientos de laboratorio que se indican más adelante. Se expresa a través de la siguiente fórmula:

$$DR (\%) = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}} \times 100 \quad (2.8)$$

Donde:

$e$  = Índice de vacíos.

$V_v$  = Volumen de vacíos

$V_s$  = Volumen de sólidos

$$e = \frac{V_v}{V_s} \quad (2.9)$$

Debido a que el parámetro de estado que se determina en terreno es la densidad húmeda,  $\gamma_h$ , y a través de ella, la densidad seca,  $\gamma_d$ , la misma fórmula conviene expresarla en función de las densidades secas de los distintos estados, como se presenta a continuación:

$$DR (\%) = \frac{\gamma_{dmax}}{\gamma_d} \times \frac{\gamma_d - \gamma_{dmin}}{\gamma_{dmin} - \gamma_{dmin}} \times 100\% \quad (2.10)$$

Debe observarse que a  $\gamma_{d \text{ máx}}$  corresponde  $e_{\text{mín}}$  y que a  $\gamma_{d \text{ mín}}$  corresponde  $e_{\text{máx}}$ . De la definición se desprende que la densidad relativa varía entre 0 (cuando  $e=e_{\text{máx}}$  ó  $\gamma_d=\gamma_{d\text{mín}}$ ) y 100 (cuando  $e=e_{\text{mín}}$  ó  $\gamma_d=\gamma_{d\text{máx}}$ ).

El cálculo de la densidad relativa de un suelo natural o relleno artificial requiere, de acuerdo a la fórmula, de las siguientes determinaciones:

- a) Densidad seca del suelo in situ; que puede ser de un suelo natural o de un material de relleno que está siendo compactado; la dificultad en la determinación de la densidad seca reside en la determinación del volumen ocupado por el suelo in situ, para lo cual existen diversos métodos; entre ellos, el método del cono de arena que es el de uso más frecuente; que corresponde a una determinación que se realiza en terreno

- b) Densidad máxima seca; es una determinación que se realiza en laboratorio; el procedimiento más utilizado es el método de mesa vibradora que tiene dos variantes: método seco y húmedo; el método japonés es un método seco.
- c) Densidad mínima seca; es una determinación que se realiza en laboratorio (Dávila, Barra y Guzmán; 2008; p. 11).

Compacidades considerablemente inferiores a la mínima pueden también obtenerse, en especial en arenas muy finas y limos, sedimentando lentamente el suelo en agua o esponjando el suelo en presencia de una ligera humedad (Lambe y Whitman, 1969, p. 43).

Cuanto menor es la gama de tamaños de las partículas presentes (es decir, cuanto más uniforme es el suelo) y cuanto más pequeñas y angulosas son las partículas, menor es la compacidad mínima (es decir, mayor es la oportunidad de formar una agrupación floja de partículas). Cuanto mayor es la gama de tamaños presente, mayor será la compacidad máxima (es decir, los huecos entre las partículas pueden rellenarse con las más pequeñas) (Lambe y Whitman, 1969, p. 43).

**Tabla 2.2.** Denominación según la compacidad (Densidad relativa)

Densidad relativa (%)	Denominación
0-15	Muy suelta
15-35	Suelta
35-65	Media
65-85	Compacta
85-100	Muy compacta

(Fuente: Lambe y Whitman, 1969)

La humedad de los suelos granulares naturales varía desde menos del 0.1 % para arenas secadas al aire hasta más del 40% para arena suelta saturada. (Lambe y Whitman, 1969, p. 43).

### **2.2.3.1 Determinación del ángulo de fricción crítico a partir de la densidad relativa**

Giuliani y Nicoll (1982), propusieron en su investigación titulada “*Nuevas correlaciones analíticas entre SPT, presión de sobrecarga y densidad relativa*”, mediante métodos estadísticos, la siguiente ecuación de correlación entre el ángulo de fricción crítico y la densidad relativa.

$$Tg(\Phi) = 0.575 + 0.361Dr^{0.866}$$

Donde:

$\Phi$  = Ángulo de fricción crítico

$Dr$  = Densidad Relativa (González, De Barcia, Sulbaran,, Ucar; 2014, p. 06)

La mencionada ecuación nos permitirá determinar el ángulo de fricción crítico patrón a partir del cual se harán las comparaciones con el ángulo de reposo y las consiguientes correlaciones.

### **2.2.4 Parámetros geotécnicos y coeficientes**

Luego de haber obtenido el ángulo de fricción crítico, habiendo hecho previamente la comprobación de sus valores, dentro de un intervalo; complementamos la investigación con la determinación de los parámetros y

coeficientes que derivan directamente de este, mediante ecuaciones del ángulo de fricción crítico.

En primer lugar se describen las teorías relacionadas a la presión lateral de tierra, cuyos parámetros son determinados mediante ecuaciones de correlación. Un diseño adecuado y la construcción de estas estructuras requieren un conocimiento profundo de las fuerzas laterales que actúan entre las estructuras de contención y las masas de suelo que será retenido. Estas fuerzas laterales son causadas por la presión lateral de tierra (Das, 2013, p. 379).

En general, la presión lateral de tierra se puede dividir en tres categorías principales, dependiendo de la naturaleza del movimiento de la estructura de contención (Das, 2013, p. 379).

#### 2.2.4.1 Coeficiente de esfuerzo en reposo ( $K_0$ )

Es la relación numérica entre los esfuerzos horizontales y los esfuerzos verticales en una masa de suelo cuando no está sometida a la acción de fuerzas externas (Hoyos, 2012, p. 45), donde  $\phi'$  es el ángulo de fricción crítico en términos de esfuerzos efectivos.

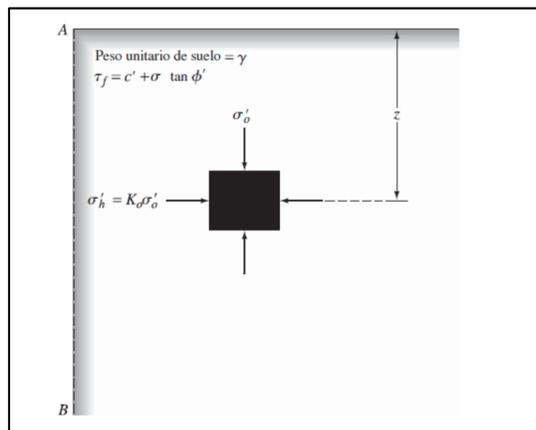


Figura 2.15. Presión de tierra en reposo (Fuente: Das, 2013)

En la figura 2.15, si la pared AB es estática, es decir, si no se mueve a la derecha o a la izquierda de su posición inicial, la masa de suelo estará en un estado de equilibrio elástico; esto es, la deformación horizontal es 0. La razón del esfuerzo horizontal efectivo a la tensión vertical se llama coeficiente de presión de tierra en reposo ( $K_o$ ) (Das, 2013, p. 381).

$$K_o = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_o} \quad (2.11)$$

Ya que  $\sigma_o = \gamma z$ , tenemos:

$$\sigma'_h = K_o(\gamma z) \quad (2.12)$$

Para un suelo normalmente consolidado, la relación para  $K_o$  (Jaky, 1944. Citado en Das, 2001) es:

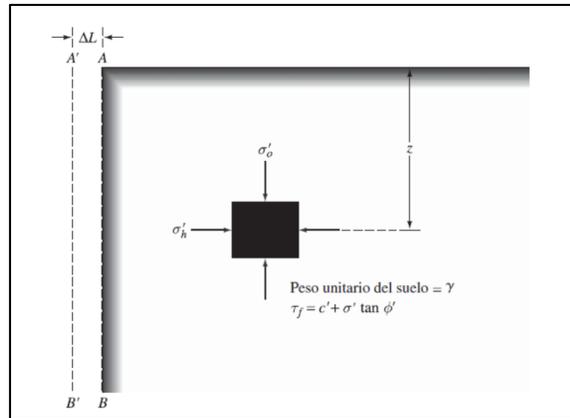
$$K_o = 1 - \text{sen } \phi' \quad (2.13)$$

- **Teoría de Rankine de las presiones activa y pasiva de tierra**

El término equilibrio plástico en el suelo se refiere a la condición en la que cada punto en una masa de suelo está a punto de fallar. Rankine (1857) investigó las condiciones de presión sobre el suelo en un estado de equilibrio plástico. Esta sección se ocupa de la teoría de la presión de tierra (Das, 2013, p. 383).

#### **2.2.4.2 El coeficiente de empuje activo ( $K_a$ )**

Es la relación numérica entre los esfuerzos horizontales, y los esfuerzos verticales en una masa de suelo que se encuentra en una condición de empuje activo (Hoyos, 2012, p. 45).



**Figura 2.16.** Presión activa de tierras de Rankine (Fuente: Das, 2013)

En la figura 2.16 se muestra una masa de suelo que está delimitada por una pared AB sin fricción, que se extiende a una profundidad infinita. Los principales esfuerzos efectivos verticales y horizontales en un elemento de suelo a una profundidad  $z$  son  $\sigma'_o$  y  $\sigma'_h$ , respectivamente. Si a la pared AB no se le permite moverse en absoluto, entonces  $\sigma'_h = K_o \sigma'_o$ .

Sin embargo, si se permite que la pared AB se aleje de la masa de suelo poco a poco, entonces el esfuerzo principal horizontal efectivo disminuirá. Finalmente, se llegará a un estado en el que la condición de esfuerzo alcance un estado de equilibrio plástico y la falla del suelo. Este estado es el estado activo de Rankine, y la presión  $\sigma'_o$  en el plano vertical (que es un plano principal) es la presión activa de tierra de Rankine (Das, 2013, p. 384).

$$K_a = \sigma'_h / \sigma'_v = \tan^2 \left( 45 - \frac{\phi'}{2} \right) \quad (2.14)$$

### 2.2.4.3 El coeficiente de empuje pasivo ( $K_p$ )

Es la relación numérica entre los esfuerzos horizontales, y los esfuerzos verticales en una masa de suelo que se encuentra en una condición de empuje pasivo (Hoyos, 2012, p. 45).

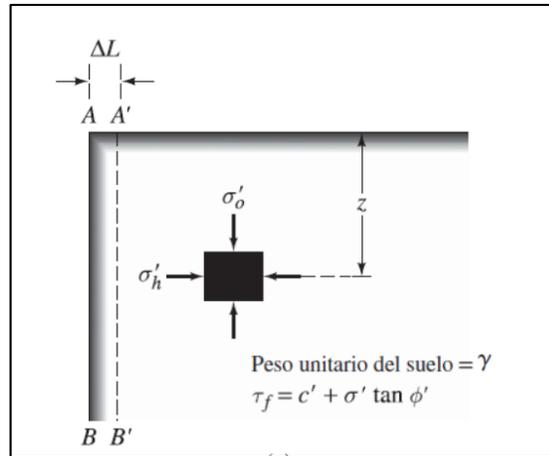


Figura 2.17. Presión pasiva de tierras de Rankine (Fuente. Das, 2013)

En la figura 2.17 se ilustra el estado pasivo de Rankine,  $AB$  es una pared sin fricción que se extiende a una profundidad infinita (...) Si la pared es empujada poco a poco sobre la masa del suelo, el esfuerzo principal efectivo  $\sigma'_h$  aumentará. En última instancia la pared llegará a un estado en el que la condición de tensión (...) producirá la falla del suelo; esto se conoce como estado pasivo de Rankine (Das, 2013, p. 388).

$$K_p = \sigma'_h a / \sigma'_v = \tan^2\left(45 + \frac{\phi'}{2}\right) \quad (2.15)$$

#### 2.2.4.4 El valor de Soporte de California (CBR)

Es un método desarrollado por la División de Carreteras del Estado de California (EE.UU.) y sirve para evaluar la calidad relativa del suelo para subrasante, sub-base y base de pavimentos.

El CBR es la medida de la resistencia relativa de un suelo a la penetración bajo condiciones controladas de densidad y contenido de humedad. Es la relación del esfuerzo necesario para penetrar un material dado respecto al

esfuerzo que se necesita para penetrar un material de referencia (roca triturada para base de pavimento) cuya resistencia a la penetración en condiciones normalizadas es conocida.

El ensayo mide la resistencia al corte de un suelo bajo condiciones de humedad y densidad controladas, permitiendo obtener un (%) de la relación de soporte.

El (%) CBR, está definido como la fuerza requerida para que un pistón normalizado penetre a una profundidad determinada, expresada en porcentaje de fuerza necesaria para que el pistón penetre a esa misma profundidad y con igual velocidad, en una probeta normalizada constituida por una muestra patrón de material triturado (Dávila, Barra y Guzmán; 2008; p. 54).

El objetivo del ensayo de CBR es establecer una relación entre el comportamiento de los suelos principalmente utilizados como bases y subrasantes bajo el pavimento de carreteras y aeropistas, determinando la relación entre el valor de CBR y la densidad seca que se alcanza en el campo. Alvarado, P y Muñoz, I. (2010), en su investigación titulada: *Correlación del ángulo de fricción interna y CBR tipo I para arenas limosas (SM), llevada a cabo en la Universidad Pontificia Bolivariana de Colombia*; elaboraron una gráfica que relaciona el CBR con el ángulo de fricción crítico y de cuyos estudios se desprende que:

- El valor del ángulo de fricción crítico ( $\Phi$ ) aumenta a medida que el valor de CBR también aumenta, es decir que este incremento es simultáneo para estos dos parámetros de resistencia.

- El CBR máximo alcanzado en este proyecto fue de 97.3% al cual correspondió un ángulo de fricción de 43°.

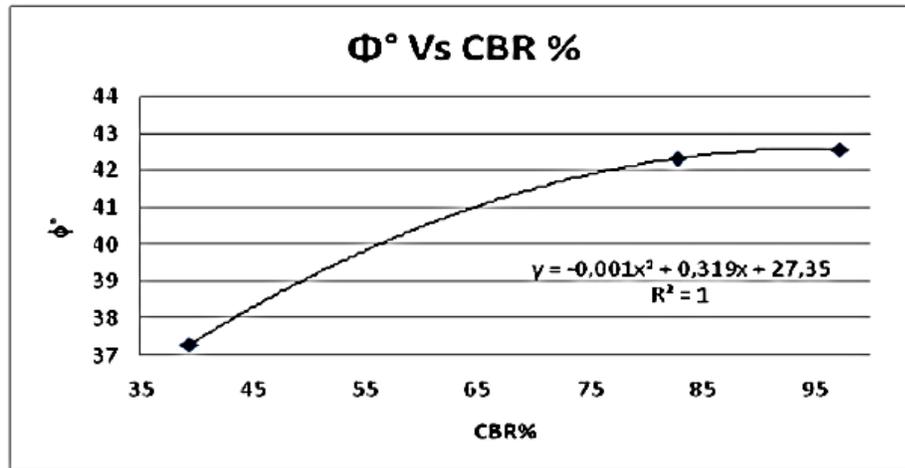


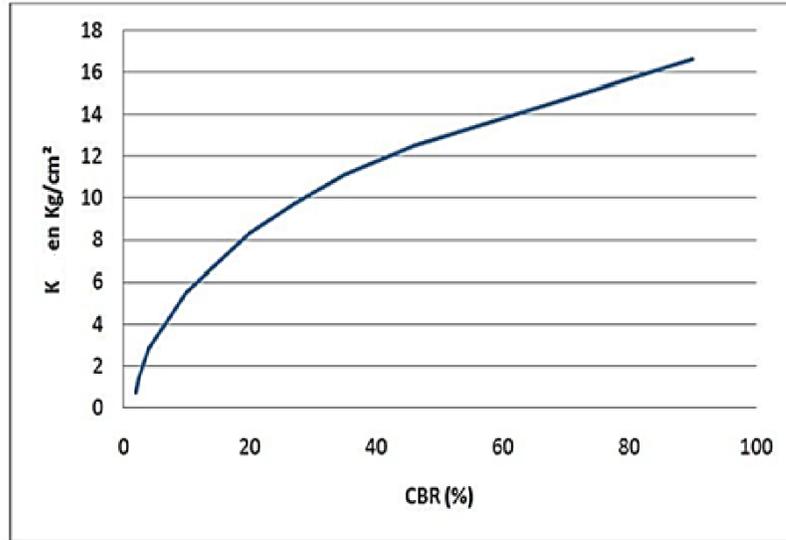
Figura 2.18. Ángulo de fricción crítica Vs CBR. (Fuente. Alvarado y Muñoz, 2010)

Para la presente investigación se hará uso de esta gráfica, a partir del cual se podrá correlacionar el ángulo de fricción crítica con el CBR.

#### 2.2.4.5 El coeficiente de balasto (K)

También conocido el módulo de reacción del suelo, es un parámetro que se define como la relación entre la presión que actúa en un punto,  $p$ , y el asiento que se produce,  $y$ , es decir  $K_s = p/y$ . Este parámetro tiene dimensión de peso específico y, aunque depende de las propiedades del terreno no es una constante del mismo ya que también depende de las dimensiones del área que carga contra el terreno (Agudelo, 2015)

Agudelo, J. (2015), en su artículo llamado: *Breve resumen del Coeficiente de Balasto*, plantea un gráfico que correlaciona el CBR con el coeficiente de balasto, el mismo que se muestra en la figura 2.18.



**Figura 2.19.** Coeficiente de balasto Vs CBR. (Fuente. Agudelo, 2015)

La figura 2.18 correlaciona el índice portante de California (CBR) con el coeficiente de balasto de una placa de 30" de diámetro (Agudelo, 2015)

#### 2.2.4.6 El Módulo de elasticidad (Es)

El módulo de Elasticidad es la pendiente inicial en un gráfico de esfuerzo deformación

El Ing. Torres Milton (Ecuador, 2012), en su libro Manual de Pavimentos, establece que una relación entre el CBR y el módulo de elasticidad de los suelos se encuentra dentro de los siguientes valores:

$$Es (Kg/cm2) = 100xCBR \text{-----} CBR > 10\% \quad (2.16)$$

$$Es (Kg/cm2) = 500xCBR \text{-----} CBR < 10\% \quad (2.17)$$

#### 2.2.4.7 El Módulo de resiliencia (Mr)

El módulo de resiliencia está definido como el esfuerzo desviador repetido aplicado en compresión triaxial entre la deformación axial recuperable. Así pues, el concepto de módulo resiliente está ligado invariablemente a un proceso de carga repetida.

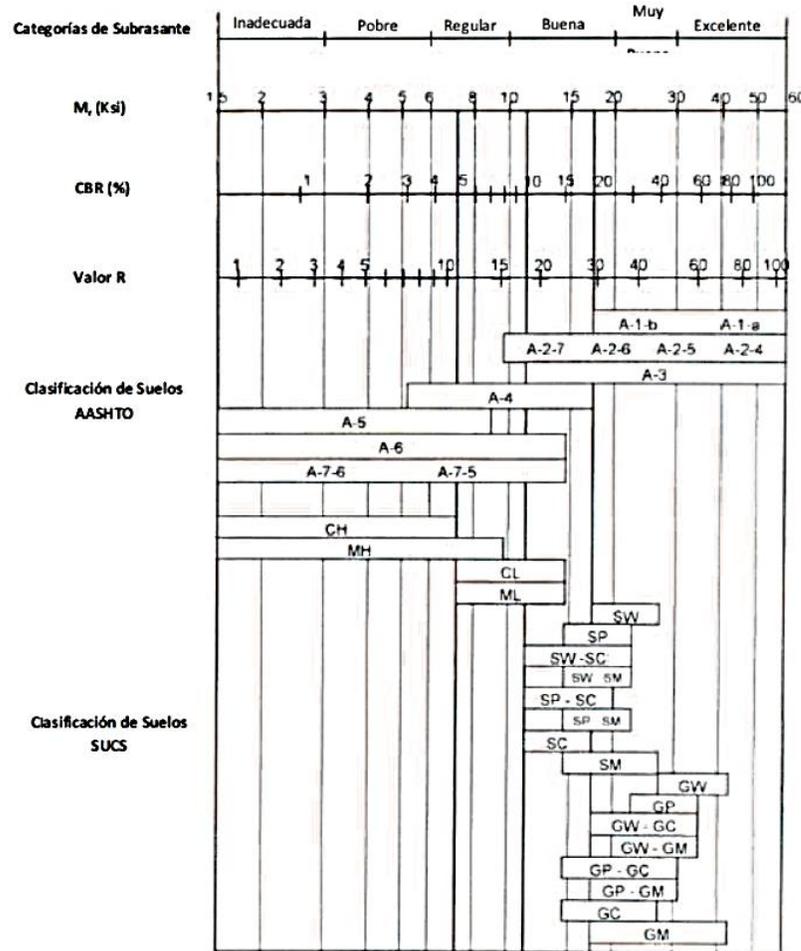
El módulo de resiliencia es el módulo elástico que se utiliza con la teoría elástica. Es bien sabido que la mayoría de los materiales de pavimentación no son elásticos, pero experimentan alguna deformación permanente después de cada aplicación de carga. Sin embargo, si la carga es pequeña en comparación con la resistencia del material y se repite una gran cantidad de veces, la deformación en cada repetición de la carga es casi completamente recuperable (y proporcional a la carga) y puede considerarse elástica (Huang, 2004, p.279).

Para obtener el Módulo de resiliencia a partir del CBR, se empleará la siguiente ecuación que correlaciona el  $M_r$  – CBR, obtenida del Appendix CC-1 “Correlation of CBR values with soil index properties” preparado el 2001 por NCHRP Project 1- 37A (National Cooperative Highway Research Program), documento que forma parte de MEPDG Mechanistic - Empirical Pavement Design Guide – AASHTO interim 2008) (Manual de Carreteras (suelos, geotecnia y pavimentos, MTC, 2013).

$$M_r (psi) = 2555xCBR^{0.64} \quad (2.18)$$

El módulo de resiliencia se puede usar directamente en el diseño de pavimentos flexibles; y, para el diseño de pavimentos rígidos o de concreto, debe convertirse a módulo de reacción de la subrasante (valor K).

En la figura 2.19 se muestra la relación del Módulo de resiliencia con la calidad de la subrasante.



**Figura 2.20.** Correlaciones Típicas entre las Clasificaciones y Propiedades de los Suelos con el Módulo de Resiliencia. (Fuente. MTC, 2013)

En resumen, los parámetros geotécnicos de resistencia al corte asociados al estado crítico y para los distintos tipos de suelos, son independientes del estado de densidad inicial y del historial de tensiones que presente éste, es decir, no se ven alterados producto de un comportamiento dilatante o contractivo. Por lo tanto, estos parámetros representan una propiedad intrínseca para cada suelo en particular, la cual se da una vez alcanzadas grandes deformaciones y que se traducen en una única curva en el espacio ( $\sigma'$ ,  $\tau$ ,  $\nu$ ). Por otro lado, el ángulo de fricción efectivo movilizado máximo  $\phi_{mov-máx'}$  de un ensayo drenado (asociado a la resistencia máxima y

calculado para un ensayo individual asumiendo  $c'=0$ , a no ser que haya una cohesión verdadera), denominado usualmente como  $\phi_{m\acute{a}x}'$  o  $\phi_{peak}'$ , puede ser de uso más común en la práctica, pero este si es dependiente del estado de densidad inicial, historial de tensiones y nivel de deformación cortante (Rojas, 2016).

### 2.3 Definición de términos

- **AASHTO:**

Acrónimo de American Association of State Highways and Transit Officials con su traducción al español, Asociación de autoridades estatales de tránsito y carreteras.

- **ABSORCIÓN:**

Proceso en el que un líquido penetra y llena los intersticios de un material sólido poroso. Asimilación de fluidos en los poros de los suelos y rocas.

- **ADHESIÓN:**

Resistencia al deslizamiento entre dos materiales diferentes bajo una presión externa nula.

- **AGREGADO ANGULAR:**

Aquel cuyas partículas tienen bordes bien definidos, formados por la intersección de caras planas o burdamente planas.

- **ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO:**

Determinación de las cantidades relativas de partículas en un material granular que se encuentran dentro de rangos definidos de diámetro, mediante su separación sobre tamices de distintos tamaños de abertura, o por otros procesos adecuados para el efecto como la sedimentación o el examen por medios ópticos. (Normas ASTM D422).

- **ARENA BIEN GRADUADA**

Es una arena con fracción gruesa mayor o igual al 50% que pasa el tamiz nº4.

- **ASTM:**

Acrónimo de American Society for Testing and Materials con su traducción al español, Sociedad Norteamericana de Ensayos y Materiales.

- **CARGA:**

Fuerza total que actúa sobre el terreno o sobre una estructura.

- **CLASIFICACIÓN AASHTO DE SUELOS:**

Clasificación geotécnica de suelos desarrollada por Terzaghi y Hogentogler, que se basa en sus características granulométricas y de plasticidad. Todos los suelos son clasificados en 8 grupos básicos designados por los símbolos A-1, A-2, A-3, etc. Los primeros tres grupos corresponden a suelos gruesos granulares; los grupos A-4 y A-5 corresponden a suelos predominantemente limosos; los grupos A-6 y A-7 corresponden a suelos arcillosos; el grupo A-8 corresponde a suelos altamente orgánicos. (Normas AASHTO M145 y ASTM D3282). (Hoyos, 2012, p. 40).

- **CLASIFICACIÓN UNIFICADA DE SUELOS (SUCS):**

Clasificación geotécnica de suelos, desarrollada inicialmente por A. Casagrande que se basa en sus características de granulometría y de plasticidad. (Norma ASTM D2487). En esta clasificación todos los suelos resultan ubicados en uno de 15 grupos, cada uno de los cuales es designado por dos letras que indican sus características relevantes así:

**Tabla 2.3. Clasificación SUCS para suelos gruesos.**

SISTEMA CLASIFICACION USCS							
GRUESOS (< 50 % pasa 0.08 mm)							
Tipo de Suelo	Símbolo	% pasa 5 mm.***	% pasa 0.08 mm.	CU	CC	** IP	
Gravas	GW	< 50	< 5	> 4	1 a 3	< 0.73 (wl-20) ó <4 > 0.73 (wl-20) ó >7	
	GP			≤ 6	<16>3		
	GM		> 12				
	GC						
Arenas	SW	> 50	< 5	> 6	1 a 3	< 0.73 (wl-20) ó <4 > 0.73 (wl-20) y >7	
	SP			≤ 6	<16>3		
	SM		> 12				
	SC						
* Entre 5 y 12% usar símbolo doble como GW-GC, GP-GM,SW-SM, SP-SC. *** respecto a la fracción retenida en el tamiz 0.080 mm							
** Si $IP \geq 0.73 (wl-20)$ ó si IP entre 4 y 7 e $IP > 0.73 (wl-20)$ , usar símbolo doble: GM-GC, SM-SC.							
En casos dudosos favorecer clasificación menos plástica Ej: GW-GM en vez de GW-GC.							
$C_U = (D_{60}) / (D_{10})$				$C_C = (D_{30}^2) / (D_{60} \cdot D_{10})$			

(Fuente: Civil geeks)

**Tabla 2.4. Clasificación SUCS para suelos finos**

FINOS ( $\geq 50$ % pasa 0.08 mm)			
Tipo de Suelo	Símbolo	Lim. Liq. wl	Índice de Plasticidad * I <sub>p</sub>
limos inorgánicos	ML	< 50	< 0.73 (w <sub>L</sub> - 20) ó < 4
	MH	> 50	< 0.73 (w <sub>L</sub> - 20)
arcillas inorgánicas	CL	< 50	> 0.73 (w <sub>L</sub> - 20) y > 7
	CH	> 50	> 0.73 (w <sub>L</sub> - 20)
limos y arcillas orgánicos	OL	< 50	** w <sub>L</sub> seco al horno ≤ 75 % de w <sub>L</sub> seco al aire
	OH	> 50	
turba	P <sub>t</sub>	Materia orgánica fibrosa se carboniza, se quema o se pone incandescente.	
Si $I_p \geq 0.73 (w_L - 20)$ ó si IP entre 4 y 7 e $I_p > 0.73 (w_L - 20)$ , usar símbolo doble: CL-ML, CH-OH			
** Si tiene olor orgánico debe determinarse adicionalmente wl seco al horno			
En casos dudosos favorecer clasificación más plástica Ej: CH-MH en vez de CL-ML. Si w <sub>L</sub> = 50; CL-CH ó ML-MH			

(Fuente: Civil geeks)

- **CURVA GRANULOMÉTRICA:**

Representación gráfica de la distribución granulométrica de un suelo.

- **ESFUERZO CORTANTE ( $\tau$ ):**

Esfuerzo resultante de la aplicación de un par de fuerzas no colineales sobre un plano paralelo a ellas.

- **ESFUERZO NORMAL ( $\sigma$ ):**

Esfuerzo resultante de la aplicación de fuerzas colineales sobre un plano perpendicular a la línea de aplicación de tales fuerzas. Los esfuerzos normales pueden ser compresionales o de tracción.

- **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.

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.

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,  $\sigma$ , y la presión de poros,  $\mu$ . Esta diferencia se denomina esfuerzo efectivo, y se expresa por:

$$\sigma' = \sigma - \mu \quad (2.12)$$

- **DESLIZAMIENTOS:**

Rotura y desplazamiento del suelo situado debajo de un talud, que origina un movimiento hacia abajo y hacia fuera de toda la masa que participa del mismo.

Los deslizamientos pueden producirse de distintas maneras, es decir en forma lenta o rápida, con o sin provocación aparente, etc. Generalmente se producen como consecuencia de excavaciones o socavaciones en el pie del talud. Sin embargo existen otros casos donde la falla se produce por desintegración

gradual de la estructura del suelo, aumento de las presiones intersticiales debido a filtraciones de agua, etc (De Matteis, 2003, p.5).

- **DESLIZAMIENTOS SUPERFICIALES (CREEP):**

Esta falla se refiere al proceso más o menos continuo, y por lo general lento, de deslizamiento ladera abajo que se presenta en la zona superficial de algunas laderas naturales. El creep suele involucrar a grandes áreas y el movimiento superficial se produce sin una transición brusca entre la parte superficial móvil y las masas inmóviles más profundas. No se puede hablar de una superficie de deslizamiento (De Matteis, 2003, p.5)

- **ESTABILIDAD:**

Se entiende por estabilidad a la seguridad de una masa de tierra contra la falla o movimiento. Como primera medida es necesario definir criterios de estabilidad de taludes, entendiéndose por tales algo tan simple como el poder decir en un instante dado cuál será la inclinación apropiada en un corte o en un terraplén; casi siempre la más apropiada será la más escarpada que se sostenga el tiempo necesario sin caerse. Este es el centro del problema y la razón de estudio.

A diferentes inclinaciones del talud corresponden diferentes masas de material térreo por mover y por lo tanto diferentes costos. Podría imaginarse un caso

en que por alguna razón el talud más conveniente fuese muy tendido y en tal caso no habría motivos para pensar en “problemas de estabilidad de taludes”, pero lo normal es que cualquier talud funcione satisfactoriamente desde todos los puntos de vista excepto el económico, de manera que las consideraciones de costo presiden la selección del idóneo, que resultará ser aquél al que corresponda la mínima masa de tierra movida, o lo que es lo mismo el talud más empinado.

Probablemente muchas de las dificultades asociadas en la actualidad a los problemas de estabilidad de taludes radican en que se involucra en tal denominación a demasiados temas diferentes, a veces radicalmente distintos, de manera que el estudio directo del problema sin diferenciar en forma clara tales variantes tiende a conducir a cierta confusión.

Esta historia y génesis de formación de laderas y taludes, la historia de esfuerzos a que estuvieron sometidos y la influencia de condiciones climáticas o, en general, ambientales, definen aspectos tan importantes como configuración de los suelos y las rocas, o el flujo de las aguas subterráneas a través de los suelos que forman la ladera o el talud, el cual influye decisivamente en sus condiciones de estabilidad (De Matteis, 2003, p.4).

- **GRAVA:**

Término para designar los fragmentos de roca cuyo diámetro se encuentra en el rango de 4.75 mm (tamiz #4) a 75 mm., y que normalmente han sido redondeados o desgastados en alguna forma por abrasión en los procesos de erosión y transporte.

- **GRAVA BIEN GRADADA:**

Aquella que presenta una distribución equilibrada en un amplio rango de tamaños; una grava bien gradada tiene un coeficiente de uniformidad menor de 4 y un coeficiente de curvatura entre 1 y 3.

- **GRAVA UNIFORME:**

Aquella cuyas partículas se encuentran en un rango estrecho de tamaños; una grava uniforme tiene un coeficiente de uniformidad menor que 4.

- **LÍMITE LÍQUIDO (LL):**

Contenido de agua con el cual una masa de suelo remoldeada y cortada con un ranurador de dimensiones estándar fluye hasta unirse en una distancia de 13 mm bajo el impacto de 25 golpes en un aparato normalizado para la determinación del límite líquido. (Norma ASTM D4318).

- **LÍMITE PLÁSTICO (LP):**

Contenido de agua con el que un suelo comienza a desmoronarse cuando se forma con él un cilindro de 3 mm de diámetro. (Norma ASTM D4318).

- **PESO ESPECÍFICO:**

Relación numérica entre peso unitario de un cuerpo y el peso unitario del agua en las mismas condiciones de presión y de temperatura.

- **PESO UNITARIO ( $\gamma$ ):**

Peso de un cuerpo por unidad de volumen (en ésta y en las demás definiciones, el término peso tiene el significado y la magnitud de una fuerza).

- **PESO UNITARIO EFECTIVO ( $\gamma'$ ):**

Peso unitario de una masa de suelo, o de roca, sumergida en el agua, numéricamente igual al peso unitario saturado menos el peso unitario del agua, que al ser multiplicado por la columna de suelo o de roca suprayacente da el esfuerzo efectivo debido al peso de dicha columna.

- **PESO UNITARIO DEL AGUA ( $\gamma_w$ ):**

Peso del agua por unidad de volumen, nominalmente igual a 1 gf/cm<sup>3</sup>.

- **TALUD:**

Se entiende por talud a cualquier superficie inclinada respecto de la horizontal que hayan de adoptar permanentemente las estructuras de tierra. No hay duda que el talud constituye una estructura compleja de analizar debido a que en su estudio coinciden los problemas de mecánica de suelos y de mecánica de rocas, sin olvidar el papel básico que la geología aplicada desempeña en la formulación de cualquier criterio aceptable (De Matteis, 2003, p.3).

## **2.4 Hipótesis**

### **2.4.1 Hipótesis General**

- Los parámetros geotécnicos que pueden ser derivados del ángulo de reposo en la arena de la cantera Tita Cruz son el ángulo de fricción crítico ( $\Phi_{cr}$ ), el coeficiente de empuje pasivo ( $K_p$ ), el coeficiente de empuje activo ( $K_a$ ), el coeficiente de empuje en reposo ( $K_0$ ), el valor de soporte de California (CBR), el coeficiente de balasto ( $K$ ), el módulo de elasticidad ( $E$ ) y el módulo resiliente ( $M_r$ ).

### 2.4.2 Hipótesis Específica

- La determinación de las propiedades físicas del suelo permitirá escoger las correlaciones adecuadas para la determinación de las propiedades mecánicas del suelo.
- La Densidad relativa ( $D_r$ ) está correlacionado con el ángulo de fricción crítico ( $\phi_{cr}$ ) mediante la ecuación matemática propuesta por Giuliani y Nicoll.
- Los resultados obtenidos mediante los métodos normalizados y no normalizados se considerarán aceptables si se encuentran dentro del rango de  $\pm 5\%$  con respecto al parámetro patrón.
- Existe relación entre el ángulo de fricción crítico y el módulo de elasticidad ( $E_s$ ), el valor de soporte de California (CBR), el coeficiente de balasto ( $K$ ) y el módulo de resiliencia ( $M_r$ ), el coeficiente de empuje pasivo ( $K_p$ ); el coeficiente de empuje activo ( $K_a$ ); el coeficiente de empuje en reposo ( $K_0$ ); esto a través de correlaciones matemáticas que están en función de las propiedades físicas del suelo.

## **2.5 Identificación de las Variables.**

### **2.5.1 Variables Independientes.**

El ángulo de reposo.

### **2.5.2 Variables Dependientes.**

Parámetros geotécnicos.

## **CAPITULO III**

### **3 METODOLOGÍA**

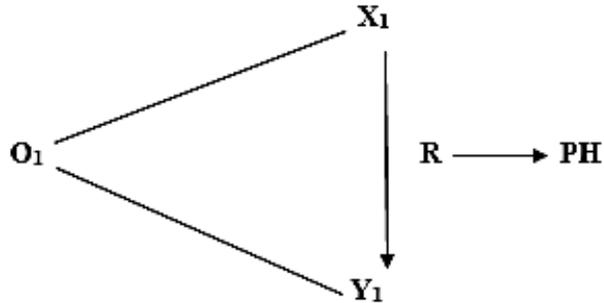
#### **3.1 Tipo de Investigación**

La presente investigación es del tipo APLICADA, porque se busca determinar los parámetros geotécnicos de la cantera Tita Cruz, la cual una vez definida podrá ser utilizada en proyectos de construcción que demanden su aplicación.

La investigación aplicada se sustenta en la investigación teórica; su finalidad específica es aplicar las teorías existentes a la producción de normas y procedimientos tecnológicos, para controlar situaciones o procesos de la realidad (Valderrama, 2002, p. 39).

### 3.2 Diseño de la Investigación

En el diseño de investigación utilizó un esquema correlacional, del tipo transversal, considerando que el análisis a realizar es teórico, bajo el siguiente esquema.



Donde:

$X_1$  : V. I. Ángulo de reposo

$O_1$ : Toma de muestras de la cantera Tita Cruz

$Y_1$ : V.D. Parámetros geotécnicos

R: Relación

PH: Prueba de hipótesis

Se recopilará información relacionada al campo de la geotecnia y más precisamente enfocada a la obtención del ángulo de fricción crítico y los parámetros que deriven de este; todo esto en base a la obtención del ángulo de reposo. En tal sentido, se recurrirá a bibliografía especializada a fin de

obtener información referida a los antecedentes, descripción, análisis e interpretación de los parámetros a estudiar.

En campo, se realizarán los ensayos de exploración a cielo abierto (calicatas), dentro del área definida (muestra) para la presente investigación, a fin de extraer muestras (alteradas) para realizar los ensayos de laboratorio requeridos.

En laboratorio, se obtendrá el ángulo de fricción crítico patrón, el cual se tomará como referencia para realizar el análisis comparativo con los resultados obtenidos del ángulo de reposo, en una posterior fase.

### **3.3 Población Muestra**

#### **3.3.1 Población**

La población considerada para la presente investigación es la cantera ubicada en la quebrada llamada Tita Cruz que está ubicado dentro de la jurisdicción del distrito de Ninacaca, provincia y región de Pasco; con un total de 102,837.50 m<sup>2</sup>.

#### **3.3.2 Muestra**

La muestra ha sido del tipo No Probabilística. De acuerdo a Kinner y Taylor (1998), los elementos muestrales se seleccionan de acuerdo a la conveniencia del investigador. En este caso, se hizo la elección de puntos de exploración (calicatas), de tal manera que se tenga información representativa de todos los sectores que conforman el área total de la cantera en estudio.

### **3.4 Métodos de la Investigación**

El método general de la investigación es el Método científico y en cuanto al procedimiento, el método específico es el método Analítico Sintético.

Se lleva a cabo un proceso de observación, determinando el problema que será la base del estudio, en este caso, que es la determinación del ángulo de fricción crítico del suelo de una cantera. Se ha realizado el análisis de muestras del material encontrado en las canteras y se ha descrito las siguientes propiedades físicas:

- El tipo de suelo y su respectiva clasificación (SUCS Y AASHTO).
- El Límite líquido.
- El Límite plástico.
- El Índice de Plasticidad
- El Contenido de humedad.
- La densidad relativa

Para poder determinar el ángulo de fricción crítico del suelo de la cantera Tita Cruz resultante de las pruebas de ángulo de reposo se hizo un estudio auxiliar, donde se determinará el ángulo de fricción crítico mediante una ecuación de correlación con la densidad relativa. En tal sentido, se hicieron estudios tanto en campo como en laboratorio para determinar la densidad relativa.

### **3.5 Técnicas e Instrumentos de Recolección de Datos**

#### **3.5.1 Técnicas de Recolección de datos.**

Se utilizarán las siguientes técnicas de recolección de datos:

- Para la obtención del ángulo de fricción crítico patrón:
  - Exploraciones a cielo abierto (Calicatas).
  - Ensayo para determinar la densidad y peso unitario de los suelos utilizando el cono de arena.
- Para la obtención del ángulo de reposo
  - Exploraciones a cielo abierto (Calicatas).
  - Análisis Granulométrico
  - Límite Líquido
  - Límite Plástico
  - Índice de Plasticidad
  - Contenido de humedad.

### **3.5.2 Instrumentos y Herramientas de Recolección de datos.**

La recolección de datos se realizará en dos fases:

- Actividades de campo
  - Exploraciones a cielo abierto (calicatas).
  - Muestras para el análisis granulométrico.
  - Cono de arena.
  - Muestras para determinar el contenido de humedad.
- Actividades de Laboratorio
  - Tamices de 3", 2", 1 ½", 1", ¾", 3/8", N° 4, N° 10, N° 20, N° 40, N° 60, N° 140 y N°200.
  - Aparato de Casagrande.
  - Embudo de plástico.

- Recipientes rectangulares de vidrio.
- Recipientes cilíndricos de vidrio.
- Recipiente rectangular de vidrio con válvula.
- Formatos de laboratorio.

### **3.6 Técnicas de Procesamiento y Análisis de Datos**

#### **3.6.1 Técnicas de procesamiento de datos**

- Método de ensayo para el análisis granulométrico de suelos por tamizado (Ensayo ASTM D 422/ NTP 339.128)
- Método estándar de ensayos para limite líquido, limite plástico e índice de plasticidad de suelos (ASTM D 4318-84/NTP 339.129)
- Método de ensayo para determinar el contenido de humedad de un suelo (ASTM D 2216/ NTP 339.127).
- Clasificación de suelos AASHTO (Asociación Americana de Oficiales de Carreteras Estatales y Transportes) y SUCS (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos).

#### **3.6.2 Análisis de Datos**

##### **➤ Análisis descriptivo**

Se ha realizado un análisis del material encontrado en las canteras, y se ha descrito las siguientes propiedades:

Luego de recoger los datos de los ensayos, estos son digitalizados con el software Microsoft Excel 2010, para determinar mediante correlaciones y ecuaciones los diferentes resultados.

### **3.7 Tratamiento Estadístico de Datos**

El análisis de los datos se realizará mediante la utilización de la estadística descriptiva, utilizando la Media Aritmética, Desviación Estándar y el Coeficiente de Variación

El análisis estadístico para la prueba de hipótesis se realizará mediante al análisis de varianza y pruebas no paramétricas.

Con la información obtenida en el laboratorio se determinará la medida de tendencia central (media) y las medidas de dispersión (varianza y desviación estándar), para el ángulo de fricción crítico, para poder determinar el intervalo en el que oscilan sus valores.

Para el ángulo de reposo, establecer el porcentaje (5%) en el que oscilan los valores de los diferentes métodos desarrollados.

## **CAPÍTULO IV**

### **4 RESULTADOS Y DISCUSIÓN**

#### **4.1 Características de la zona de estudio**

El presente estudio se ha llevado a cabo en el ámbito de la jurisdicción del Distrito de Ninacaca, se encuentra a 4140.00 m.s.n.m., geográficamente ubicado en la región Puna al sur de la ciudad de Cerro de Pasco, capital de la región Pasco, entre los 76°06'33" en longitud oeste y 10°51'22" en latitud sur.

En Ninacaca, durante el transcurso del año, la temperatura generalmente varía de -1 °C a 14 °C y rara vez baja a menos de -3 °C o sube a más de 16 °C. En un año, la precipitación media es 1110 mm.

Los Andes centrales del Perú se caracterizan por la presencia de varias unidades morfoestructurales, la zona de estudio se encuentra ubicado en la Cordillera Occidental que es parte de una cadena cordillerana típica.

En el área de estudio afloran rocas sedimentarias, cuya formación data del Triásico superior y Jurásico inferior marino por el noreste hasta el periodo Cuaternario holoceno continental por el noroeste y sur de la cantera.

#### **4.2 Estudio de mecánica de suelos**

En el área de estudio de la cantera Tita Cruz se realizó el estudio de mecánica de suelos, para de esa manera, poder determinar los parámetros requeridos para la presente investigación. Las muestras de cada calicata fueron extraídas de acuerdo a lo establecido a las normas correspondientes, para su posterior análisis de laboratorio. Se llevaron a cabo los ensayos cuyos resultados son fundamentales para la toma de decisiones.

Los ensayos que se llevaron cabo en el laboratorio son los siguientes:

- Análisis Granulométrico.
- Determinación de los límites de consistencia (Límite Líquido, Límite Plástico e Índice de Plasticidad de los suelos).
- Determinación del contenido de humedad.
- Determinación de la densidad seca máxima de suelos.
- Determinación de la densidad seca mínima de suelos.

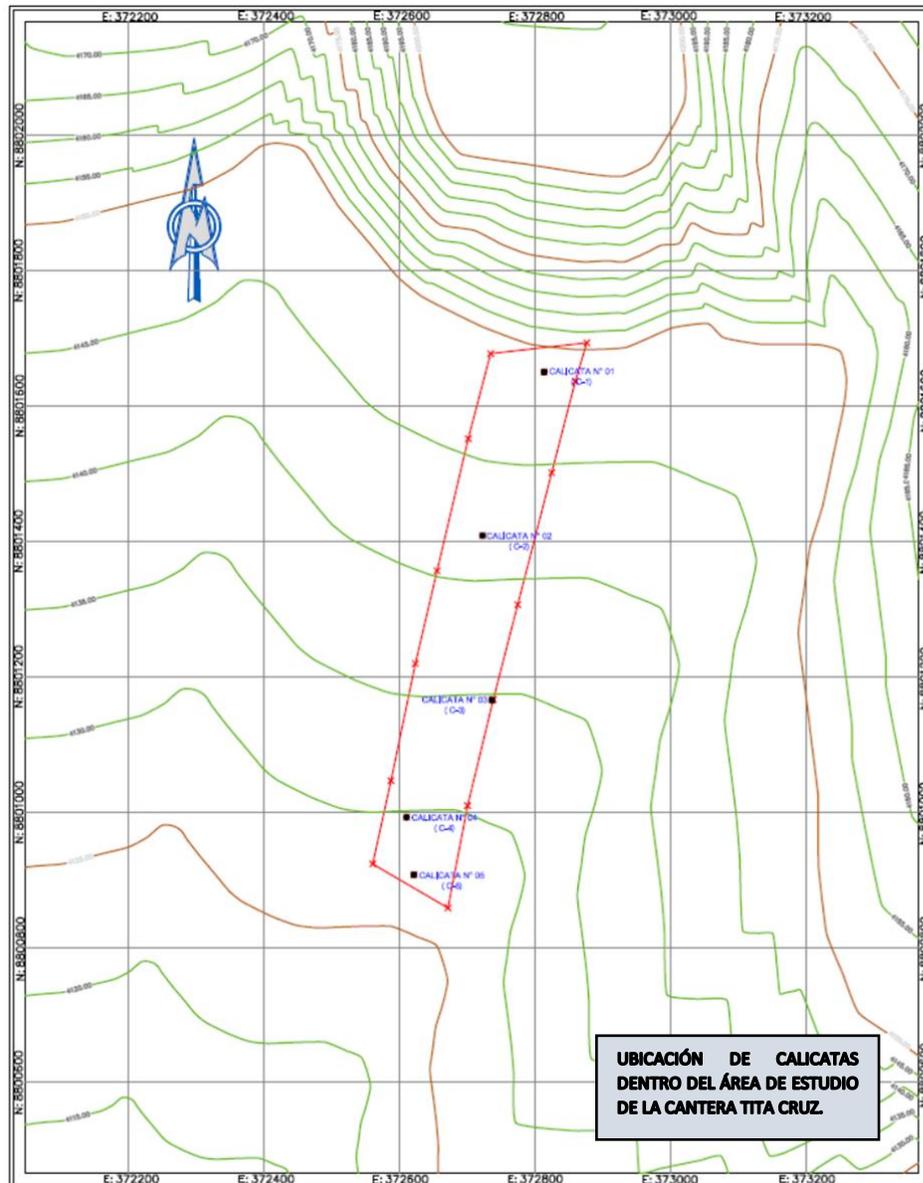
Se llevaron a cabo las exploraciones a cielo abierto (calicatas) para tomar muestras y posteriormente determinar las propiedades del suelo, por eso se determinaron los puntos donde se hicieron las excavaciones y a continuación se tomaron las coordenadas.

Se realizaron cinco calicatas dentro de la zona de estudio. La información detallada se muestra en el siguiente cuadro:

**Tabla 4.1.** Coordenadas de las calicatas excavadas dentro de la cantera.

CALICATA	COORDENADAS UTM		
	ESTE	NORTE	ELEVACIÓN
C - 1	372813.00	8801650.00	4150.00
C - 2	372722.00	8801408.00	4141.00
C - 3	372736.00	8801165.00	4135.00
C - 4	372610.00	8800992.00	4126.00
C - 5	372621.00	8800907.00	4131.00

(Fuente: Elaboración propia).



**Figura N° 4.1.** Ubicación de calicatas dentro del área en estudio (Fuente: Elaboración propia)

En la Figura N° 4.1 se muestran los puntos donde se han llevado a cabo la excavación de calicatas. Una vez culminado con la excavación de las calicatas, se procedió a tomar las muestras de cada una de ellas, tomando la cantidad necesaria para sus respectivos análisis en el laboratorio.

#### 4.2.1 Determinación de la potencia de la cantera Tita Cruz

Se ha determinado el volumen aprovechable de la cantera (potencia), el cual nos da la cantidad total de 483,747.60 m<sup>3</sup>. La memoria de cálculo se adjunta en el anexo N° 03 de la presente investigación.

#### 4.2.2 Análisis Granulométrico

El análisis granulométrico se ha llevado a cabo con el fin de conocer el tipo de clasificación al que corresponde el suelo en estudio.

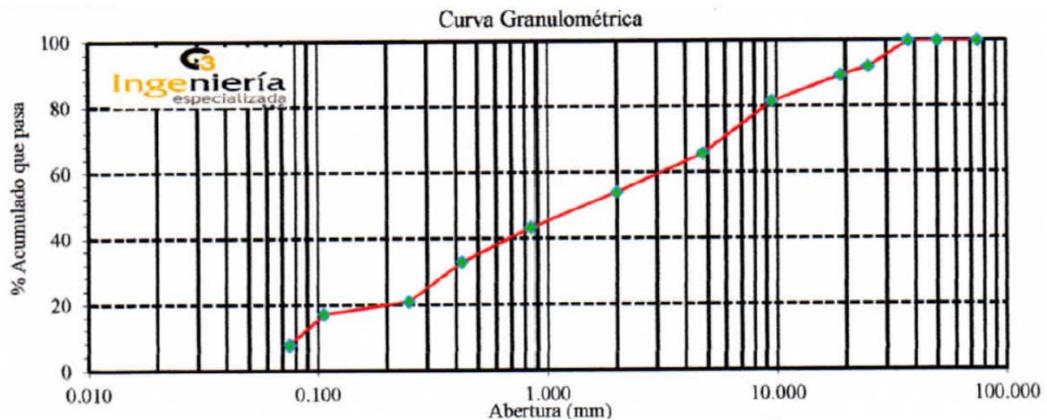
*Tabla 4.2. Análisis granulométrico de la muestra de la calicata C-3 de la cantera Tita Cruz*

Método de Ensayo para el Análisis Granulométrico N.T.P. 339.128				
Tamiz	Abertura (mm)	% Retenido	% Acumulado Retenido	% Que pasa
3"	75.000	0.0	0.0	100.0
2"	50.000	0.0	0.0	100.0
1 1/2"	37.500	0.0	0.0	100.0
1"	25.000	7.9	7.9	92.1
3/4"	19.000	2.6	10.5	89.5
3/8"	9.500	7.9	18.4	81.6
N°4	4.750	15.8	34.2	65.8
N°10	2.000	11.8	46.1	53.9
N°20	0.850	10.5	56.6	43.4
N°40	0.425	10.5	67.1	32.9
N°60	0.250	11.8	78.9	21.1
N°140	0.106	3.9	82.9	17.1
N°200	0.075	9.2	92.1	7.9
FONDO		7.9	100.0	0.0

(Fuente: Elaboración propia).

Nota: Los resultados de las demás muestras se encuentran en el Anexo.

Las tablas del análisis granulométrico de las demás muestras se encuentran en los anexos.



**Figura 4.2.** Curva granulométrico de la muestra de la calicata 03 de la cantera Tita Cruz (Fuente: Elaboración propia).  
Nota: Los resultados de las demás muestras se encuentran en el Anexo.

Se muestran las gráficas de las demás calicatas en los Anexos.

En la tabla 4.3 se muestran los resultados de las cinco calicatas, cuyas muestras han sido analizadas en el laboratorio. En los resultados se puede apreciar que la arena contiene porcentajes de limo y en algunos de limo y arcilla, los porcentajes de finos (limos) son mínimos. Se puede precisar que la arena de la cantera es estable.

**Tabla 4.3.** Tipos de suelo de las muestras de las calicatas de la cantera Tita Cruz

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO CANTERA TITA CRUZ			
CALICATA	CLASIFICACIÓN SUCS		CLASIFICACIÓN AASHTO
	SÍMBOLO	NOMBRE	
C-1	SM	Arena limosa con grava	A-1-b (0)
C-2	SW-SM	Arena bien graduada con limo y grava	A-1-a (0)
C-3	SW-SM	Arena bien graduada con limo y grava	A-1-a (0)
C-4	SM	Arena limosa con grava	A-1-b (0)
C-5	SM	Arena limosa con grava	A-1-a (0)

(Fuente: Elaboración propia).

### 4.2.3 Determinación de los límites de consistencia

El límite líquido (LL) es el porcentaje de contenido de humedad donde el suelo cambia, al disminuir su humedad, de la consistencia líquida a la plástica, o, al aumentar su humedad, de la consistencia plástica a la líquida.

El Límite plástico (LP) es el porcentaje de contenido de humedad donde el suelo cambia al disminuir su humedad de la consistencia plástica a la semisólida, o, al aumentar su humedad, de la consistencia semisólida a la plástica.

El límite plástico es el límite inferior del estado plástico. Un pequeño aumento en la humedad sobre el límite plástico destruye la cohesión del suelo.

Los límites de consistencia el Límite Líquido, Límite Plástico e Índice de Plasticidad de los suelos, como se puede apreciar en la Tabla 4.4., las calicatas C-1, C-3, C-4 y C-5 mantienen condiciones similares y en la calicata C-2 el suelo presenta condiciones no plásticas (N.P.).

**Tabla 4.4.** Resultados de los ensayos de Límites de consistencia

<b>Límites de Consistencia</b>			
<b>Calicata</b>	<b>Límite Líquido</b>	<b>Límite Plástico</b>	<b>Índice de Plasticidad</b>
	<b>(LL)</b>	<b>(LP)</b>	<b>(IP)</b>
C-1	28.00	24.00	4.00
C-2	20.00	N.P.	N.P.
C-3	30.00	25.00	5.00
C-4	31.00	24.00	7.00
C-5	28.00	23.00	5.00

**Fuente:** Elaboración propia

Los valores del índice de plasticidad oscilan entre 4.00 y 7.00, esto significa que el material de la cantera es de baja plasticidad.

Se muestran los resultados de límites de consistencia en los Anexos.

#### **4.2.4 Determinación del contenido de humedad.**

Como se puede apreciar en la tabla 4.5, en la calicata C-2 se encuentra el contenido menor de humedad de 5.4 y el mayor en la calicata C-4.

**Tabla 4.5.** *Resultados de los ensayos de Contenido de humedad*

<b>CONTENIDO DE HUMEDAD</b>	
<b>CALICATA</b>	<b>HUMEDAD (%)</b>
C-1	6.5
C-2	5.4
C-3	6.7
C-4	7.8
C-5	6.2

(Fuente: Elaboración propia).

Los resultados del contenido de humedad de las demás calicatas se encuentran en los Anexos.

#### **4.2.5 Determinación de la Densidad Relativa**

Se llevó a cabo el ensayo de humedad natural y el peso específico in situ de los suelos con el cono de arena, en el fondo de cada calicata. El procedimiento de la obtención de estos parámetros fue el siguiente:

Se seleccionó y preparó la superficie del punto por controlar, nivelándola para conseguir un buen asentamiento. Luego se colocó la placa base de metal sobre la superficie preparada y se procedió a cavar con ayuda de un cincel

dentro de la abertura de la placa base, iniciando la excavación con un diámetro menor a ésta y afinando luego hacia los bordes. Una vez cavado, el material extraído se ingresó en una bolsa plástica, luego se determinó el peso mediante una balanza electrónica de precisión y finalmente se selló herméticamente para que el material no pierda humedad. Se procedió a colocar el cono de arena invertido y abrir la llave hasta que se llene de arena la cavidad hecha. Se pesa el cono de arena con el resto de arena que quedo como peso final.

En el laboratorio se determinó el peso específico del suelo máxima y el peso específico del suelo mínima, para luego determinar la densidad relativa del suelo encontrado en cada una de las calicatas.

La densidad relativa se determinó con la siguiente ecuación:

$$Dr = \frac{\gamma_{d\text{máx}}}{\gamma_d} \times \frac{\gamma_d - \gamma_{d\text{min}}}{\gamma_{d\text{máx}} - \gamma_{d\text{min}}} \times 100\%$$

Donde:

$\gamma_{d\text{máx}}$  = Peso específico seco del suelo en su estado más compacto.

$\gamma_d$  = Peso específico seco del suelo en su estado más suelto.

$\gamma_{d\text{min}}$  = Peso específico seco in situ.

**Tabla 4.6.** *Determinación de la densidad relativa*

Calicata	Profundidad (m.)	Contenido de humedad natural (%)	Peso específico del suelo máxima (gr/cm <sup>3</sup> )	Peso específico del suelo mínima (gr/cm <sup>3</sup> )	Peso específico in situ (gr/cm <sup>3</sup> )	Densidad relativa (%)	Denominación
C - 1	1.2	6.5	1.464	1.347	1.395	43	Media
C - 2	1.2	5.4	1.845	1.693	1.798	71	Compacta
C - 3	1.2	6.7	1.749	1.604	1.63	19	Suelta
C - 4	0.65	7.8	1.874	1.752	1.829	65	Compacta
C - 5	1.2	6.2	1.782	1.608	1.665	35	Media

(Fuente: Elaboración propia).

### 4.3 Determinación del ángulo de fricción crítico patrón

Giuliani y Nicole (1982), mediante métodos estadísticos propusieron la siguiente ecuación de correlación entre el ángulo de fricción crítico y la densidad relativa.

$$Tg(\Phi) = 0.575 + 0.361Dr^{0.866}$$

Donde:

$\Phi$  = Ángulo de fricción crítico

Dr = Densidad Relativa

Habiendo seguido el procedimiento para determinar la densidad relativa y aplicando la ecuación mencionada líneas arriba, se determinó el ángulo de fricción crítico para cada calicata explorada, tal como se puede apreciar en la tabla 4.7.

**Tabla 4.7.** Determinación del ángulo de fricción crítico patrón con la ecuación de Giuliani y Nicoll

CALICATA	DENSIDAD RELATIVA (%)	ÁNGULO DE FRICCIÓN CRÍTICO ( $\Phi$ )
C-1	43	36.83°
C-2	71	40.14°
C-3	19	33.45°
C-4	65	39.47°
C-5	35	35.77°

(Fuente: Elaboración propia).

Luego de obtener el ángulo de fricción crítico patrón de cada calicata, se determinó la media aritmética, cuyo valor será el del ángulo de fricción crítico patrón ( $\Phi_{cr}$ )

$$\Phi_{cr}=37.13^{\circ}$$

El ángulo de fricción crítico patrón, a partir del cual se realizarán las comparaciones con los resultados obtenidos en los ensayos de ángulo de reposo, es 37.13°.

#### **4.4 Angulo de fricción crítico mediante el ángulo de reposo obtenido con el método normalizado (ASTM C 1444) y no normalizados.**

Es preciso señalar que, para realizar los ensayos para la determinación del ángulo de reposo, se ha delimitado el diámetro máximo, de acuerdo a la clasificación SUCS correspondiente a una arena que es de 4.76 mm; esto porque se analiza para el presente estudio la matriz que corresponde a una arena, las partículas mayores a 4.76 mm correspondientes a las gravas no serán parte del estudio.

A continuación se muestran los resultados de los ensayos llevados a cabo en el laboratorio.

##### **4.4.1 Método de ensayo normalizado ASTM C-1444**

Para llevar a cabo el presente ensayo, en primer lugar se describen los instrumentos con los que se ha llevado a cabo dicho ensayo:

- Soporte de aluminio con plancha de vidrio

Largo = 35.10 cm

Ancho = 35.10 cm

Alto = 9.10 cm

- Embudo

Inclinación de la pared = 60°

Diámetro interior de salida = 0.96 cm

El ángulo de reposo se determinó con la siguiente ecuación:

$$\varphi_{rep} = \tan^{-1} \left[ \frac{2H}{D_A - d} \right]$$

Donde:

H = Altura estandarizada para el presente ensayo.

$D_A$  = Diámetro de salida

D = Diámetro de salida del embudo.

**Tabla 4.8.** *Ángulo de reposo mediante el método ASTM C-1444*

MÉTODO DE ENSAYO CON LA NORMA ASTM C-1444									
Muestra	Altura (H)	Diámetro de salida (d)	Ensayo 1		Ensayo 2		Ensayo 3		Ángulo de reposo ( $\phi_{rep}$ )
			Diámetro de la base ( $D_A$ ) 1	$\phi_{rep1}$	Diámetro de la base ( $D_A$ ) 2	$\phi_{rep2}$	Diámetro de la base ( $D_A$ ) 3	$\phi_{rep3}$	
C-1	3.81	0.96	9.8	40.76°	10.1	39.82°	9.82	40.70°	40.43°
C-2	3.81	0.96	10.27	39.30°	10.2	39.51°	9.97	40.22°	39.68°
C-3	3.81	0.96	10.1	39.82°	9.62	41.34°	9.80	40.76°	40.64°
C-4	3.81	0.96	10.02	40.07°	9.98	40.19°	10.30	39.21°	39.82°
C-5	3.81	0.96	10.05	39.97°	9.95	40.28°	9.90	40.44°	40.23°
Promedio del ángulo de reposo final ( $\phi_{rep}$ )									40.16°

(Fuente: Elaboración propia).

#### 4.4.2 Métodos de ensayos no normalizados

##### a) Método de Train (Caja rectangular)

Se realizó con un recipiente rectangular de vidrio con las siguientes dimensiones:

Largo = 20 cm.

Alto = 10 cm

Ancho = 8 cm.

**Tabla 4.9.** *Ángulo de reposo mediante el método de Train (Caja rectangular)*

Método de Train (Caja rectangular)								
Muestra	Longitud en la base	Ensayo 1	Ensayo 2	Ensayo 3	$\phi_{rep1}$	$\phi_{rep2}$	$\phi_{rep3}$	$\phi_{rep}$
		h1	h2	h3				
C-1	20	14.60	14.80	15.40	36.13°	36.13°	37.60°	36.62°
C-2	20	15.00	14.80	15.20	36.87°	36.87°	37.23°	36.99°
C-3	20	14.50	16.50	14.10	35.94°	35.94°	35.18°	35.69°
C-4	20	14.30	15.20	15.10	35.56°	35.56°	37.05°	36.06°
C-5	20	14.60	16.00	15.50	36.13°	36.13°	37.78°	36.68°
Promedio final del ángulo de reposo ( $\phi_{rep}$ )								36.41

(Fuente: Elaboración propia)

##### b) Método de Train (Cilindro)

Se realizó con un recipiente cilíndrico de vidrio con las siguientes dimensiones:

**Tabla 4.10.** *Ángulo de reposo mediante el método de Train (Cilindro)*

<b>Método de Train (Cilindro)</b>				
Muestra	Ensayo 1	Ensayo 2	Ensayo 3	$\phi_{rep}$
	$\phi_{rep 1}$	$\phi_{rep 2}$	$\phi_{rep 3}$	
C-1	42.00°	40.00°	36.00°	39.33°
C-2	31.00°	31.00°	34.50°	32.17°
C-3	30.20°	37.50°	35.80°	34.50°
C-4	37.00°	34.00°	35.00°	35.33°
C-5	33.00°	33.00°	36.00°	34.00°
Promedio final del ángulo de reposo ( $\phi_{rep}$ )				35.07°

(Fuente: Elaboración propia)

### c) Método de Pilpel

Se utilizó un tubo cilíndrico con las siguientes dimensiones:

Largo = 30 cm.

Diámetro interior = 4" = 10.16 cm

El ángulo de reposo se determinó con la siguiente ecuación:

$$\phi_{rep} = \tan^{-1} \left[ \frac{2H}{D_A - d} \right]$$

Donde:

H = Altura del cono formado por el suelo

$D_A$  = Diámetro de la base

d = Diámetro interior del tubo cilíndrico

Con esta ecuación se obtuvieron los datos necesarios para la determinación del ángulo de reposo y cuyos valores se muestran en la tabla 4.11.

**Tabla 4.11.** Ángulo de reposo mediante el método de Pilpel

Método de Pilpel											
Muestra	Ensayo 1			Ensayo 2			Ensayo 3			d1	φrep
	ALTURA DEL CONO (H)	Diámetro de la base (Da)	φrep1	ALTURA DEL CONO (H)	Diámetro de la base (Da)	φrep2	ALTURA DEL CONO (H)	Diámetro de la base (Da)	φrep3		
C-1	7.6	34.4	32.09°	7.1	32.8	32.10°	5.6	36.5	23.04°	10.16	32.09°
C-2	6.6	35.7	27.33°	6.1	42.2	20.85°	6.8	36.3	27.49°	10.16	27.33°
C-3	6.1	43.8	19.93°	5.8	40.9	20.67°	5.9	42.5	20.05°	10.16	19.93°
C-4	5.6	44.3	18.16°	6.1	40.5	21.91°	6.3	38.6	23.90°	10.16	18.16°
C-5	5.8	40.3	21.05°	6.2	39.9	22.63°	5.8	38.8	22.05°	10.16	21.05°
Promedio final del ángulo de reposo (φrep)											23.71°

(Fuente: Elaboración propia).

#### d) Método de Kalman, Goder, Rivkin y Ben-Door

Se realizó con un recipiente rectangular de vidrio con las siguientes dimensiones:

Largo = 30 cm.

Alto = 25 cm

Ancho = 10 cm.

El recipiente tiene un orificio circular de 1", este debe estar tapado, después de haber sido llenado hasta los 20 cm, se abre el orificio hasta que alcance el repo o cuando deje de deslizarse las partículas sobre el plano inclinado.

El ángulo de reposo se determina con la siguiente ecuación:

$$\varphi_{rep} = \text{tg}^{-1} \left( \frac{H}{L} \right)$$

Donde:

H = Altura del material en el reposo

L = Longitud horizontal hasta el orificio circular

Con esta ecuación se obtuvieron los datos necesarios para la determinación del ángulo de reposo y cuyos valores se muestran en la tabla 4.12.

**Tabla 4.12.** Ángulo de reposo mediante el método de Kalman, Goder, Rivkin y Ben-Door

Método de Kalman, Goder, Rivkin y Ben-Door													
Muestra	Ensayo 1				Ensayo 2				Ensayo 3				$\phi_{rep}$
	h	L	rad	$\phi_{rep1}$	h	L	rad	$\phi_{rep2}$	h	L	rad	$\phi_{rep3}$	
C-1	15.00	13.60	0.834	47.80°	14.40	13.6	0.814	46.64°	14.70	13.60	0.824	47.23°	47.22°
C-2	14.90	13.60	0.831	47.61°	14.70	13.6	0.824	47.23°	14.50	13.60	0.817	46.83°	47.22°
C-3	13.90	13.60	0.796	45.63°	15.00	13.6	0.834	47.80°	14.50	13.60	0.817	46.83°	46.75°
C-4	14.30	13.60	0.81	46.44°	15.00	13.6	0.834	47.80°	15.00	13.60	0.834	47.80°	47.35°
C-5	12.70	13.60	0.751	43.04°	15.00	13.6	0.834	47.80°	14.50	13.60	0.817	46.83°	45.89°
Promedio final del ángulo de reposo ( $\phi_{rep}$ )													46.89°

Fuente: Elaboración propia

### e) Método de Atkinson

Se realiza con un recipiente rectangular de vidrio con las siguientes dimensiones:

Largo = 30 cm.

Alto = 25 cm

Ancho = 10 cm.

El ángulo de reposo se determina directamente con un transportador.

**Tabla 4.13.** Ángulo de reposo mediante el método de Atkinson

Método de Atkinson				
Muestra	Ensayo 1	Ensayo 2	Ensayo 3	$\phi_{rep}$
C-1	32.00°	33.00°	31.00°	32.00°
C-2	31.00°	35.00°	33.00°	33.00°
C-3	32.00°	35.00°	34.00°	33.67°
C-4	33.00°	33.00°	31.00°	32.33°
C-5	34.00°	32.00°	32.00°	32.67°
Promedio final del ángulo de reposo ( $\phi_{rep}$ )				32.73

(Fuente: Elaboración propia).

## f) Método de Santamarina y Cho

Este método de ensayo se llevó a cabo con un recipiente cilíndrico de vidrio con las siguientes dimensiones:

Diámetro interior = 8 cm.

Alto = 40 cm

*Tabla 4.14. Ángulo de reposo mediante el método de Santamarina y Cho*

Método de Santamarina y Cho													
Muestra	Ensayo 01				Ensayo 01				Ensayo 01				$\phi_{rep}$
	h1	h2	L	$\phi_{rep} 1$	h1	h2	L	$\phi_{rep} 2$	h1	h2	L	$\phi_{rep} 3$	
C-1	17.2	20.6	8.2	22.52°	8.5	15	8.2	38.40°	8.5	15	8.2	38.40°	33.11°
C-2	16.4	23.8	8.2	42.06°	16.5	20	8.2	23.11°	16.5	20	8.2	23.11°	29.43°
C-3	16.2	22.1	8.2	35.74°	14.8	20.9	8.2	36.65°	14.8	20.9	8.2	36.65°	36.34°
C-4	18.8	23.4	8.2	29.29°	16.5	20.5	8.2	26.00°	16.5	20.5	8.2	26.00°	27.10°
C-5	18	22.5	8.2	28.76°	18.5	21	8.2	16.96°	18.5	21	8.2	16.96°	20.89°
Promedio final del ángulo de reposo ( $\phi_{rep}$ )													29.37°

(Fuente: Elaboración propia).

Para definir este intervalo, se establece que un talud máximo es de 90°, de esta manera se define mediante la regla de tres simple.

$$90^\circ \longrightarrow 100\%$$

$$X^\circ \longrightarrow 5\%$$

$$x^\circ = \frac{5\% \times 90^\circ}{100\%}$$

$$x^\circ = 4.5^\circ$$

Entonces, el rango de valores se describe a continuación:

$$[37.13^\circ - 4.5^\circ - 37.13^\circ + 4.5^\circ]$$

$$[32.63^\circ - 41.63^\circ]$$

A continuación, se evaluó el parámetro patrón con el ángulo de reposo obtenido con cada método de ensayo.

**Tabla 4.15.** Cuadro de resumen de los métodos de ensayo de ángulo de reposo.

Método de ensayo	Resultados	Intervalo de valores	Valoración
ASTM C-1444	40.16°	[32.63° - 41.63°]	Aceptable
Método de Train (Caja rectangular)	36.41°		Aceptable
Método de Train (Cilindro)	35.07°		Aceptable
Método de Pilpel	23.71°		No Aceptable
Método de Kalman, Goder, Rivkin y Ben-Door	46.89		No aceptable
Método de Atkinson	32.73°		Aceptable
Método de Santamarina y Cho	29.37°		No aceptable

(Fuente: Elaboración propia).

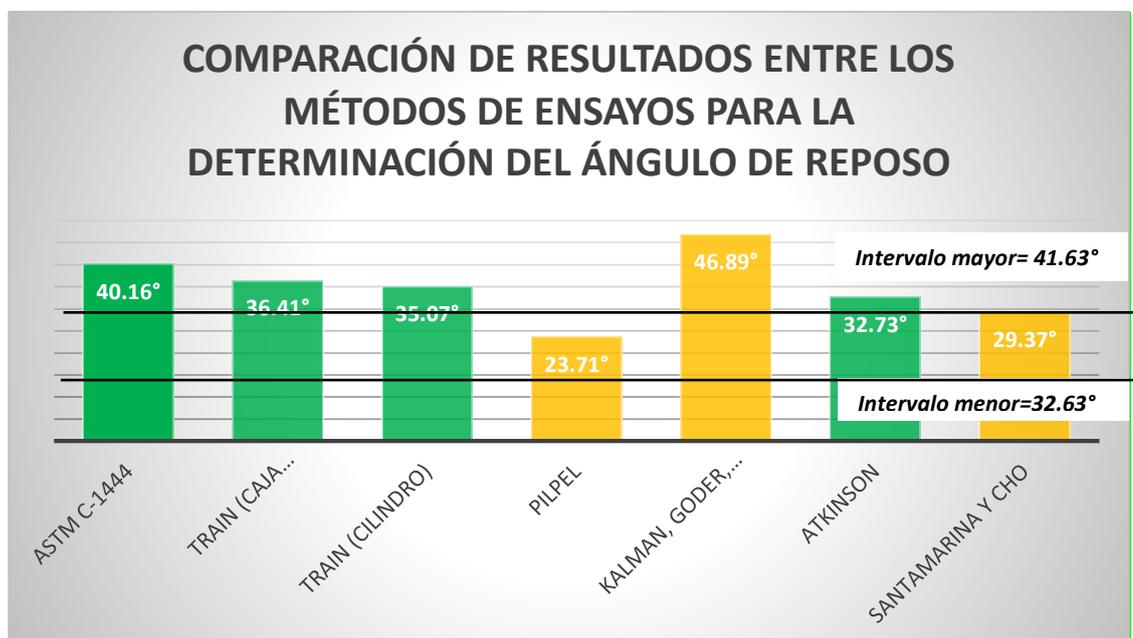
Después de haber realizado las pruebas de ensayo con los métodos planteados, se obtuvieron los siguientes resultados que se muestran en la Tabla 4.17.

**Tabla 4.16.** Cuadro de resumen de los métodos de ensayo de ángulo de reposo.

Muestra	ASTM C-1444	Train (Caja rectangular)	Train (Cilindro)	Pilpel	Kalman, Goder, Rivkin y Ben-Door	Atkinson	Santamarina y Cho
C-1	40.43°	36.62°	39.33°	32.09°	47.22°	32.00°	33.11°
C-2	39.68°	36.99°	32.17°	27.33°	47.22°	33.00°	29.43°
C-3	40.64°	35.69°	34.50°	19.93°	46.75°	33.67°	36.34°
C-4	39.82°	36.06°	35.33°	18.16°	47.35°	32.33°	27.10°
C-5	40.23°	36.68°	34.00°	21.05°	45.89°	32.67°	20.89°
<b>Promedio</b>	<b>40.16°</b>	<b>36.41°</b>	<b>35.07°</b>	<b>23.71°</b>	<b>46.89°</b>	<b>32.73°</b>	<b>29.37°</b>

(Fuente: Elaboración propia).

Se puede notar que existen variaciones notorias entre uno y otro resultado, por este motivo es que se ha establecido un rango ( $\pm 5\%$ ), el cual nos va a permitir realizar la delimitación de valores para su comparación con el ángulo de fricción crítico patrón.



**Figura 4.3.** Comparación de los métodos de ensayo de ángulo de reposo.

En el gráfico 4.1 se puede notar que cuatro pruebas cumplen con la hipótesis planteada, estas pruebas son la ASTM C-1444, Train (Caja rectangular), Train (Cilindro) y Atkinson.

El método de Atkinson, cuyo ensayo se realiza con la incorporación de agua, tiene el valor más bajo respecto a los demás métodos considerados como aceptables.

Los métodos de ensayo de Pilpel y Santamarina y Cho tienen un desfase por debajo del intervalo menor.

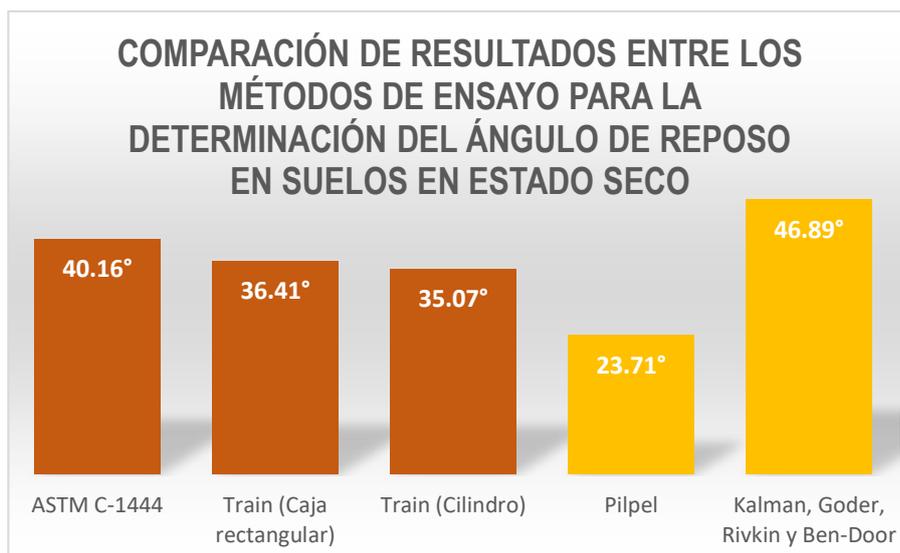
El método de ensayo planteado por Kalman, Goder, Rivkin y Ben-Door está desfasado por encima del intervalo mayor planteado por la hipótesis.

En la tabla 4.18, se hace la comparación de resultados en estado seco del suelo, se puede apreciar que los resultados aceptables, los cuáles son el ASTM C-1444, Train (Caja rectangular) y Train (Cilindro), varían con respecto al ángulo de fricción crítico patrón en un +8.16%, -1.94% y -5.54%, respectivamente. Los resultados no aceptables se encuentran desfasadas respecto al rango planteado en la hipótesis.

**Tabla 4.17.** Cuadro de resumen de los métodos de ensayo de ángulo de reposo en suelos secos.

Muestra	ASTM C-1444	Train (Caja rectangular)	Train (Cilindro)	Pilpel	Kalman, Goder, Rivkin y Ben-Door
C-1	40.43°	36.62°	39.33°	32.09°	47.22°
C-2	39.68°	36.99°	32.17°	27.33°	47.22°
C-3	40.64°	35.69°	34.50°	19.93°	46.75°
C-4	39.82°	36.06°	35.33°	18.16°	47.35°
C-5	40.23°	36.68°	34.00°	21.05°	45.89°
Promedio	40.16°	36.41°	35.07°	23.71°	46.89°

(Fuente: Elaboración propia).



**Figura 4.4.** Métodos de ensayo de ángulo de reposo en estado seco.

(Fuente: Elaboración propia).

En la tabla 4.18, se hace la comparación en estado saturado del suelo, el resultado que ha resultado aceptable, puede notarse que por el método de Atkinson hay una variación con respecto al ángulo de fricción crítico patrón de -11.85%.

**Tabla 4.18.** Cuadro de resumen de los métodos de ensayo de ángulo de reposo en suelos saturados.

Muestra	Atkinson	Santamarina y Cho
C-1	32.00°	33.11°
C-2	33.00°	29.43°
C-3	33.67°	36.34°
C-4	32.33°	27.10°
C-5	32.67°	20.89°
<b>Promedio</b>	<b>32.73°</b>	<b>29.37°</b>

(Fuente: Elaboración propia).



**Figura 4.5.** Métodos de ensayo de ángulo de reposo con incorporación de agua.

(Fuente: Elaboración propia).

#### **4.5 Determinación de los parámetros geotécnicos derivados del ángulo de fricción crítico.**

A continuación se determinan los parámetros geotécnicos que se correlacionan con el ángulo de fricción crítico, cuyos procedimientos han sido explicados en el capítulo II. Para determinar los parámetros

geotécnicos, se van a seguir distintos métodos, como ecuaciones, ábacos y otros tipos de gráficos ya mencionados.

Las hipótesis que con las que se consideran para la utilización de estos coeficientes ( $K_o$ ,  $K_a$ ,  $K_p$ ) son:

- Suelo homogéneo.
- Superficie de rotura del suelo es plana.
- Empuje normal al muro
- Pared lisa y vertical.
- Coronamiento horizontal

#### **4.5.1 Determinación del coeficiente de empuje en reposo**

Es cuando el terreno se encuentra quieto y no ejerce esfuerzo alguno sobre el muro de contención.

$$K_o = 1 - \text{sen } \phi'$$

$$K_o = 1 - \text{sen } 37.13^\circ = 1 - 0.604$$

$$K_o = 0.396$$

#### **4.5.2 Determinación del coeficiente de empuje activo**

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

$$K_a = \tan^2\left(45 - \frac{37.13^\circ}{2}\right) = \tan^2(45^\circ - 18.57^\circ)$$

$$K_a = \tan^2(26.43)$$

$$K_a = 0.247$$

### 4.5.3 Determinación del coeficiente de empuje pasivo

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

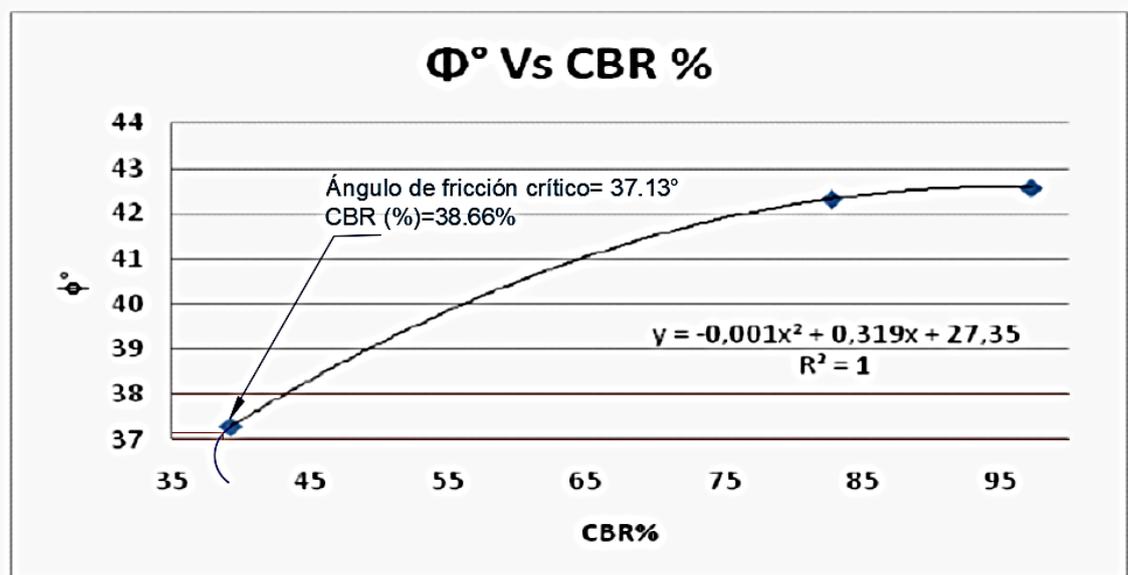
$$K_p = \tan^2\left(45 + \frac{37.13^\circ}{2}\right) = \tan^2(45^\circ + 18.57^\circ)$$

$$K_p = \tan^2(63.57)$$

$$K_p = 4.048$$

### 4.5.4 Determinación del CBR a partir del ángulo de fricción crítico.

A partir del valor del ángulo de fricción crítico podemos determinar el valor del CBR, que se muestra en la figura 4.4.

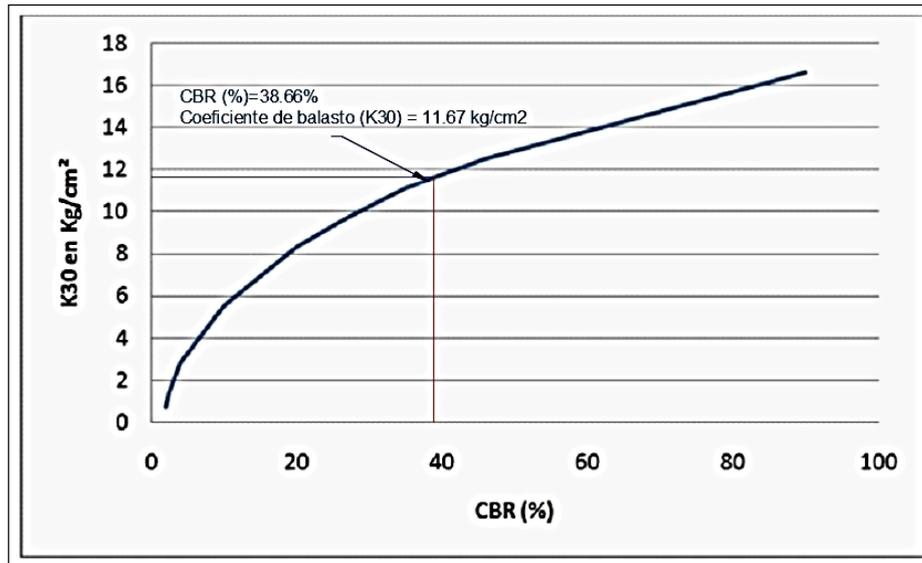


**Figura 4.6.** Determinación del CBR a partir del ángulo de fricción crítico. (Fuente: Elaboración propia).

El valor del CBR para el ángulo de fricción crítico de  $37.13^\circ$  es de  $38.66\%$ .

### 4.5.5 Determinación del coeficiente de balasto (K).

A partir del valor del valor del CBR se pudo determinar en la figura 4.5, el valor del coeficiente de balasto.



**Figura 4.7.** Determinación del coeficiente de balasto a partir del CBR. (Fuente: Elaboración propia).

El valor del coeficiente de balasto a partir del CBR es de 11.67 kg/cm<sup>2</sup>.

#### 4.5.6 Determinación del módulo de elasticidad (Es)

De acuerdo a la teoría planteada, para un valor de CBR mayor al 10%, se aplica la siguiente ecuación:

$$Es (Kg/cm^2) = 100 \times CBR$$

Entonces, para un valor de CBR= 38.66, se tiene:

$$Es = 100 \times 0.3866$$

$$Es = 38.66 \text{ kg/cm}^2.$$

Este valor se encuentra dentro de los valores planteados para una arena entre media y suelta.

#### 4.5.7 Determinación del módulo de resiliencia (Mr)

Para la determinación del módulo de resiliencia se aplicó la siguiente ecuación, planteada en el Manual de Carreteras (Suelos, geotecnia y Pavimentos), del Ministerio de Transportes y Comunicaciones (2013).

$$Mr \text{ (psi)} = 2555 \times CBR^{0.64}$$

Para un valor del CBR de 38.66%, tenemos que el valor del módulo de resiliencia es:

$$Mr = 26499.55 \text{ psi}$$

$$Mr = 1862.92 \text{ kg/cm}^2$$

Entonces, de acuerdo a la tabla 2.19, se habla de un suelo de muy buena calidad para y que puede ser utilizado en subrasantes de carreteras.

#### 4.6 Discusión de resultados y pruebas de Hipótesis

a) Inicialmente, se partió con la idea por las observaciones realizadas in situ que, el tipo de suelo predominante en la Cantera Tita Cruz era una arena con presencia de Limo y grava. Al haber realizado los análisis correspondientes en el laboratorio se han podido verificar en todas las calicatas que el tipo de suelo es una arena con presencia de limo y grava, por lo que la hipótesis es válida.

**Tabla 4.19.** Resumen de resultados del análisis granulométrico

RESULTADOS DEL ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO EN LAS MUESTRAS DE LA CANTERA TITA CRUZ			
CALICATA	CLASIFICACIÓN SUCS		CLASIFICACIÓN AASHTO
	SÍMBOLO	NOMBRE	
C-1	SM	Arena limosa con grava	A-1-b (0)
C-2	SW-SM	Arena bien graduada con limo y grava	A-1-a (0)
C-3	SW-SM	Arena bien graduada con limo y grava	A-1-a (0)
C-4	SM	Arena limosa con grava	A-1-b (0)
C-5	SM	Arena limosa con grava	A-1-a (0)

(Fuente: Elaboración propia).

De acuerdo a la clasificación propuesta por Lambe y Whitman (1969), la forma de las partículas de la arena de la cantera Tita Cruz varían angulosas y redondeadas.

Las ventajas de las arenas es que son fáciles de poder compactar, son poco afectadas por la humedad y no están expuestas a la acción de las heladas.

b) Mediante la ecuación planteada por Nicole y Giuliani, se demuestra que la densidad relativa está relacionada matemáticamente con el ángulo de fricción crítico. En la cantera Tita Cruz, el ángulo de fricción crítico obtenido, que es  $37.13^\circ$  hace referencia a suelos que le confieren propiedades óptimas para la construcción de terraplenes, sub bases y bases de carreteras y rellenos controlados.

El ángulo de fricción crítico obtenido proporciona la información necesaria sobre el tipo de suelo que se encuentra en la cantera Tita Cruz y sus posibles aplicaciones. De acuerdo al valor del ángulo de fricción crítico ( $37.13^\circ$ ), el suelo en mención tiene un comportamiento adecuado ante cargas y/o esfuerzos.

c) Se realizó la evaluación de los resultados obtenidos del ángulo de reposo respecto al valor del ángulo de fricción crítico patrón. En primer lugar, se tomó como referencia el valor del ángulo de fricción crítico patrón y que para el presente estudio es:

$$\varphi' = 37.13^\circ$$

Luego se determinó el intervalo de valores en el cual se tendrán que situar los resultados de los diferentes ensayos para considerarse aceptables. A continuación se determina el intervalo de valores correspondiente.

Finalmente, se puede decir que la hipótesis es válida, ya que son cuatro las pruebas que dieron como resultado valores que se encuentran dentro del rango planteado. El método de ensayo normalizado (ASTM C-1444) se encuentra dentro del rango y tres ensayos no normalizados han sido validados con las pruebas y resultados obtenidos.)

- d) El principal objetivo para determinar los parámetros geotécnicos derivados del ángulo de fricción crítico era si estos guardaban algún tipo de relación respecto a métodos, ecuaciones, ábacos y tablas. En este caso se demostró que mediante ecuaciones podrán asociarse de tal manera que se tengan valores adicionales luego de haber determinado el ángulo de fricción crítico patrón.

Los valores obtenidos y resumidos en la tabla 4.20, se pueden explicar de la siguiente manera:

El coeficiente de empuje pasivo, teóricamente (según la teoría de la elasticidad) varía entre 0 y 1.

El problema es que el coeficiente de empuje  $K$  depende del estado del terreno ya que, como cualquiera puede imaginar (o debería), no “empuja” igual un terreno en reposo ( $K_0$ ), que un terreno que está cargando contra un muro ( $K_a$ ), o siendo cargado por el muro ( $K_p$ ) (Montalar, 2009)

**Tabla 4.20.** *Parámetros geotécnicos derivados del ángulo de fricción crítico*

<b>Parámetro</b>	<b>Resultado</b>
Coeficiente de empuje pasivo	4.048
Coeficiente de empuje activo	0.247
Coeficiente de empuje en reposo	0.396
Relación de vacíos	1.69

(Fuente: Elaboración propia).

## 5 Conclusiones y Recomendaciones

### Conclusiones

- El tipo de suelo que se encuentra en la cantera Tita Cruz es una arena con limo y arcilla, del tipo SM (Arena limosa con grava) y SW-SM (Arena bien graduada con limo y arcilla).
- El ángulo de fricción crítico patrón ( $\Phi_{cr}$ ) obtenido a partir de la densidad relativa es  $37.13^\circ$ .
- De acuerdo al método de ensayo normalizado por la ASTM C-1444, se ha obtenido el valor de  $40.16^\circ$ , encontrándose dentro del rango establecido para su validación.
- De los seis métodos de ensayos no normalizados, tres han sido validados, estos son el Método de Train (Caja rectangular), Train (Cilindro) y Atkinson, cuyos valores obtenidos han sido  $36.41^\circ$ ,  $35.07^\circ$  y  $32.73^\circ$ , respectivamente.
- El valor del coeficiente de balasto resultante (K) mediante la gráfica es de  $11.67 \text{ kg/cm}^2$ , esto nos permite mencionar que el suelo es una arena media.
- El valor del Módulo de elasticidad ( $E_s$ ) fue de  $38.66 \text{ kg/cm}^2$ , que vendría a ser un suelo de un grado de rigidez medio.
- El Módulo de resiliencia ( $M_r$ ) fue de  $1862.62 \text{ kg/cm}^2$ , donde se puede afirmar que el suelo es de buena calidad para ser usado en sub bases de pavimentos.
- Los valores de los parámetros geotécnicos relacionados con las cargas actuantes sobre un muro de contención, como el coeficiente de empuje pasivo, coeficiente de empuje activo, coeficiente de empuje en reposo,

cuyos valores han sido 4.048, 0.247, 0.396, respectivamente; esto quiere decir que el empuje transmitido por este tipo de suelo será mayor con respecto al empuje pasivo y en reposo.

- El valor de soporte de California (CBR) obtenido mediante la gráfica es de 38.66%, motivo por el que se puede mencionar que el suelo de la cantera Tita Cruz es muy bueno para ser usado en sub bases para carreteras, esto según el Manual de carreteras suelos, geología, geotecnia y pavimentos - Sección suelos y pavimentos del Ministerio de Transportes y Comunicaciones.
- La arena de la cantera Tita Cruz posee características que dejan entrever que se trata de un material de buena calidad y cuya utilización puede repercutir en beneficios socioeconómicos para las poblaciones aledañas.

## **Recomendaciones**

- Llevar a cabo estudios sobre correlaciones de los parámetros geotécnicos estudiados con otros métodos de ensayo para evaluar las diferencias existentes.
- Llevar a cabo estudios en canteras para el aprovechamiento del material para distintos proyectos, de acuerdo a sus características propias que estas puedan tener.
- Estudiar la influencia de la forma, rugosidad y distribución de partículas en la determinación del ángulo de reposo, a través de ensayos de laboratorio, con el fin de mejorar las correlaciones propuestas en este trabajo.
- Considerando que los costos de realizar ensayos triaxiales son muy elevados se recomienda realizar pruebas enfocadas a estudiar el efecto de la densidad relativa en la  $\phi$  y su relación con el esfuerzo cortante de los suelos.
- Estos resultados se pueden extrapolar en tipos de suelo con propiedades físicas similares y su utilización en anteproyectos.

## Bibliografía

1. Allende, T.; Obregón, C.; Rossello, C. y López, W. (2014). *Evaluación geológica, geodinámica & geotécnica del tramo vial Ninacaca-Huachón (Cerro de Pasco)*. Lima, Perú. Universidad Nacional Mayor de San Marcos.
2. Alva, J. (2012). *Diseño de cimentaciones*. Lima, Perú. Editorial ICG.
3. Alvarado, P y Muñoz, I. (2010). Correlación del ángulo de fricción interna y CBR tipo I para arenas limosas (SM). Bucaramanga, Colombia. Universidad Pontificia Bolivariana.
4. Barrientos, J. (2014). Comparación de resultados de métodos prácticos no normalizados con método ASTM c-1444 para la obtención del ángulo de reposo de un suelo tipo granular en la región del Bío – Bío. Valparaíso, Chile. Universidad del Bío -Bío.
5. Budhu, M. (2015). *Soil Mechanics Fundamentals*. West Sussex, Reino Unido. John Wiley & Sons.
6. Das, B. (2001). *Principios de Ingeniería de Cimentaciones*. California, Estados Unidos. Internacional Thomson Editores S.A.
7. Das, B. (2013) *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*. México D.F., México. Cengage Learning.
8. De Matteis, A. (2003). *Geología y Geotecnia - Estabilidad de taludes*. Rosario, Argentina. Universidad Nacional de Rosario.
9. González, G.; De Barcia, E.; Sulbaran, Y.; Ucar, R. (2014). *Determinación del parámetro de resistencia, ángulo de fricción Interna ( $\varphi$ ) y su relación con los parámetros densidad relativa ( $D_r$ ) y relación de*

- vacíos (e) en suelos granulares*. Mérida, Venezuela. Universidad de Los Andes.
10. Hoyos, F. (2012). *Geotecnia – Diccionario básico*. Medellín, Colombia. Derechos editoriales Fabián Hoyos Patiño.
  11. Lambe, T y Whitman, R. (1969), *Mecánica de Suelos*, New York, Estados Unidos. John Wiley.
  12. *Ministerio de Transportes y Comunicaciones (2013), Manual de carreteras suelos, geología, geotecnia y pavimentos- Sección suelos y pavimentos*. Lima, Perú. Ministerio de Transportes y Comunicaciones.
  13. Rodas, R. y Rousé, P. (2010). *Análisis Comparativo de Métodos para la Medición del Ángulo de Reposo de Suelos Granulares*. Santiago, Chile. Universidad Diego Portales.
  14. Rojas, R. (2016). *Implementación de ensayos de compresión triaxial CIU y CID en laboratorio Lemco para posterior análisis de resultados mediante la teoría del estado crítico*. Valparaíso, Chile. Universidad Técnica Federico Santa María.
  15. Schofield, A. y Wroth, P (1968). *Critical State Soil Mechanics*. Cambridge, Inglaterra. McGraw-Hill.
  16. Solaque, D. y Lizcano, A. (2008). *Ángulo de fricción crítico y ángulo de reposo de la arena del Guamo*. Bogotá, Colombia. Universidad de Los Andes.
  17. Suárez, J. (2008). *Deslizamientos – Análisis Geotécnico*. Bucaramanga, Colombia. Universidad Industrial de Santander.

18. Valderrama, S. (2002). *Pasos para elaborar proyectos de investigación científica (Cuantitativa, cualitativa y mixta)*. Lima, Perú. Editorial San Marcos E. I. R. L.