



CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**CARACTERIZACIÓN DE CANGAHUAS MEDIANTE
ENSAYOS TRIAXIALES NO CONSOLIDADOS - NO
DRENADOS (UU) Y CONSOLIDADO NO DRENADO (CU),
APLICACIÓN A LA ESTABILIDAD DE TALUDES.**

**PREVIA A LA OBTENCIÓN DE GRADO ACADÉMICO O TÍTULO
DE:**

INGENIERA CIVIL

**ELABORADO POR:
NADIA JESSEÑA PACHACAMA CAIZALUISA**

SANGOLQUI, MAYO 2015

CERTIFICACIÓN

Certifico que el presente trabajo fue realizado en su totalidad por la Srta. **NADIA JESSEÑA PACHACAMA CAIZALUISA** como requerimiento parcial a la obtención del título de Ingeniero Civil.

Sangoquí, Mayo/2015



ING. HUGO BONIFAZ
DIRECTOR DE TESIS



ING. BYRON MORALES
CODIRECTOR DE TESIS

DECLARACIÓN DE RESPONSABILIDAD

NADIA JESSEÑA PACHACAMA CAIZALUISA

Declaro que:

El proyecto de grado denominado "CARACTERIZACIÓN DE CANGAHUAS MEDIANTE ENSAYOS TRIAXIALES NO CONSOLIDADOS - NO DRENADOS (UU) Y CONSOLIDADO NO DRENADO (CU), APLICACIÓN A LA ESTABILIDAD DE TALUDES.", ha sido desarrollado en base a una investigación adecuada, respetando derechos intelectuales de terceros, conforme las referencias que constan en las páginas, cuyas fuentes se incorporan en la bibliografía.

Consecuentemente este trabajo es de mi autoría.

En virtud de esta declaración, me responsabilizo del contenido, veracidad y alcance del proyecto de grado en mención.

Sangolquí, Mayo/2015




NADIA JESSEÑA PACHACAMA CAIZALUISA

AUTORIZACIÓN

NADIA JESSEÑA PACHACAMA CAIZALUISA

Autorizo a la Universidad de las Fuerzas Armadas – ESPE la publicación en la biblioteca virtual del trabajo "CARACTERIZACIÓN DE CANGAHUAS MEDIANTE ENSAYOS TRIAXIALES NO CONSOLIDADOS - NO DRENADOS (UU) Y CONSOLIDADO NO DRENADO (CU), APLICACIÓN A LA ESTABILIDAD DE TALUDES." cuyo contenido, ideas y criterios son de mi exclusiva responsabilidad y autoría.

Sangolquí, Mayo/2015



NADIA JESSEÑA PACHACAMA CAIZALUISA

DEDICATORIA

A Dios quien me permitió llegar a cumplir la meta.

A mis queridos padres Luis Pachacama y Carmen Caizaluisa, por su sacrificio,
esfuerzo y su apoyo incondicional.

Nadia Jesseña Pachacama Caizaluisa

AGRADECIMIENTOS

Dios, Papi, Mami, mi preciosa Anto y sus palabras de aliento día a día, Gregory su apoyo fue fundamental e incondicional a lo largo de la carrera, Diego su amor y paciencia infinita.

A mi familia que me ha brindado su cariño sincero desde pequeña, estaré eternamente agradecida.

Ing. Hugo Bonifaz, Ing. Byron Morales, su colaboración a lo largo de la realización de este proyecto de tesis

Nadia Jesseña Pachacama Caizaluisa

ÍNDICE DE CONTENIDO

CERTIFICACIÓN.....	I
DECLARACIÓN DE RESPONSABILIDAD	II
AUTORIZACIÓN	III
DEDICATORIA.....	IV
AGRADECIMIENTOS.....	V
CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN.....	1
1.2 Área de influencia	3
1.2.1 Área de influencia directa	3
1.2.2 Área de influencia indirecta	3
1.3 Objetivos del proyecto	4
1.3.1 Objetivo general.....	4
1.3.2Objetivos específicos.....	4
1.4 Justificación e importancia.....	5
1.5 Metodología de la investigación	6
CAPITULO II: FUNDAMENTACIÓN TEÓRICA	7
2.1 Cangahua	8
2.2 Clasificación de la Cangahua	8
2.2.1.- Caída de ceniza	9
2.2.2 .- Flujo de lodo	9
2.2.3- Flujo piroclastico	10
2.2.4.- Pedogenetica o retrabajada.....	10
2.3 Estabilidad de Taludes.....	11
2.3.1 Definición de talud	11
2.3.2 Definición de estabilidad.....	11
2.3.3 Partes del talud	12
2.3.4 Factores condicionantes y desencadenantes.....	13
2.4 Etapas de los procesos de falla	16
2.5 Tipos de fallas.....	16

2.6 Esfuerzo y resistencia al cortante.....	18
2.7 Círculo de mohr.....	23
2.8 Métodos de análisis de estabilidad de taludes.....	26
2.8.1 Teorías de equilibrio límite: método de las dovelas.....	27
Morgenstern-Price	32
2.9 Actividad sísmica en Taludes.....	36
CAPITULO III: DESCRIPCIÓN Y APLICACIÓN DE LOS ENSAYOS	43
3.1 Propiedades Índice.....	43
3.1.1 Granulometría.....	43
3.1.2 Límites de Atterberg.....	44
3.1.3 Contenido de agua.....	45
3.2 Propiedades Mecánicas.....	46
3.2.1 Ensayo triaxial UU (no consolidado no drenado).....	47
3.2.2 Ensayo Triaxial CU (consolidados no drenados).....	48
3.3 Cuadro de resumen de los resultados obtenidos en los ensayos.....	50
Tabla de resultados de la tabulación de datos.....	60
CAPITULO IV: ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES	61
4.1 Configuración de los perfiles en de los Taludes.....	61
4.2.1 Tipo 1: Aloag – Tambillo.....	64
4.2.2 Tipo 2: Vía Pifo.....	65
4.2.3 Tipo 3: Parque Metropolitano.....	66
4.2.4 Tipo 4: Vía Nono.....	67
4.3 Análisis de datos con el software de diseño de taludes.....	68
4.4 Factores de Seguridad.....	84
CAPITULO V: ANÁLISIS DE RESULTADOS	86
CAPITULO VI: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	89
6.1 Conclusiones.....	89
6.2 Recomendaciones.....	91
6.3 Bibliografía.....	92

ÍNDICE DE TABLAS

Table 2.1 : Tipos de fallas en Taludes Fuente: Nadia Pachacama	17
Table 2.2 ; Métodos de Cálculo de Taludes.....	26
Table 2.3 : Métodos Aproximados de Cálculo.	30
Table 2.4 ; Métodos Exactos de Cálculo.....	31
Table 3.6 : Tabla de resultados de curvas de regresión.....	60
Table 3.7 : Propiedades mecánicas adoptadas.....	60
Table 4.1 : Factores de seguridad determinados.....	84
Table 5.1 : Propiedades Índice - Mecánicas Tipo 1.....	86
Table 5.2 : Propiedades Índice - Mecánicas Tipo 2.....	86
Table 5.3 : Propiedades Índice - Mecánicas Tipo 3.....	87
Table 5.4 : Propiedades Índice - Mecánicas Tipo 4.....	87

ÍNDICE DE CUADROS

Cuadro 3.1 : Cohesión-Tipo1-UU	52
Cuadro 3.2 : Cohesión-Tipo2-UU	52
Cuadro 3.3 : Cohesión-Tipo3-UU	53
Cuadro 3.4 : Cohesión-Tipo4-UU	53
Cuadro 3.5 : Ángulo de fricción – Tipo 1 - UU	54
Cuadro 3.6 : Ángulo de fricción – Tipo 2 - UU	54
Cuadro 3.7 : Ángulo de fricción – Tipo 3 - UU	55
Cuadro 3.8 : Ángulo de fricción – Tipo 4 - UU	55
Cuadro 3.9 : Cohesión-Tipo 1 - CU	56
Cuadro 3.10 : Cohesión-Tipo 2 - CU	56
Cuadro 3.11 : Cohesión-Tipo 3 - CU	57
Cuadro 3. 12 : Cohesión-Tipo 4 - CU	57
Cuadro 3.13 : Ángulo de fricción – Tipo 1 - CU	58
Cuadro 3. 14 : Ángulo de fricción – Tipo 2 - CU	58
Cuadro 3.15 : Ángulo de fricción – Tipo 2 - CU	59
Cuadro 3.16 : Ángulo de fricción – Tipo 4 - CU	59

ÍNDICE DE FIGURAS

Figure 2.1: Caída de ceniza.....	9
Figure 2.2 : Flujo de Lodo.....	9
Figure 2.3 : Flujo piroclastico.....	10
Figure 2.4 : Pedogenica o retrabajada Fuente: Vera y López 1991.....	10
Figure 2.5 : Talud natural y artificial	12
Figure 2.6 : Esfuerzos totales, efectivos y presión de poros.	20
Figure 2.7 : Dirección de los esfuerzos principales. Fuente: Jaime Suarez 2002.	23
Figure 2.8 : Envolvente de falla y círculo de Mohr.	24
Figure 2.9 : Trayectoria de esfuerzos.....	25
Figure 2.10 : Desplazamientos en taludes sujetos a carga sísmica.....	38
Figure 2.11 : Variación del factor de seguridad con el coeficiente sísmico.....	41
Figure 4.1 : Representación de la pendiente.	61
Figure 4.2 : Descripción gráfica de un perfil longitudinal.	62
Figure 4.3 : Descripción gráfica de un clinómetro.....	62
Figure 4.4 : Coordenada Talud Alóag – Santo Domingo.....	64
Figure 4.5 : Coordenada Talud Vía Pifo.....	65
Figure 4.6 : Coordenada Talud Parque Metropolitano.....	66
Figure 4.7 : Coordenada Talud Vía Nono	67
Figure 4.8 : Inicio Geo-Slope.....	69
Figure 4.9 : Selección de Subprogramas Geo-Slope.	70
Figure 4.10 : Ajustes Geo-Slope.	70
Figure 4.11 : Superficies de gráfico Geo-Slope.	71
Figure 4.12 : Parametros avanzados Geo-Slope.....	71
Figure 4.13: Pantalla de iniciación de gráfico Geo-Slope.....	71
Figure 4.14 : Ejes del gráfico Geo-Slope.	72
Figure 4.15 : Incrementos del gráfico Geo-Slope.	73
Figure 4.16 : Escala de gráfico Geo-Slope.	73
Figure 4.17 : Ingreso propiedades del suelo Geo-Slope.	74
Figure 4.18 : Ingreso de puntos Geo-Slope.....	75
Figure 4.19 : Puntos en el gráfico Geo Slope	75
Figure 4.20 : Región de puntos Geo-Slope.....	76

Figure 4.21 : Propiedades del suelo adoptadas en Geo-Slope.....	76
Figure 4.22 : Definición de los radios Geo-Slope.....	77
Figure 4.23 : Definición del coeficiente sísmico Geo-Slope.....	77
Figure 4.24 : Análisis de solución Geo-Slope.	78
Figure 4.25 : FS Talud Tipo 1 UU.....	78
Figure 4.26 : FS Talud Tipo 1 UU - SISMO.....	79
Figure 4.27 : FS Talud Tipo 1 CU.....	79
Figure 4.28 : FS Talud Tipo 1 CU - SISMO.....	80
Figure 4.29 : FS Talud Tipo 2 UU.....	80
Figure 4.30 : FS Talud Tipo 2 UU - SISMO.....	80
Figure 4.31 : FS Talud Tipo 2 CU.....	81
Figure 4.32 : FS Talud Tipo 2 CU – SISMO.....	81
Figure 4.33 : FS Talud Tipo 3 UU.....	81
Figure 4.34 : FS Talud Tipo 3 UU - SISMO.....	82
Figure 4.35 : FS Talud Tipo 3 CU.....	82
Figure 4.36 : FS Talud Tipo 3 CU - SISMO.....	82
Figure 4.37 : FS Talud Tipo 4 UU.....	83
Figure 4.38 : FS Talud Tipo 4 UU - SISMO.....	83
Figure 4.39 : FS Talud Tipo 4 CU.....	83
Figure 4.40 : FS Talud Tipo 4 CU - SISMO.....	84

ÍNDICE DE ANEXOS

Anexo 1

Anexo 2

RESUMEN

La elaboración de esta investigación se inicia con la necesidad de realizar una caracterización y comparación de la cangahua en función de los parámetros índice-mecánicos, los mismos que son aplicados a la estabilidad de taludes. El estudio de estabilidad de taludes es establecer medidas de prevención y control para reducir los niveles de amenaza y riesgo. La inestabilidad de un talud, se puede producir por razones geológicas, meteorización, situaciones estacionales, presión de poros y obras realizadas por el hombre. Los lugares de estudio forman parte del Distrito metropolitano de Quito y sus alrededores, los mismos que se originaron por el depósito, la removilización, la meteorización y el endurecimiento de materiales lanzados por erupciones, poseen características combinadas de suelos, en su mayor parte arena con limos de baja plasticidad. Con la investigación se determinó los parámetros de resistencia al corte, cohesión y ángulo de fricción, mediante ensayos triaxiales No consolidados No drenados (UU) y Consolidados NO Drenados (CU), los mismos que presentaron variación en los valores, esto se debe a la teoría de esfuerzos efectivos y esfuerzos totales. Posteriormente se definió la estabilidad de un talud en términos de un Factor de Seguridad (F.S.) en condiciones estáticas, encontrando así la superficie potencial de falla (SPF).

Palabras Claves

CARACTERIZACIÓN

METEORIZACIÓN

ESTABILIDAD

COHESIÓN

ANGULO DE FRICCIÓN

ABSTRACT

The development of this investigation begins with the need for characterization and comparison of cangahua based on index-mechanical parameters are the same as those applied to slope stability. The study of slope stability is to establish prevention and control measures to reduce the levels of threat and risk. The instability of a slope can be produced by geological reasons, weathering seasonal situations, pore pressure and works made by man. The study sites are part of the Metropolitan District of Quito and its environs, the same that originated by deposit, remobilization, weathering and hardening of materials released by eruptions, have combined characteristics of soils, for the most part with sand low plasticity silt. With research parameters shear strength, cohesion and friction angle was determined by triaxial tests Unconsolidated - Undrained (UU) and Consolidated - Undrained (CU), the same variation in the values presented, this is due to the theory of effective efforts and overall efforts. Finally the stability of a slope was defined in terms of a safety factor (FS) under static conditions, finding the potential failure (SPF) surface.

Keywords

CHARACTERIZATION

WEATHERING

STABILITY

COHESION

FRICTION ANGLE

CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN

1.1 Antecedentes

De acuerdo al mapa geológico del Ecuador, escala 1:1000000, la cangahua está concentrada en su mayoría en el corredor Interandino del Ecuador y en especial en la serranía Ecuatoriana desde la provincia del Carchi en el Norte hasta el paralelo 2° 30' en el sur y corresponde al Pleistoceno Superior y al Holoceno en el Cuaternario, es decir eras en las cuales se presentó una fuerte actividad volcánica y periodos de glaciación de las cordilleras, cuando las condiciones climáticas en el Callejón Interandino experimentaron temperaturas reducidas hasta 7°C y vientos permanentes relacionados con los casquetes glaciares a lo largo de la cresta de las cordilleras. (Vera, 1992)

En el área metropolitana de Quito y sus alrededores afloran principalmente rocas de origen volcánico, las mismas que se formaron por la removilización, la meteorización y el endurecimiento de materiales lanzados por erupciones a lo largo del arco volcánico. (Vera, 1992)

En las últimas décadas la saturación de los cuerpos de los taludes por parte del invierno, la topografía, sismicidad, meteorización y el inadecuado uso del suelo por parte de los habitantes especialmente de bajos recursos económicos asentados ilegalmente en bordes de quebradas y vías provocaron deslizamientos y deslaves de consideración en la Vía Aloag Santo domingo (Cantón Mejía), Vía Nono (Cantón Quito), el área de influencia tanto directa como indirecta muestra preocupación debido a que estos problemas ocasionan la pérdida de bienes y servicios e inclusive de vidas humanas.

Esto se evidencia en numerosos sismos reportados en el Distrito Metropolitano de Quito debido a la reactivación del sistema de fallas geológicas, siendo los más recientes los registrados en Agosto del 2014, cuya magnitud correspondió aproximadamente a 5.2 en escala de Richter, generando daños económicos y pérdidas humanas debido a la afectación de los taludes.

El incremento de las precipitaciones en los últimos años ha tenido un efecto considerable en el cuerpo de los taludes, esto se evidencia en los deslizamientos producidos en Marzo del 2014 en las arterias principales que conectan las Sierra y Costa, como son la Vía Aloag Santo Domingo en el kilometro 28, así también en la vía Calacali – La Independencia en el Kilometro 68, en los cuales la lluvia intensa fracciona las paredes de los taludes.

Inicialmente se realizó visitas de campo a todos los lugares a estudiar con sus respectivos taludes y se evidencio la inadecuada construcción, mantenimiento y tratamiento de los taludes en las vías influye negativamente en el desarrollo del país por la falta de carreteras expeditas que permitan la transportación de bienes y personas y se puede evidenciar claramente el alto riesgo que constituye asentarse cerca de los mismos.

Uno de los problemas que se presentan en la estabilidad de taludes, es el estudio inconcluso debido a la falta de presupuesto para ensayos de alto costo. Lo que se pretende lograr con la realización de este proyecto, es ofrecer un estudio con una alternativa de solución óptima para la estabilidad de taludes, basándose en condiciones reales del suelo.

Para la solución de estabilidad de taludes el número de expertos en el tema y la bibliografía muchas veces es limitado, por lo tanto el presente proyecto servirá como referencia para entender el comportamiento de los diferentes tipos de cangahua.

1.2 Área de influencia

En la ciudad de Quito; Oriente, Nor Occidente, Sur Occidente, afloran rocas de origen volcánico, las mismas que se formaron por la removilización, la meteorización y el endurecimiento de materiales lanzados por erupciones a lo largo del arco volcánico durante el cuaternario.

La ciudad de Quito está delimitada por el volcán Casitagua por el norte, la falla geológica conocida como Falla de Quito por el este, las faldas orientales del Pichicha por el oeste y el Volcán Atacazo por el sur.

1.2.1 Área de influencia directa

Los resultados del presente proyecto de tesis beneficiaran directamente a las poblaciones que se asientan cerca o sobre los taludes en los Cantones Mejía, Rumiñahui y Quito; específicamente en las vías E-35, E-25. Con el aporte de esta investigación y caracterización, se puede tener una herramienta para el diseño de taludes en base a los resultados obtenidos, evitando poner en riesgo a las poblaciones que habitan cerca o sobre estos taludes.

1.2.2 Área de influencia indirecta

Debido a que algunos de los lugares a estudiar son carreteras de primer orden: Vía Aloag Santo Domingo (Conecta Sierra-Costa), Vía Nono (Conecta Sierra-Costa), Vía Pintag (E-35 vía al Aeropuerto

Mariscal Sucre - Tababela), afecta indirectamente a los transportistas, comerciantes, viajeros frecuentes, puesto que en el caso de que se presentará un deslizamiento en cualquiera de estas carreteras suspendería el tráfico y retrasaría a los viajeros, especialmente en la temporada de invierno.

1.3 Objetivos del proyecto

1.3.1 Objetivo general

Realizar el análisis del mecanismo de falla en función a la resistencia al corte que presentan los diferentes tipos de cangahuas mediante ensayos triaxiales no consolidados-no drenados (UU) y consolidado no drenado (CU).

1.3.2Objetivos específicos

- Obtener el comportamiento índice – mecánico de los diferentes tipos de cangahua.
- Evaluar el comportamiento geomecánico de los 4 tipos de cangahua de la ciudad de Quito.
- Determinar las condiciones en las cuales las cangahuas poseen más resistencia al corte mediante los ensayos de compresión triaxial, y en base a los mismos aportar al beneficio de la ciudad de Quito y sus alrededores para la estabilidad de taludes
- Realizar la caracterización de los diferentes tipos de cangahua propios de la ciudad de Quito en función de sus propiedades de resistencia al corte.
- Determinar y comparar el mecanismo de falla en los diferentes tipos de cangahuas.

1.4 Justificación e importancia

Uno de los problemas más graves que se presentan en nuestro medio es el funcionamiento de los taludes viales y taludes de corte en áreas urbanas; en los cuales la combinación de factores como: estudios incompletos generalmente por falta de presupuestos, el uso de maquinaria inapropiada en su construcción, pendientes inadecuadas, vibración por tráfico, sismos, erosión por viento y agua, falta de construcción de drenajes como cunetas de coronación, inadecuado mantenimiento, el mal uso del suelo sobre los taludes con sembríos sin un regadío apropiado o con asentamientos poblacionales inapropiados sin adecuados sistemas de eliminación de aguas servidas, a lo que ahora se adiciona el cambio climático es decir la saturación de los cuerpos de los taludes en épocas de invierno, están afectando su estabilidad.

De acuerdo a las precipitaciones mensuales máximas registradas por el Inamhi en los últimos meses cuyos valores corresponden a 228.1 mm y numerosos movimientos telúricos registradas en Agosto/2014, condiciones críticas a las que se encuentran expuestos los taludes de la Vía Aloag Santo Domingo, Vía Nono, Vía Pintag E-35, representan un peligro constante para el área de influencia directa e indirecta.

A causa de esto es fundamental realizar un estudio completo para determinar la resistencia del esfuerzo cortante de la cangahua en las vías arteriales E-35 Vía Pintag, E-25 Vía Aloag Santo Domingo. La resistencia al esfuerzo cortante normalmente se determinaba en condiciones normales del suelo sin embargo y debido al alto costo que involucra realizar un ensayo CU no se los realiza.

En la presente investigación se realizará una verificación, actualización, análisis y posteriormente la caracterización de la cangahua en condiciones saturadas y no saturadas mediante ensayos de compresión triaxial no consolidados-no drenados (UU) y consolidado no drenado (CU), y posteriormente se usarán para el cálculo de la estabilidad de taludes.

La importancia de una adecuada estabilización de taludes afectados por saturación del suelo, disminuirá el problema de accidentalidad, pérdidas humanas, congestiones de tráfico, así como el prematuro deterioro de las vías en el Distrito Metropolitano de Quito y en las carreteras del país.

La realización de nuevos estudios basados en la tecnología reciente para verificar las características propias del suelo de Quito y de este modo conseguir datos confiables, siendo estos los parámetros mecánicos indispensables para la estabilización de taludes, los cuales se servirán posteriormente para el cálculo óptimo desde el punto de vista económico y de diseño, disminuyendo totalmente el riesgo o peligro que representa un diseño sin la justificación adecuada.

1.5 Metodología de la investigación

Para el presente proyecto de grado referente a Mecánica de Suelos se utilizara el método analítico, el cual consiste en descomponer el objeto de estudio separando cada una de las partes del tema general para estudiarlas en forma individual y mediante estudios de laboratorio comprobar la teorías existentes para así evaluar el comportamiento de los diferentes tipos de cangahua y posteriormente realizar la caracterización de las mismas.

El desarrollo de esta investigación se inicia con la recopilación, análisis y síntesis de la información bibliográfica haciendo uso de textos de estudio, investigaciones, artículos, notas de clase, internet acerca de las cangahuas, realizando posteriormente una descripción teórica.

Se procederá a realizar la toma de muestras representativas inalteradas en los sitios indicados, las mismas que serán ensayados a compresión triaxial no consolidado no drenado (UU) y consolidado no drenado (CU).

Una vez terminados estos ensayos se procede a analizar y determinar los parámetros índice-mecánicos de la cangahua.

Como último punto se realizara la caracterización de la Cangahua en base los resultados obtenidos, y posteriormente se encontrará el plano de falla utilizando el software Geo- Slope o similares; los mismos que serán comparados con estudios previos realizados.

CAPITULO II: FUNDAMENTACIÓN TEÓRICA

El comportamiento del suelo es complejo y depende de su formación y composición mineralógica. Quito, posee un suelo de la formación Cangahua, las mismas que se originaron por el depósito, la removilización, la meteorización y el endurecimiento de materiales lanzados por erupciones a lo largo del arco volcánico. (Vera, 1992)

“De acuerdo al mapa geológico del Ecuador, escala 1:1000000, la cangahua está concentrada en su mayoría en el corredor interandino del Ecuador y en especial en la Serranía Ecuatoriana desde la Provincia del Carchi en el Norte hasta el paralelo 2°30' en el Sur y corresponde al

Pleistoceno Superior y al Holoceno, es decir, en la parte caracterizada por una fuerte actividad volcánica. (Zebrowsk, 1992)

En América Latina se estima que aproximadamente $1,4 \times 10^6 \text{Km}^2$ están cubiertos por suelos volcánicos, lo que representa el 23% de su superficie. (Zebrowsk, 1992)

La palabra cangahua es antigua y posee su origen quechua siendo originalmente su escritura kankahua, la cual quiere decir en este idioma ancestral: tierra dura.

2.1 Cangahua

Es una roca blanda y porosa producto de la diagenésis parcial del material volcánico explosivo fino proveniente de flujos piroclásticos, la misma que es originada por caídas piroclásticas, menor al tamaño de ceniza ($<2\text{mm}$), cementada primeramente por material arcilloso amorfo, sílice, óxido de hierro y secundariamente por calcita. (Vera, 1992)

2.2 Clasificación de la Cangahua

(MarcadorDePosición1) Propone una clasificación moderna litogenética de la cangahua con tres tipos primarios: de caída, de flujo y pedogenética, además de la cangahua secundaria o retrabajada, en base a 25 muestras estratégicas estudiadas a detalle en el campo y en laboratorio, se tiene las siguientes:

2.2.1.- Caída de ceniza



Figure 2.1: Caída de ceniza.

Fuente: (VERA, 1992)

Ceniza gradada, con escasos líticos angulares y subangulares en la base, color café. Material orgánico < 1 %, muy fina, pendiente de presentación > 30%, deposito primario, se encuentra estratigráficamente en varios ciclos asociados a depósitos de pómez. Su cementación es predominante. La localidad típica es en los alrededores de Pifo. (VERA, 1992)

2.2.2 .- Flujo de lodo

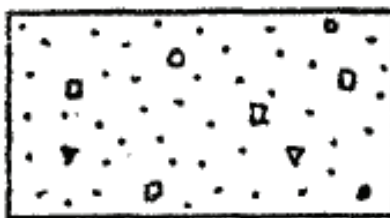


Figure 2.2 : Flujo de Lodo.

Fuente: (VERA, 1992)

Ceniza con líticos diversos y desordenados, color café medo, material orgánico > 1%, fina media, pendiente de presentación > 40%. Depósitos primarios de flujo de ceniza **y/o** pómez. Estos están en los cambios de pendiente o valles.

La localidad típica es el valle en el sector de Tambillo - Aloag a lo largo de la Panamericana Sur. Es típicamente bimodal de arena a limo y su contenido de vidrio es igual o menor a la suma de cristales y líticos. El material cementante es variable (Vera y López 1991).

2.2.3- Flujo piroclastico



Figure 2.3 : Flujo piroclastico

Fuente: (VERA, 1992)

Ceniza con estructuras de ondulaciones, ocasionales fragmentos orientados con vegetales calcinados, color crema y naranja, pendiente > 30%, elevación. Depósitos en pendientes, el material basal generalmente no está alterado y su contacto es transicional a cangahua. Se localiza en las pendientes hacia el callejón interandino; vía a Nono.

Granulométricamente es unimodal. Se caracteriza por su contenido de vidrio mayor al de cristales, presencia de material orgánico quemado, y su asociación a material juvenil no alterado. El material cementante es variable. (Vera y López 1991).

2.2.4.- Pedogenética o retrabajada.

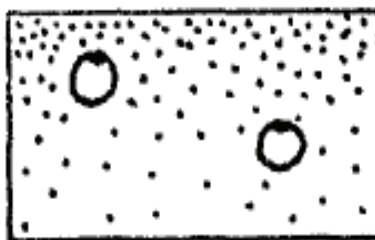


Figure 2.4 : Pedogenica o retrabajada.

Color café variable,
color café medio a oscuro, material orgánico > 1%, fina, pendientes variables. Depósitos secundarios producto de la erosión. El material es

Fuente: (VERA, 1992)

heterogéneo, fino con niveles de arena volcánica lavada, el producto de la acumulación rápida o catastrófica es material coluvial caracterizado por su localización en el Parque Metropolitano. El material cementante es variable. (Vera, 1992)

2.3 Estabilidad de Taludes

Los deslizamientos de tierra son uno de los procesos geológicos más destructivos que afectan a los humanos, causando miles de muertes y daños en las propiedades, por valor de decenas de billones de dólares cada año. (Brabb, 1989)

2.3.1 Definición de talud

Un talud o ladera es una masa de tierra que no es plana sino que posee pendiente o cambios de altura significativos.

Cuando el talud se produce en forma natural, sin intervención humana, se denomina ladera natural. Cuando los taludes son hecho por el hombre se denominan cortes o taludes artificiales; en el corte se realiza una excavación en una formación terrea natural (desmontes), tanto que en los taludes artificiales son los lados inclinados de los terraplenes. (Brabb, 1989)

2.3.2 Definición de estabilidad

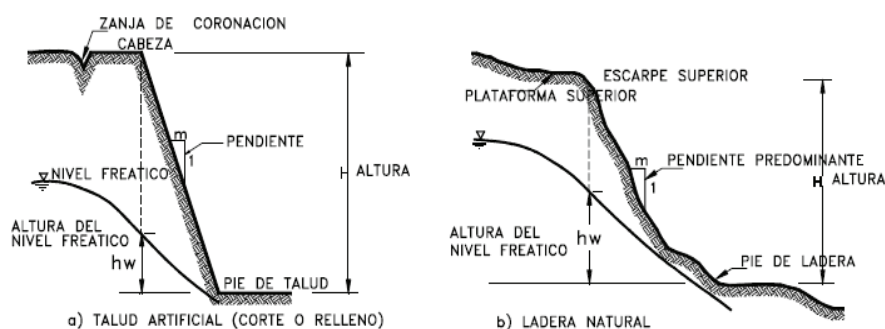
Se entiende por estabilidad a la seguridad de una masa de tierra contra la falla o movimiento. Como primera medida es necesario definir criterios de estabilidad de taludes, entendiéndose por tales algo tan simple como el poder decir en un instante dado cual será la inclinación apropiada en un corte o en un terraplen; casi siempre la más apropiada

será la más escarpada que se sostenga el tiempo necesario sin caerse. (Brabb, 1989)

2.3.3 Partes del talud

El talud comprende una parte alta o superior convexa con una cabeza, cima, cresta o escarpe, donde se presentan procesos de denudación o erosión; una parte intermedia semi-recta y una parte baja o inferior cóncava con un pie, pata o base, en la cual ocurren principalmente procesos de depositación. (Brabb, 1989)

Talud Natural y Artificial



A

Figure 2.5 : Talud natural y artificial.

Fuente: (Brabb, 1989)

u

Altura

Es la distancia vertical entre el pie y la cabeza, la cual se presenta claramente definida en taludes artificiales pero es complicada de cuantificar en las laderas debido a que el pie y la cabeza no son accidentes topográficos bien marcados.

Pie

Corresponde al sitio de cambio brusco de pendiente en la parte inferior. La forma del pie de una ladera es generalmente cóncava. (Brabb, 1989)

Cabeza o escarpe

Se refiere al sitio de cambio brusco de pendiente en la parte superior. Cuando la pendiente de este punto hacia abajo es semi- vertical o de alta pendiente, se le denomina Escarpe. La forma de la cabeza generalmente es convexa. (Brabb, 1989)

Altura de nivel freático

Distancia vertical desde el pie del talud o ladera hasta el nivel de agua medida debajo de la cabeza. (Brabb, 1989)

Pendiente

Es la medida de la inclinación del talud o ladera. Puede medirse en grados, en porcentaje, en la cual m es la distancia horizontal que corresponde a una unidad de distancia vertical. (Brabb, 1989)

2.3.4 Factores condicionantes y desencadenantes.

En el análisis de los movimientos es importante reconocer que factores condicionan la estabilidad de los taludes y aquellos que actúan como desencadenantes.

A continuación se describen algunos de los factores más importantes que influyen en la estabilidad de los taludes.

Factores Naturales.

Se trata de agentes que integran la meteorización, siendo los agentes erosivos los que tienen una mayor incidencia como factores

desencadenantes, así como los fenómenos de carácter tectónico que influyen en la corteza terrestre. (Brabb, 1989)

El Agua.

Constituye el agente natural de mayor incidencia como factor condicionante y desencadenante en la aparición de inestabilidades.

a) Aguas Subterráneas.

Se consideran como tales, las corrientes y niveles subterráneos y el agua distribuida en el interior de la red de fracturación de un macizo rocoso o de forma intersticial en los suelos, que condicionan la estabilidad de los mismos. La absorción del agua de infiltración produce una continua expansión y contracción de los suelos, en períodos alternantes de lluvia y sequía, que varia las características resistentes de los mismos. (Brabb, 1989)

b) Lluvia.

Constituye un factor desencadenante de inestabilidades, contribuyendo a aumentar la acción de diversos factores condicionantes: meteorización, acción de las aguas subterráneas, etc. Cuando el régimen de lluvias es torrencial, el agua caída se canaliza en zonas deprimidas causando acciones similares a las corrientes de agua. (Brabb, 1989)

Sismicidad y Vulcanismo.

Son los factores desencadenantes de grandes deslizamientos que pueden ocasionar daños graves. Cuando ocurre un sismo se generan una serie de vibraciones, que se propagan como ondas de diferente frecuencia, la aceleración, vertical y horizontal asociada a esas ondas, origina la fluctuación del estado de esfuerzos en el interior del terreno afectando al equilibrio de los taludes. (Brabb, 1989)

Actividad Biológica.

Tiene especial interés las acciones que ejerce la vegetación en sus aspectos positivos y negativos. La cubierta vegetal, a través de sus raíces ayuda a mantener la estabilidad de los taludes debido a que sirve de unión entre los componentes del suelo. También la vegetación contribuye al drenaje, absorbiendo parte del agua contenida en el terreno y atenúa la degradación superficial del mismo.

En su aspecto negativo, existen raíces capaces de disgregar el terreno u desplazar bloques de magnitud considerable, debido a sus efectos mecánicos en grietas y fisuras, actuando como cuñas. (Brabb, 1989)

Actividad Humana.

Dos de las actividades más importantes son la Minería y las Obras Civiles, la actividad humana que se deriva, constituye una de las causas con mayor incidencia en los movimientos de los taludes. (Brabb, 1989)

Excavaciones.

Constituyen uno de los factores desencadenantes mas extendidos debido a la necesidad de las mismas en las obras civiles como vialidad, túneles. Producen una variación del estado de equilibrio del terreno, que se traducen en planos de potenciales deslizamientos, desequilibrio de masas, etc (Brabb, 1989)

Sobrecargas.

Es el resultado del incremento de peso debido a diversos tipos de construcciones sobre el terreno natural. También puede producirse por el peso del agua infiltrada en el terreno, como consecuencia de fugas en conducciones de alcantarillado, canales, etc. (Brabb, 1989)

2.4 Etapas de los procesos de falla

La clasificación de deslizamientos pretende describir e identificar los cuerpos que están en movimiento relativo. Las clasificaciones existentes son esencialmente geomorfológicas y solamente algunas de ellas introducen consideraciones mecánicas o propiamente geológicas. (Brabb, 1989)

Se consideran cuatro etapas diferentes en la clasificación de los movimientos:

- a) Etapa de deterioro o antes de la falla donde el suelo está intacto.
- b) Etapa de falla caracterizada por la formación de una superficie de falla o el movimiento de una masa importante de material.
- c) La etapa post-falla que incluye los movimientos de la masa involucrada en un deslizamiento desde el momento de la falla y hasta el preciso instante en el cual se detiene totalmente.
- d) La etapa de posible reactivación en la cual pueden ocurrir movimientos que pueden considerarse como una nueva falla, e incluye las tres etapas anteriores.

2.5 Tipos de fallas

El análisis del “agrietamiento” que sufren los taludes debido a los repetidos ciclos de secado y humedecimiento, proceso que en nuestro país y en particular en la zona de estudio se produce muy a menudo. Este proceso es en esencia una de las causas más importantes del deterioro y consiguiente desestabilización de los taludes constituidos por este tipo de suelos volcánicos.

Los movimientos tienden a comportarse como de caída libre cuando la pendiente superficial es de más de 75 grados, en taludes de ángulo menor generalmente, los materiales rebotan y en los taludes de menos de 45 grados los materiales tienden a rodar. (Brabb, 1989)

Table 2.1

Tipos de fallas en Taludes

Fuente: Nadia Pachacama

Tipo de falla	Forma	Definición
Desprendimiento	Caída libre	Desprendimiento repentino de uno o más bloques de suelo o roca que descienden en caída libre.
	Volcadura	Caída de un bloque de roca con respecto a un pivote ubicado debajo de su centro de gravedad.
Derrumbos	Planar	Movimiento lento o rápido de un bloque de suelo o roca a lo largo de una superficie de falla plana.
	Rotacional	Movimiento relativamente lento de una masa de suelo, roca o una combinación de los dos a lo largo de una superficie curva de falla bien definida.
	Desparramamiento Lateral	Movimiento de diferentes bloques de suelo con desplazamientos distintos.
	Deslizamientos de escombros	Mezcla de suelo y pedazos de roca moviéndose a lo largo de una superficie de roca planar.
Avalanchas	De rocas	Movimiento rápido de una masa incoherente de escombros de roca o suelo-roca donde no se distingue la estructura original del material.

Flujos	De escombros	Suelo o suelo-roca moviéndose como un fluido viscoso, desplazándose usualmente hasta distancias mucho mayores de la falla. Usualmente originado por exceso de presiones de poros.
Repteo		Movimiento lento e imperceptible talud abajo de una masa de suelo o suelo-roca

2.6 Esfuerzo y resistencia al cortante

La modelación o representación matemática del fenómeno de falla al cortante en un deslizamiento se realiza utilizando las teorías de la resistencia de materiales.

Las rocas y los suelos al fallar al corte se comportan de acuerdo a las teorías tradicionales de fricción y cohesión. (Suarez, 2002)

$$\tau = c + \sigma \cdot \text{tg} \phi$$

Dónde:

Donde:

t = Esfuerzo de resistencia al corte

c = Cohesión

σ = Esfuerzo normal total

ϕ = Ángulo de fricción interna

$$\tau = c' + (\sigma - u) \cdot \text{tg} \phi'$$

Dónde:

σ' (Presión efectiva) = $\sigma - u$

ϕ' = Ángulo de fricción para presiones efectivas.

c' = Cohesión para presiones efectivas.

El análisis de la ecuación de Coulomb requiere predefinir los parámetros, ángulo de fricción y cohesión, los cuales se consideran como propiedades intrínsecas del suelo. (Suarez, 2002)

La presencia del agua reduce el valor de la resistencia del suelo dependiendo de las presiones internas o de poros de acuerdo a la ecuación de Coulomb, en la cual el factor u está restando al valor de la presión normal. La presión resultante se le conoce con el nombre de presión efectiva σ' . (Suarez, 2002)

Angulo de Fricción

Es el resultado de la fricción mecánica entre los granos de un suelo, principalmente de su entrelazamiento. (Suarez, 2002)

Coeficiente de rozamiento = $\text{Tan}(\phi)$

El ángulo de fricción depende de varios factores (Bilz, 1995) entre ellos algunos de los más importantes son: tamaño de los granos, forma de los granos, distribución de los tamaños de grano y densidad. (Suarez, 2002)

Cohesión

Es la capacidad que tienen las partículas de la masa del suelo para permanecer unidas debido a las fuerzas de atracción que se presentan según el porcentaje de humedad. (Suarez, 2002)

La cohesión en mecánica de suelos es utilizada para representar la resistencia al esfuerzo cortante producido por la adherencia. (Suarez, 2002)

Esfuerzos totales y efectivos

Se define como esfuerzo a la fuerza por unidad de área.

Esfuerzo Efectivo

“Una masa de suelo saturada consiste de dos fases distintas: el esqueleto de partículas y los poros entre partículas llenos de agua. Cualquier esfuerzo impuesto sobre el suelo es soportado por el esqueleto de partículas y la presión en el agua. Típicamente, el esqueleto puede transmitir esfuerzos normales y de corte por los puntos de contacto entre partículas y el agua a su vez puede ejercer una presión hidrostática, la cual es igual en todas las direcciones. Los esfuerzos ejercidos por el esqueleto solamente, se conocen como esfuerzos efectivos y los esfuerzos hidrostáticos del agua se les denominan presión de poros. Los esfuerzos efectivos son los que controlan el comportamiento del suelo y no los esfuerzos totales. (Suarez, 2002)

$$\sigma' \text{ (Presión efectiva)} = \sigma - \mu$$

σ = Esfuerzos Totales

μ = Presión de poros

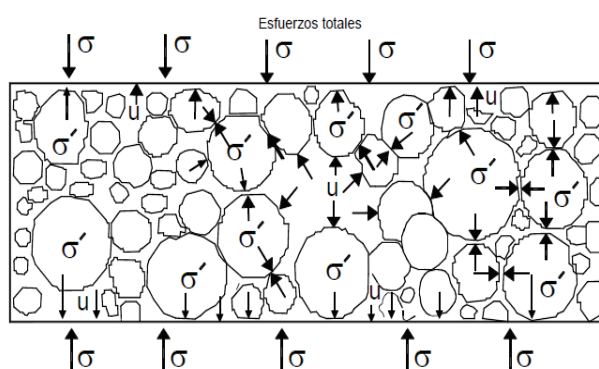


Figure 2.6 : Esfuerzos totales, efectivos y presión de poros.

Fuente: (Suarez, 2002)

Esfuerzo total

El esfuerzo total es la suma de todas las fuerzas, incluyendo aquellas transmitidas a través de contactos entre partículas, aquellas transmitidas a través de la presión de poros en el agua (divididas por el área total) e incluyendo el área de sólidos y el área de vacíos. (Suarez, 2002)

$$\sigma = \sigma' + \mu$$

σ = Esfuerzos Totales

μ = Presión de poros

En problemas prácticos el análisis con esfuerzos totales podría utilizarse en problemas de estabilidad a corto plazo y las presiones efectivas para analizar la estabilidad a largo plazo. (Suarez, 2002)

$$\text{Esfuerzo total} = \frac{\text{Esfuerzo efectivo} + \text{presión de poros}}{\text{Area total}}$$

Taludes en Condiciones drenadas o no drenadas

Las fallas de los taludes pueden ocurrir en condiciones drenadas o no drenadas, trayendo como consecuencias la inestabilidad de ellos, si la causa es por cambios de carga, tal como la remoción de materiales de la parte baja del talud o aumento de las cargas en la parte superior. (Suarez, 2002)

La condición drenada o no-drenada depende de la velocidad con que el agua puede moverse hacia adentro o hacia fuera en el suelo comparado con el tiempo en que el suelo soporta un cambio de carga.

La clave es el determinar si la carga es capaz o no de producir presiones de poro. (Suarez, 2002)

Se dice que una condición es drenada cuando el agua es capaz de fluir hacia afuera o hacia adentro de la masa de suelo cuando es sometida a una carga y no se producen presiones de poro debido a que el agua se puede mover libremente al aumentar o disminuir el volumen de vacíos como respuesta a un cambio en las condiciones de carga. (Suarez, 2002)

Se dice que una condición es no-drenada cuando el agua no es capaz de fluir en el momento en el cual el suelo es sometido a una carga y se produce entonces, presión de poros; debido a que el agua no se puede mover libremente como respuesta a la tendencia al cambio del volumen de vacíos por acción de la carga. (Suarez, 2002)

Si la carga se aplica muy rápidamente y la permeabilidad del suelo es baja, se puede producir una condición no-drenada, pero si se aplica lentamente o la permeabilidad del suelo es alta, se produce una condición drenada. (Suarez, 2002)

Resistencia Drenada y No-drenada

La resistencia al cortante se define como el máximo valor de esfuerzo cortante que el suelo puede soportar. Los dos tipos de resistencia al cortante utilizados en el análisis de estabilidad son: la resistencia no-drenada y la resistencia drenada. La resistencia no-drenada se utiliza en análisis con esfuerzos totales mientras la resistencia drenada se utiliza en análisis con esfuerzos efectivos. (Suarez, 2002)

Resistencia no-drenada

La resistencia no-drenada es la resistencia del suelo cuando se carga hasta la falla en condiciones no-drenadas o sea cuando las cargas que

producen la falla, se aplican sobre la masa de suelo a una velocidad superior a la del drenaje del suelo. (Suarez, 2002)

Resistencia drenada

La resistencia drenada es la resistencia del suelo cuando se carga en forma lenta y no se producen presiones de poros en exceso, debidas a la aplicación de la carga. Igualmente, la resistencia drenada se presenta cuando la carga ha estado aplicada por un período suficiente de tiempo de tal forma, que el suelo ya ha sido drenado. Una condición no-drenada, con el tiempo puede convertirse en una condición drenada, en la medida en que el agua drene. (Suarez, 2002)

2.7 Círculo de mohr

El diagrama de Mohr es el método más común para representar los resultados de los ensayos de corte en los suelos. El círculo de Mohr representa un ensayo triaxial y la envolvente de los círculos de Mohr representa el estado de los esfuerzos en el momento de una falla al cortante. (Suarez, 2002)

En este círculo se definen los valores de σ máximo (σ_1) y σ mínimo (σ_3), conocidos como esfuerzos principales.

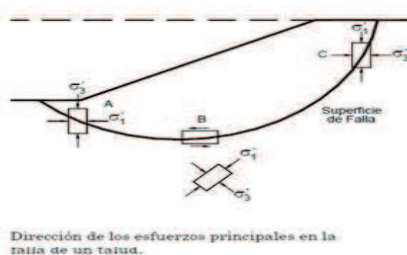


Figure 2.7 : Dirección de los esfuerzos principales.

Fuente: (Suarez, 2002)

Envolvente

El círculo de Mohr se emplea para representar o describir la resistencia al cortante de los suelos, utilizando la envolvente de falla Mohr – Coulomb, lo cual equivale a que ha alcanzado la combinación crítica de los esfuerzos a la falla. (Suarez, 2002)

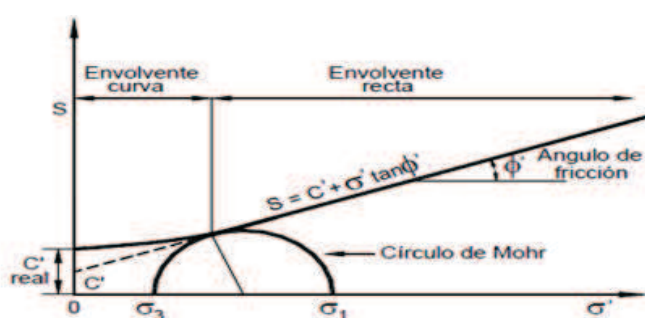


Figure 2.8 : Envolvente de falla y círculo de Mohr.

Fuente: (Suarez, 2002)

Los puntos de la envolvente de falla corresponden a los esfuerzos que producen falla al cortante. Los esfuerzos por encima de la envolvente de falla, no pueden existir.

La envolvente de falla Mohr - Coulomb generalmente es una línea curva que puede representarse en la forma:

$$s = A (\sigma')^b$$

Donde:

s = Resistencia al cortante

σ' = Esfuerzo normal efectivo

A y b = Constantes

En la práctica normal de ingeniería, generalmente, esta curva se define como una recta aproximada dentro de un rango seleccionado de esfuerzos en el cual: (Suarez, 2002)

$$s = c' + \sigma' \tan \phi'$$

Donde:

c' = Intercepto del eje de resistencia (cohesión)

ϕ' = Pendiente de la envolvente (ángulo de fricción).

Trayectoria de Esfuerzos

El procedimiento y análisis que utiliza la trayectoria de esfuerzos, permite estudiar el comportamiento del suelo en el campo o el laboratorio. La trayectoria de esfuerzos muestra sus estados sucesivos un espacio de esfuerzos p-q, donde p y q corresponden a los máximos esfuerzos normales y de cortante en el círculo de Mohr. Para mayor claridad, los círculos de Mohr no se trazan, sólo se traza el diagrama de trayectoria de esfuerzos en estas trayectorias de esfuerzos se puede ver el comportamiento típico de los elementos del suelo. (Suarez, 2002)

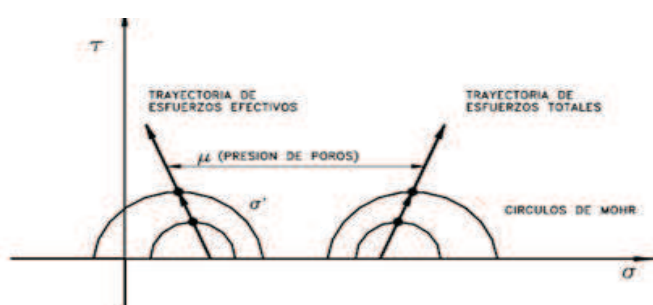


Figure 2.9 : Trayectoria de esfuerzos.

Fuente: ((Suarez, 2002)

Se pueden trazar tres tipos de trayectorias diferentes de la siguiente manera

- **Trayectoria de esfuerzos efectivos:** La cual pretende presentar el verdadero comportamiento de la muestra de suelo. (Suarez, 2002)
- **Esfuerzos totales menos presión de poros estática:** Esta trayectoria muestra el estado de esfuerzos en el suelo con un margen para la presión de poros en el agua, debida al nivel estático de las aguas subterráneas. (Suarez, 2002)
- **Esfuerzos totales:** La cual muestra la trayectoria de las coordenadas de los esfuerzos totales solamente. (Suarez, 2002)

2.8 Métodos de análisis de estabilidad de taludes

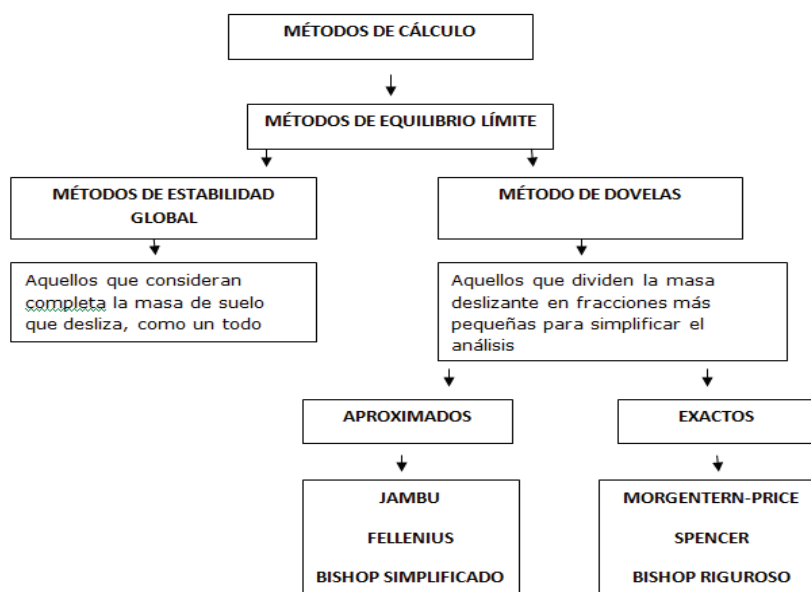
Los análisis de estabilidad en el caso de las laderas naturales tienen por objetivo estimar su nivel de seguridad y, según el resultado obtenido, implementar medidas correctivas o de estabilización adecuadas para evitar nuevos movimientos de masas. (Suarez, 2002)

Los métodos de análisis de estabilidad se basan en un planteamiento físico-matemático en el que intervienen las fuerzas estabilizadoras y desestabilizadoras, que actúan sobre el talud y que determinan su comportamiento y condiciones de estabilidad. (Suarez, 2002)

Los más utilizados son los métodos de equilibrio límite, los cuales analizan el equilibrio de una masa potencialmente inestable, y consisten en comparar las fuerzas tendentes al movimiento con las fuerzas resistentes que se oponen al mismo a lo largo de una determinada superficie de rotura. Se basan en la selección de una superficie teórica de rotura en el talud; el criterio de rotura de Mohr-Coulomb; y la definición de un factor de seguridad. (Suarez, 2002)

Table 2.2

Métodos de Cálculo de Taludes. (Nadia Pachacama)



2.8.1 Teorías de equilibrio límite: método de las dovelas

Los problemas de estabilidad de taludes son estáticamente indeterminados, y para su resolución es preciso considerar una serie de hipótesis de partida diferentes según los métodos. Con dichas condiciones, se establecen las ecuaciones de equilibrio entre las fuerzas que inducen el deslizamiento y las resistentes. Los análisis proporcionan el valor del FS del talud para la superficie analizada, referido al equilibrio estricto o límite entre las fuerzas que actúan. (Suarez, 2002)

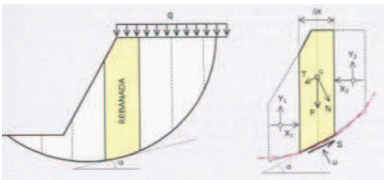
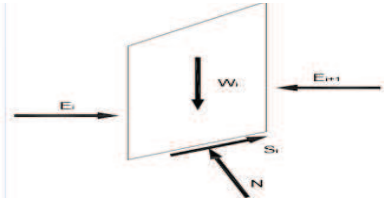
En cuanto a los Métodos de las Dovelas, estos son usados en aquellos casos en que la superficie de rotura del terreno es del tipo circular. De esta manera, el problema se aborda bidimensionalmente, tomando una sección transversal representativa del talud y dividiéndola en franjas del mismo tamaño. A cada dovela se le analiza su nivel de estabilidad, lo que permite concluir acerca de la seguridad global del talud. (Suarez, 2002)

Métodos aproximados

En la mayor parte de los casos la geometría de la superficie de rotura no permite obtener una solución exacta del problema mediante la única aplicación de las leyes de la estática. El problema es hiperestático y ha de hacerse alguna simplificación o hipótesis previa que permita su resolución. Se pueden considerar así los métodos que consideran el equilibrio global de la masa deslizante, hoy en desuso, y los métodos de las dovelas o rebanadas, que consideran a la masa deslizante dividida en una serie de fajas verticales. (Suarez, 2002)

Métodos Exactos

La aplicación de las leyes de la estática proporciona una solución exacta del problema con la única salvedad de las simplificaciones propias de todos los métodos de equilibrio límite (ausencia de deformaciones, factor de seguridad constante en toda la superficie de rotura, etc.). Esto sólo es posible en taludes de geometría sencilla, como por ejemplo la rotura planar y la rotura por cuñas. (Suarez, 2002)

Método	Características	Estado de fuerzas actuantes	Ecuación de estabilidad
Método de Fellenius	<p>Asume superficies de falla circulares, divide el área de falla en tajadas verticales, obtiene las fuerzas actuantes y resultantes para cada tajada y con la sumatoria de estas fuerzas obtiene el Factor de Seguridad. Las fuerzas que actúan sobre una dovela son:</p> <ul style="list-style-type: none"> - El peso o fuerza de gravedad, la cual se puede descomponer en una tangente y una normal a la superficie de falla. - Las fuerzas resistentes de cohesión y fricción que actúan en forma tangente a la superficie de falla. - Las fuerzas de presión de tierras y cortante en las paredes entre dovelas, las cuales no son consideradas por Fellenius, pero sí son tenidas en cuenta en otros métodos de análisis más detallados. 		$F = \frac{(P \cdot \cos \alpha + u \cdot \Delta x) \cdot \operatorname{tg} \varphi + c \cdot \frac{\Delta x}{\cos \alpha}}{P \cdot \sin \alpha}$
Método de Bishop simplificado	<p>El método simplificado de Bishop es uno de los métodos más utilizados actualmente para el cálculo de factores de seguridad de los taludes. Aunque el método sólo satisface el equilibrio de momentos, se considera que los resultados son muy precisos en comparación con el método ordinario. Aunque existen métodos de mayor precisión que el método de Bishop, las diferencias de los factores de seguridad calculados, no son grandes. La principal restricción del método de Bishop simplificado, es que solamente considera las superficies circulares.</p>		$F_s = \frac{\sum \left[\frac{(c' b_n + W_n (1 - r_{un}) \tan \phi') \sec \alpha_n}{1 + \frac{\tan \phi' \tan \alpha_n}{F_s}} \right]}{\sum W_n \sin \alpha_n}$

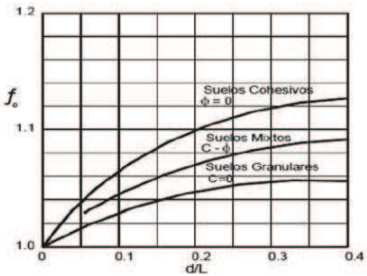
Método de Janbú	<p>Se basa en la suposición de que las fuerzas entre dovelas son horizontales y no tienen en cuenta las fuerzas de cortante. Janbú considera que las superficies de falla no necesariamente son circulares y establece un factor de corrección f_0. El factor f_0 depende de la curvatura de la superficie de falla. Estos factores de corrección son solamente aproximados y se basan en análisis de 30 a 40 casos. El método de Janbú solamente satisface equilibrio de fuerzas y no satisface equilibrio de momentos.</p>		$FS = \frac{f_0 \cdot \sum \left\{ [c + b + W \cdot \tan(\phi)] + \frac{1}{\cos(\alpha) \cdot m \cdot a} \right\}}{\sum W \cdot \tan(\alpha)}$
-----------------	--	---	--

Table 2.3 : Métodos Aproximados de Cálculo.

Morgenstern-Price

El método Morgenstern-Price es un método general de cortes realizados en la base del equilibrio límite. Debe satisfacer el equilibrio de fuerzas y momentos actuando en bloques individuales. Los bloques son creados dividiendo el suelo sobre la superficie terrestre dividiendo planos. Las fuerzas actuando en bloques individuales se muestran en la siguiente figura. (Braja M, 2001)

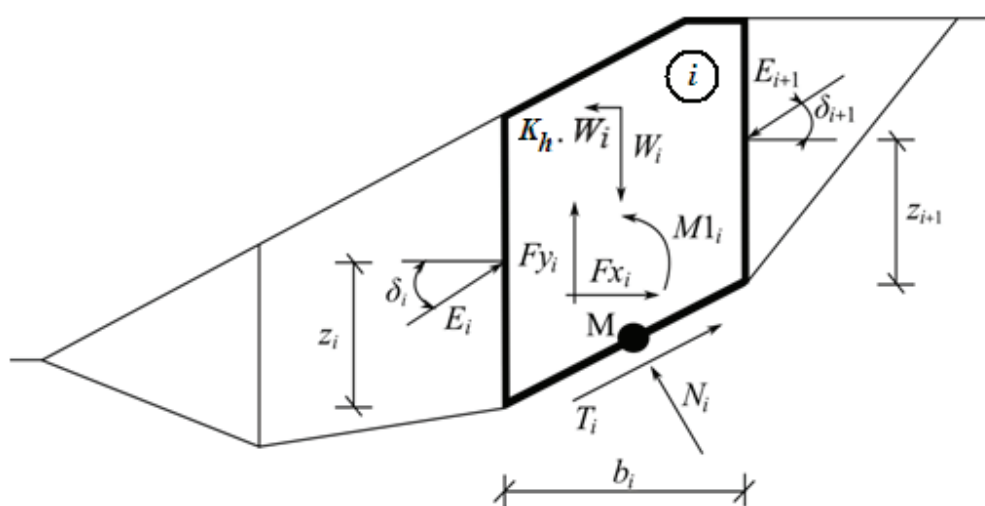


Figure 2.11: Esquema estático – Método Morgenstern-Price

Cada bloque se asume para contribuir a la misma fuerza como en el método Spencer. Los siguientes supuestos se introducen en el método Morgenstern-Price para calcular el equilibrio límite de las fuerzas y momento de los bloques individuales: (Braja M, 2001)

- Los planos divididos entre bloques son siempre verticales
- La línea de acción de peso del bloque W_i pasa por el centro del segmento i^{th} de la superficie de deslizamiento representada por el punto **M**
- La fuerza normal N_i actúa en el centro del segmento i^{th} de la superficie de deslizamiento, en el punto **M**

- La inclinación de las fuerzas E_i que actúan entre los bloques es diferente en cada bloque (δ_i) al punto extremo de la superficie de deslizamiento $\delta = 0$

La única diferencia entre el método Spencer y el método Morgenstern-Price se ve en la lista de supuestos superior. La elección de los ángulos de inclinación δ_i de las fuerzas E_i actuando entre los bloques se realiza con la ayuda de la función Half-sine – una de las funciones en la siguiente figura es elegida en forma automática. La elección de la forma de la función tiene una influencia mínima en el resultado final, pero una elección adecuada puede mejorar la convergencia del método. El valor funcional de la función Half-sine $f(x_i)$ en el punto límite x_i multiplicado por el parámetro λ da como resultado el valor de la inclinación del ángulo δ_i . (Braja M, 2001)

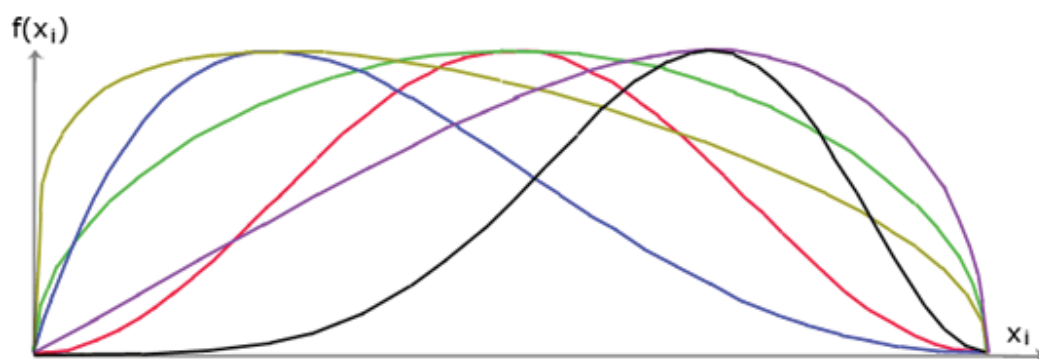


Figure 2.12: Función Seno

La solución adopta la expresión (1) – (5), mostrando el método Spencer, es decir:

$$N_i = N'_i + U_i \quad (1)$$

$$T_i = (N_i - U_i) \tan \varphi_i + \frac{b_i}{\cos \alpha_i} = N'_i \cdot \tan \varphi_i + c_i \cdot \frac{b_i}{\cos \alpha_i} \quad (2)$$

$$N'_i + U_i - W_i \cdot \cos \alpha_i + K_h \cdot W_i \cdot \sin \alpha_i + Fy_i \cdot \cos \alpha_i - Fx_i \cdot \sin \alpha_i + E_{i+1} \cdot \sin(\alpha_i - \delta_{i+1}) - E_i \cdot \sin(\alpha_i - \delta_i) = 0 \quad (3)$$

$$N'_i \cdot \frac{\tan \varphi_i}{FS} + \frac{c_i}{FS} \cdot \frac{b_i}{\cos \alpha_i} - W_i \cdot \sin \alpha_i - K_h \cdot W_i \cdot \cos \alpha_i + Fy_i \cdot \sin \alpha_i + Fx_i \cdot \cos \alpha_i - E_{i+1} \cdot \cos(\alpha_i - \delta_{i+1}) + E_i \cdot \cos(\alpha_i - \delta_i) = 0 \quad (4)$$

$$E_{i+1} \cdot \cos \delta_{i+1} \left(z_{i+1} - \frac{b_i}{2} \tan \alpha_i \right) - E_{i+1} \cdot \sin \delta_{i+1} \cdot \frac{b_i}{2} - E_i \cdot \cos \delta_i \left(z_i - \frac{b_i}{2} \tan \alpha_i \right) - E_i \cdot \sin \delta_i \cdot \frac{b_i}{2} + Ml_i - K_h \cdot W_i (y_M - y_{\bar{e}_i}) = 0 \quad (5)$$

- (1) Relación entre el valor de la tensión efectiva y tensión total de la fuerza normal actuando en la superficie de deslizamiento
- (2) Condición de Mohr-Coulomb representa la relación entre la fuerza normal y la fuerza de corte en un segmento dado de la superficie de deslizamiento (N_i a T_i)
- (3) Fuerza de la ecuación de equilibrio en la dirección normal del segmento i^{th} de la superficie de deslizamiento
- (4) Fuerza de la ecuación de equilibrio a lo largo del segmento i^{th} de la superficie de deslizamiento
- (5) Momento de la ecuación de equilibrio sobre el punto **M**

Modificando las fuerzas de las ecuaciones (3) y (4) se obtiene la siguiente fórmula recursiva:

$$E_{i+1} = \frac{\left[(W_i - Fy_i) \cdot \cos \alpha_i - (K_h W_i - Fx_i) \cdot \sin \alpha_i - U_i + E_i \cdot \sin(\alpha_i - \delta_i) \right] \cdot \frac{\tan \phi_i}{FS} + \frac{c_i}{FS} \cdot \frac{b_i}{\cos \alpha_i} - (W_i - Fy_i) \cdot \sin \alpha_i - (K_h W_i - Fx_i) \cdot \cos \alpha_i + E_i \cdot \cos(\alpha_i - \delta_i)}{\sin(\alpha_i - \delta_{i+1}) \cdot \frac{\tan \phi_i}{FS} + \cos(\alpha_i - \delta_{i+1})} \quad (6)$$

Esta fórmula permite calcular todas las fuerzas E_i actuando entre los bloques para un valor dado de δ_i y SF. Esta solución asume que en el origen de la superficie de deslizamiento el valor E es conocido e igual a $E_1 = 0$.

Adicionalmente la fórmula recursiva (7) sigue la ecuación de momento de equilibrio (5) como:

$$z_{i+1} = \frac{\frac{b_i}{2} \cdot \left[E_{i+1} (\sin \delta_{i+1} - \cos \delta_{i+1} \cdot \tan \alpha_i) + E_i (\sin \delta_i - \cos \delta_i \cdot \tan \alpha_i) \right] + E_i \cdot z_i \cdot \cos \delta_i - M1_i + K_h W_i \cdot (y_M - y_{gr})}{E_{i+1} \cdot \cos \delta_{i+1}} \quad (7)$$

Esta fórmula permite calcular todos los brazos z_i de las fuerzas actuando entre los bloques para un valor dado de δ_i , conociendo el valor del lado izquierdo en el origen de la superficie de deslizamiento, donde $z_1=0$.

El factor de seguridad SF es determinado empleando el siguiente proceso de interacción:

1. Los valores iniciales de los ángulos δ_i se determinan según la función Half-sine ($\delta_i = \lambda \cdot f(x_i)$).

2. El factor de seguridad SF para los valores dados de δ_i deduce de la ecuación (6), asumiendo el valor de $E_{n+1} = 0$ en el extremo de la superficie de deslizamiento.
3. El valor de δ_i está dado por la ecuación (7) utilizando los valores de E_i determinados en el paso previo con el requisito de tener el momento en el último bloque igual a cero. Los valores funcionales de $f(x_i)$ son los mismos todo el tiempo durante la iteración, solo se itera el parámetro de λ . La ecuación (7) no provee el valor de z_{n+1} ya que éste es igual a cero. Éste valor se satisface con la ecuación de momento de equilibrio (5).
4. El paso 2 y 3 se repiten hasta que el valor de δ_i (parámetro λ) no cambia.

Es necesario evadir las soluciones inestables para que el proceso de iteración sea exitoso. Estas inestabilidades ocurren cuando toma lugar la división por cero en la expresión (6) y (7). En la ecuación (7) dividir por cero se encuentra por $\delta_i = \pi/2$ o $\delta_i = -\pi/2$. Por lo que, el valor del ángulo δ_i debe ser encontrado dentro del intervalo $(-\pi/2 ; \pi/2)$. (Braja M, 2001)

La división por cero en la expresión (6) aparece cuando:

$$FS = \tan \varphi_i \cdot \tan (\delta_{i+1} - \alpha_i)$$

2.9 Actividad sísmica en Taludes

Los sismos son fenómenos naturales causados por movimientos de las fallas geológicas en la corteza terrestre. Al moverse las fallas, se producen ondas de diferentes tipos y de gran poder, las cuales viajan a través del suelo. (Suarez, 2002)

Los movimientos sísmicos pueden activar deslizamiento en taludes de suelo y roca. (Suarez, 2002)

Los deslizamientos son movimientos relativos de masas de suelo o roca respecto al sustrato, sobre una o varias superficies de rotura, al superarse la resistencia de corte de estas superficies. La masa generalmente se desplaza en conjunto, comportándose como una unidad en su recorrido. (Suarez, 2002)

Se considera que, bajo condiciones estáticas, un talud es estable, si las fuerzas resistentes que posee son mayores que las fuerzas deslizantes asociadas a su geometría. Pero durante un sismo, las fuerzas deslizantes pueden acrecentarse, provocando la inestabilidad del talud. (Suarez, 2002)

En el caso de un sismo, existe el triple efecto de aumento del esfuerzo cortante, disminución de la resistencia por aumento de la presión de poros y deformación, asociados con la onda sísmica; pudiéndose llegar a la falla al cortante y hasta la licuación en el caso de los suelos granulares saturados. (Suarez, 2002)

Los métodos para realizar análisis estáticos de taludes son muy variados y están muy bien definidos y se conoce relativamente bien el grado de precisión que cada procedimiento de cálculo tiene.

Método de Newmark (Análisis de Deformaciones)

En este análisis se tienen en cuenta las deformaciones inducidas por el evento sísmico. Si las fuerzas de inercia debidas al sismo y a la situación del talud (Estáticas + Dinámicas), superan las fuerzas resistentes disponibles, el factor de seguridad alcanza valores por debajo de 1.0 y la masa de suelo no está más en equilibrio y se produce una

aceleración por el desbalance de fuerzas. Esta aceleración corresponde a una deformación a lo largo de la superficie de falla considerada. (Suarez, 2002)

El análisis de estas deformaciones se realiza por medio de una doble integración de la aceleración de exceso. El problema del análisis dinámico de deformaciones consiste en su complejidad, la cual lo hace poco práctico para análisis rutinarios de estabilidad. Existen, sin embargo, programas basados en elementos finitos, los cuales permiten trabajos de investigación detallados sobre las deformaciones y sus efectos. (Suarez, 2002)



Figure 2.10 : Desplazamientos en taludes sujetos a carga sísmica.

Fuente: (Suarez, 2002)

Pasos en el Análisis de Newmark

El análisis de Newmark consiste en tres pasos básicos, los cuales se indican a continuación:

- El primer paso es realizar un análisis de estabilidad, por equilibrio límite, para determinar la localización y la forma de la superficie crítica de falla y la aceleración (K_y) requerida para que el factor de seguridad sea 1.0. La mayoría de los programas de computadores de equilibrio límite tienen una opción para calcular el coeficiente de aceleración para el factor de seguridad de 1.0. (Suarez, 2002)

$$K_Y = (FS - 1)g \operatorname{sen} \alpha$$

Donde:

FS = factor de seguridad del talud.

g = aceleración de la gravedad.

α = ángulo con la horizontal.

- El segundo paso es analizar la historia sísmica para determinar los movimientos sísmicos esperados en el sitio del proyecto. El proceso de selección típico, incluye la estimación de la magnitud del sismo, la distancia al área epicentral y los parámetros de aceleración pico del terreno. Igualmente, debe determinarse la amplificación debida a la presencia de suelos blandos y al efecto topográfico. Esta amplificación puede calcularse con los programas de software especializados. (Suarez, 2002)
- El paso final es calcular los desplazamientos acumulados durante el sismo. (Suarez, 2002)

Análisis Seudoestático de Taludes

En el análisis seudoestático, se coloca sobre todos los elementos analizados en el talud, una fuerza horizontal correspondiente a un coeficiente k multiplicado por el peso del elemento. (Suarez, 2002)

Localización de la fuerza sísmica seudoestática

Un problema tenido en cuenta en el análisis seudo estático, es la localización de la fuerza. Terzaghi (1950) sugirió que la fuerza debería aplicarse sobre el centro de gravedad de cada tajada.

El análisis realizado por varios autores (Makdisi y Seed, 1978) indica que la aceleración pico aumenta de abajo hacia arriba del talud, por lo

tanto, la fuerza sísmica se aplica arriba del centro de gravedad. En un análisis convencional el suponer que la fuerza actúa sobre el centro de gravedad, es por lo tanto, un criterio conservador y razonable (Suarez, 2002)

El método utiliza el mismo procedimiento general de cualquiera de los métodos de equilibrio límite, con la diferencia de que se incluyen fuerzas pseudoestáticas horizontales y verticales debidas al evento sísmico. Estas fuerzas sísmicas se asumen que son proporcionales al peso de la masa de deslizamiento potencial y de los coeficientes sísmicos k_h y k_v , expresada en términos de veces la aceleración g producida por el sismo (Figura 7.33). Generalmente, se recomienda analizar (con carga sísmica pseudoestática) solamente la superficie más crítica identificada en el análisis estático. La mayoría de los análisis solamente tienen en cuenta la fuerza sísmica horizontal y k_v se asume igual a cero, la cual no es representativa para los deslizamientos en el área epicentral donde k_v es significativa. (Suarez, 2002)

La magnitud del coeficiente sísmico debe simular la naturaleza de la fuerza del evento que depende de la intensidad o aceleración del sismo, duración del movimiento y frecuencia. Para un análisis muy conservador, se puede asumir que el coeficiente sísmico k_h es igual a la máxima aceleración pico esperada de un evento sísmico en el sitio. Sin embargo, este análisis conservador puede producir dificultades numéricas para k_h mayor que 0.4. (Suarez, 2002)

Coefficientes para el Análisis Seudoestático

En los suelos que no pierden resistencia significativa durante un sismo, la inestabilidad puede ocurrir debida a la fuerza de inercia generada por el sismo la cual puede modelarse con una fuerza horizontal, que se puede obtener utilizando un coeficiente sísmico (k).

Este sistema de análisis se le denomina análisis de estabilidad pseudoestático. (Suarez, 2002)

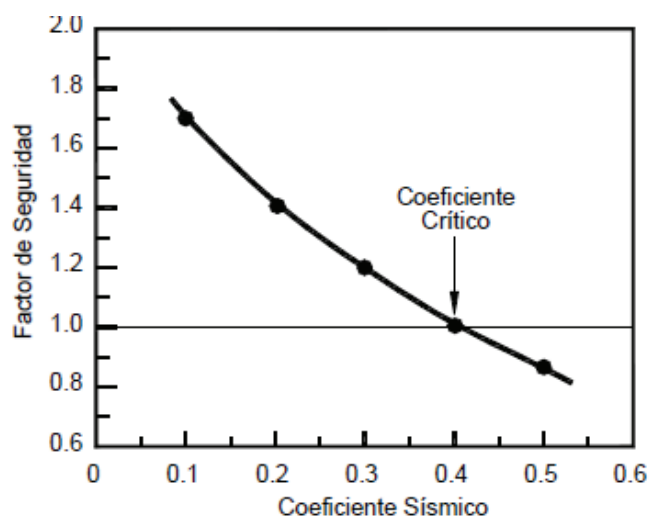
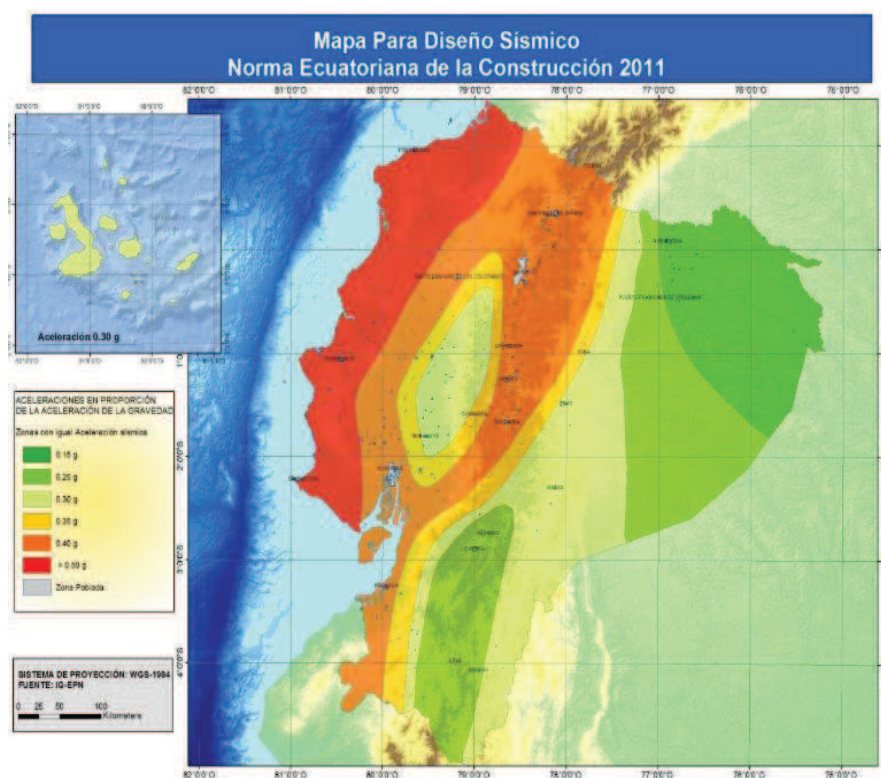


Figure 2.11 : Variación del factor de seguridad con el coeficiente sísmico.

Fuente: (Suarez, 2002)

Mapa zonificación sísmica en Ecuador



Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
Caracterización de la amenaza sísmica	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy Alta

La provincia de Pichincha tiene el valor $Z=0,40$

CAPITULO III: DESCRIPCIÓN Y APLICACIÓN DE LOS ENSAYOS

La cangahua es un suelo que se ha formado generalmente sobre acumulación de cenizas volcánicas, presenta ciertas características que la hacen única.

Los ensayos de laboratorio constituyen hoy la herramienta principal para el estudio de las propiedades geotécnicas del terreno.

3.1 Propiedades Índice

3.1.1 Granulometría

Norma: ASTM D 422-63

Es la distribución de los tamaños de las partículas de un agregado, tal como se determina por análisis de tamices. Es la medición de los granos de una formación sedimentaria y el cálculo de la abundancia de los correspondientes a cada uno de los tamaños previstos por una escala granulométrica. (Gaibor, 2012)

Granulometría por tamizado

Es un proceso mecánico mediante el cual se separan las partículas de un suelo en sus diferentes tamaños, denominado a la fracción menor (Tamiz No 200) como limo y arcilla. Se lleva a cabo utilizando tamices en orden decreciente. La cantidad de suelo retenido indica el tamaño de la muestra, esto solo separa una porción de suelo entre dos tamaños. (Gaibor, 2012)

Equipo

Balanza con sensibilidad de 0.01gr.

Juego de tamices desde No 4 al No 200

Cápsulas

Horno

Procedimiento

- 1.- Se toma una muestra de suelo de acuerdo a la norma correspondiente
- 2.- Se coloca la muestra en los tamices ordenados de manera descendente, primero el tamiz N°40, luego el tamiz N°200.
- 3.- Se hace el lavado de la muestra con agua destilada
- 4.- Se separa las partículas más gruesas con la mano y ubíquelas en otras bandejas.
- 6.- Se reúnen todas las fracciones retenidas en el tamiz N° 40 y N°200 en una bandeja y haga secar en el horno
- 7.- Se procede a realizar el tamizado con el material secado al horno por los tamices N° 4, N° 10, N°40 y N°200.

3.1.2 Límites de Atterberg

Norma: ASTM D 4318

Permiten establecer el contenido de agua con el cual se produce el cambio de estado, es decir, miden la consistencia o plasticidad. Se definen 4 estados: sólido, semisólido, plástico y líquido.

Límite Líquido (LL): Humedad del suelo en el límite entre el estado semilíquido y plástico

Límite Plástico (LP): Humedad del suelo en el límite plástico y semisólido.

Índice de Plasticidad (IP): es la diferencia numérica entre los límites líquidos y plásticos, e indica el margen de humedades dentro del cual se encuentra en estado plástico tal como se definen los ensayos

Limite plástico

Se define el límite plástico como la humedad más baja con la que pueden formarse con un suelo cilindros de 3 mm. de diámetro, rodando dicho suelo entre los dedos de la mano y una superficie lisa, hasta que los cilindros empiecen a resquebrajarse

Equipo

- Aparato de límite líquido (máquina de Casagrande), el que consiste en una taza (cuchara) de bronce con una masa de 200 ± 20 grs., montada en un dispositivo de apoyo fijado a una base de caucho, madera o plástico duro.
- Acanalador (Casagrande o ASTM), mango de calibre de 1 cm. para verificar altura de caída de la cuchara
- Plato de evaporación de porcelana de 120 mm. de diámetro.
- Espátula hoja flexible de 20 mm. de ancho y 70 mm. de largo.
- Horno de secado con circulación de aire y temperatura regulable capaz de mantenerse en $110^\circ \pm 5^\circ$ C.
- Balanza de precisión de 0,01 gr.
- Herramientas y accesorios. Placas de vidrio, agua destilada, recipientes herméticos, malla N° 40 ASTM y probeta de 25 ml de capacidad

3.1.3 Contenido de agua

Norma: ASTM D2216-98

Es la relación (%h) del peso de agua contenida en la muestra y el peso de la muestra seca o peso de los sólidos.

$$\%h = \frac{P_a}{P_s} * 100$$

$$P_a = P_h - P_s$$

%h =Contenido de humedad

Pa = Peso del agua que contiene la muestra

Ps = Peso del suelo seco.

Ph= Peso del suelo húmedo

Equipo

- Capsula de aluminio
- Horno de secado con circulación de aire y temperatura regulable capaz de mantenerse en $110^{\circ} \pm 5^{\circ} \text{C}$.
- Balanza de precisión de 0,01 gr.
- Espatula

3.2 Propiedades Mecánicas

El triaxial es sin duda el más refinado de los ensayos de uso extendido en la práctica para el estudio de la resistencia y deformabilidad de suelos, el objetivo fundamental del ensayo es determinar el Ángulo de Rozamiento Interno (ϕ) y la Cohesión del suelo (C), que permitan establecer su Resistencia al Corte, mediante la aplicación de esfuerzos verticales y laterales diferentes a probetas cilíndricas que tratan de reproducir los esfuerzos a los que está sometido el suelo en condiciones naturales. (Gaibor, 2012)

Etapas del ensayo triaxial

Las pruebas triaxiales normalmente son realizadas en dos etapas: consolidación y ruptura

- La primera, en la que la probeta de suelo es sometida a una presión hidrostática de fluido, con esfuerzos verticales iguales a los horizontales. Durante esta etapa, se dice que la probeta es "consolidada" si se permite el drenaje del fluido de los poros.

Alternativamente, si el drenaje no puede ocurrir se dice que la probeta es "no consolidada.

- En la segunda etapa, llamada de aplicación del Esfuerzo Desviador, se incrementan los esfuerzos verticales (desviadores) a través del pistón vertical de carga, hasta la falla.

En esta etapa el operador tiene también la opción de permitir el drenaje y por lo tanto eliminar la presión neutra o mantener la válvula correspondiente cerrada sin drenaje. (Gaibor, 2012)

3.2.1 Ensayo triaxial UU (no consolidado no drenado)

Norma: ASTM D 2850-03

Se impide el drenaje durante las dos etapas del ensayo. Este ensayo se hace con la válvula de drenaje cerrada para todas las fases del ensayo y antes de que la muestra tenga posibilidad de consolidarse.

Descripción General del Ensayo

Este método de ensayo cubre la determinación del esfuerzo y la relación esfuerzo – deformación de una muestra cilíndrica de un suelo. Los especímenes son sujetos a un confinamiento por presiones en un fluido dentro de una cámara triaxial. Los especímenes no son drenados durante el ensayo; se ensayan a corte por compresión sin drenaje a una razón constante de deformación axial. (Gaibor, 2012)

Este método de ensayo provee datos para determinar propiedades de resistencia no drenada y relación de esfuerzo - deformación para los suelos, también provee la medida del esfuerzo total aplicado al espécimen, eso significa que esos esfuerzos no son corregidos para determinar la presión de poros. (Gaibor, 2012)

Equipo

- Máquina de compresión, dotada de un sistema de lectura de cargas y deformaciones de 0,01 mm de precisión.
- Cámara triaxial. Aparato combinado de un pistón, un tubo de cristal o cámara de presión y conexiones para originar en la muestra vacío, presión, saturación o drenaje por medio de válvulas de paso.
- Membrana de caucho o goma.
- Un moldeador de muestra o expansor de membrana.
- Bomba de vacío y fuente de presión.
- Horno de secado con circulación de aire y temperatura regulable preparada de mantenerse en $110^{\circ} \pm 5^{\circ} \text{C}$.
- Herramientas y accesorios. Recipientes plásticos, cuchillo de molde, equipo compactador Harvard, placas base, piedras porosas, espátula, compactador de muestras y cronómetro.

3.2.2 Ensayo Triaxial CU (consolidados no drenados)

NORMA: ASTM D4767

Se permite el drenaje durante la primera etapa solamente. Este ensayo se hace después de que la muestra ha consolidado abriendo la válvula de drenaje a y bajo una presión de cámara constante. Se necesita un aparato para determinar cuando la muestra ha terminado de consolidarse. (Gaibor, 2012)

Cuando se completa la consolidación se cierra las válvulas de drenaje y se aplica el esfuerzo desviador a la muestra hasta la falla. Esta última fase es idéntica al ensayo UU. (Gaibor, 2012)

Equipo

- Máquina de compresión, dotada de un sistema de lectura de cargas y deformaciones de 0,01 mm de precisión.
- Cámara triaxial. Aparato combinado de un pistón, un tubo de cristal o cámara de presión y conexiones para originar en la muestra vacío, presión, saturación o drenaje por medio de válvulas de paso.
- Membrana de caucho o goma.
- Un moldeador de muestra o expansor de membrana.
- Bomba de vacío y fuente de presión.
- Horno de secado con circulación de aire y temperatura regulable preparada de mantenerse en $110^{\circ} \pm 5^{\circ} \text{C}$.
- Herramientas y accesorios. Recipientes plásticos, cuchillo de molde, equipo compactador Harvard, placas base, piedras porosas, espátula, compactador de muestras y cronómetro.

En el presente capítulo se les da el nombre de Tipo 1, Tipo 2, Tipo 3 y Tipo 4 a los diferentes tipos de cangahuas, el mismo que se presenta a continuación con sus respectivas coordenadas.

Table 3.1

Ubicación de los tipos de cangahuas.

Cangahua	Lugar	Coordenadas
Tipo 1	Aloag-Tambillo	0° 24'12,38" S - 78° 32' 46,18" W
Tipo 2	Vía Pifo	0° 17'10,09" S - 78° 20' 54,71" W
Tipo 3	Parque Metropolitano	0° 10'33,96" S - 78° 27' 40,01" W
Tipo 4	Vía Nono	0° 5'48, 83" S - 78° 33' 23,04" W

A partir de la denominación de tipos a las cangahuas, se procede a realizar los ensayos, los mismos que se presentan como anexo 1.

3.3 Cuadro de resumen de los resultados obtenidos en los ensayos.

Table 3.2

Propiedades Mecánicas Tipo 1.

TIPO1			
UU	Muestra 1	Muestra 2	Muestra 3
C (kg/cm2)	0,7	0,65	0,48
ANGULO (°)	28,07	28,81	26,72
CU	1	2	3
C (kg/cm2)	0,4	0,35	0,41
ANGULO (°)	22,48	23,5	22,8

Table 3.3

Propiedades Mecánicas Tipo 2.

TIPO2			
UU	Muestra 1	Muestra 2	Muestra 3
C (kg/cm2)	0,83	0,85	0,78
ANGULO (°)	32,1	31,8	29
CU	1	2	3
C (kg/cm2)	0,37	0,42	0,45
ANGULO (°)	23,99	24,58	25,99

Table 3.4

Propiedades Mecánicas Tipo 3.

TIPO3			
UU	Muestra 1	Muestra 2	Muestra 3
C (kg/cm2)	0,7	0,78	0,75
ANGULO (°)	31,56	31,09	32,21
CU	1	2	3
C (kg/cm2)	0,43	0,4	0,45
ANGULO (°)	24,94	23,8	26,79

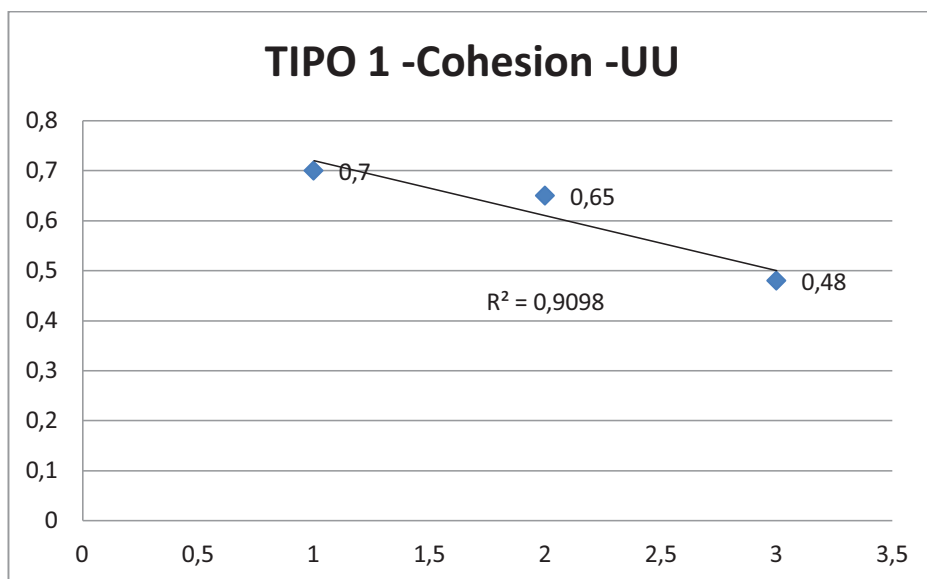
Table 3.5

Propiedades Mecánicas Tipo 4.

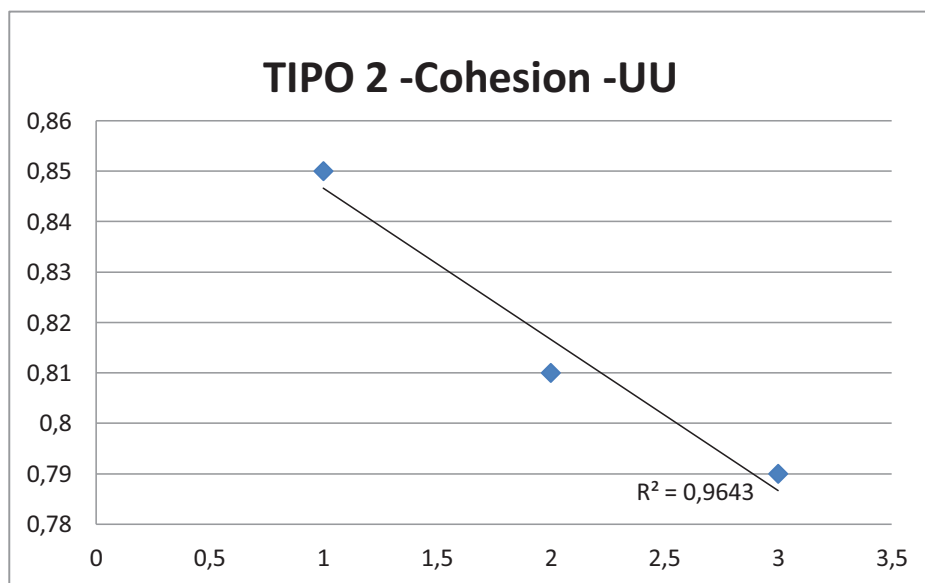
TIPO4			
UU	Muestra 1	Muestra 2	Muestra 3
C (kg/cm2)	0,6	0,65	0,67
ANGULO (°)	29,8	29,01	29,12
CU	1	2	3
C (kg/cm2)	0,37	0,41	0,43
ANGULO (°)	26,4	25,3	24,1

Se presenta la tabulación de los datos en función de los ensayos realizados en el laboratorio.

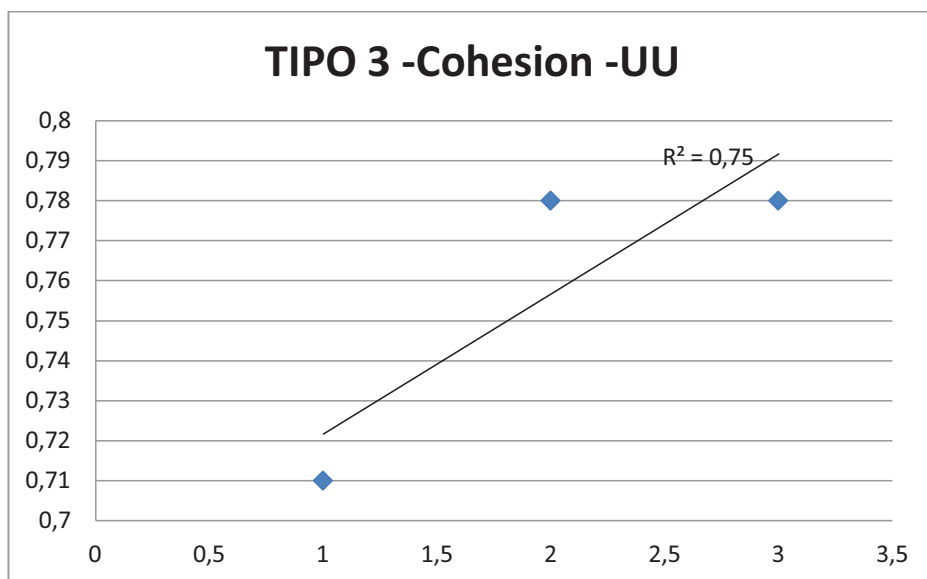
Cuadro 3.1 : Cohesión-Tipo1-UU



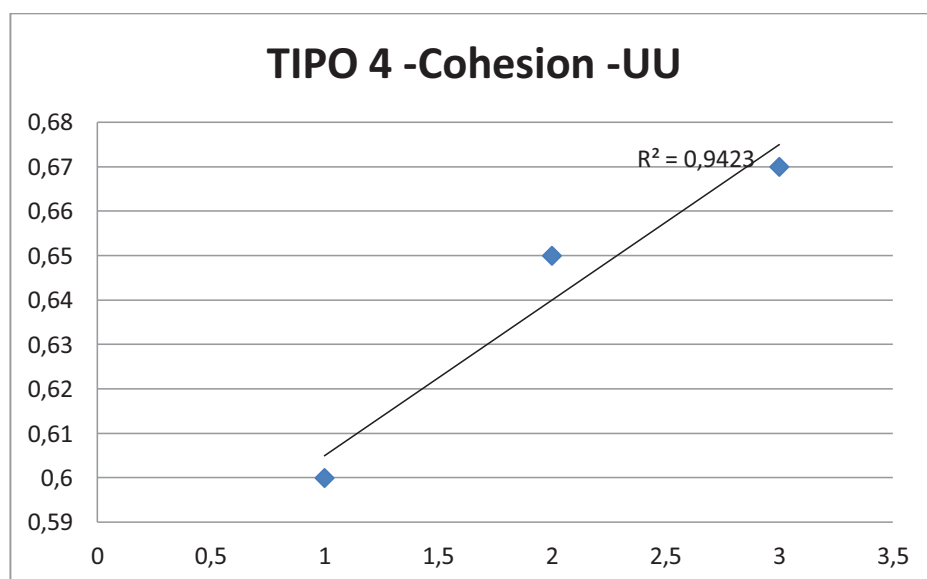
Cuadro 3.2 : Cohesión-Tipo2-UU



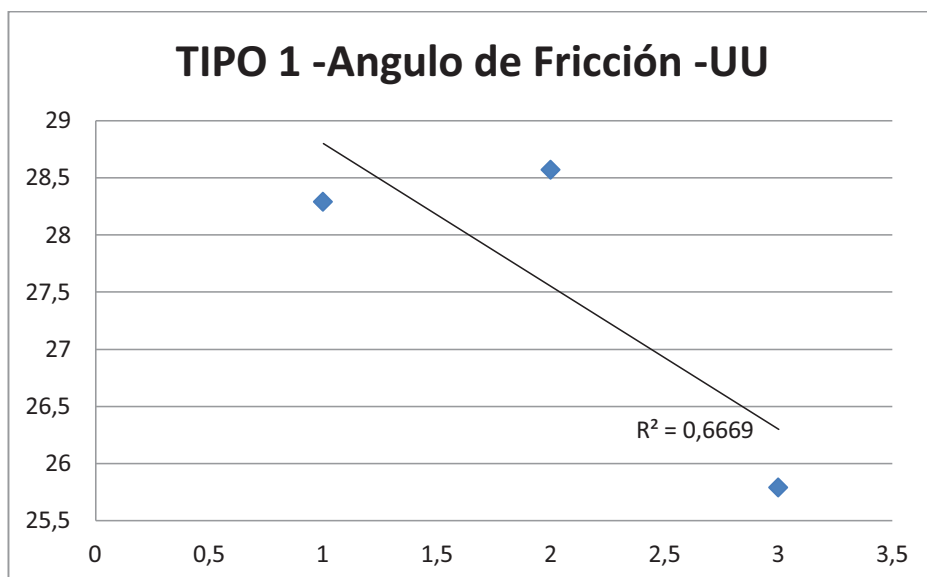
Cuadro 3.3 : Cohesión-Tipo3-UU



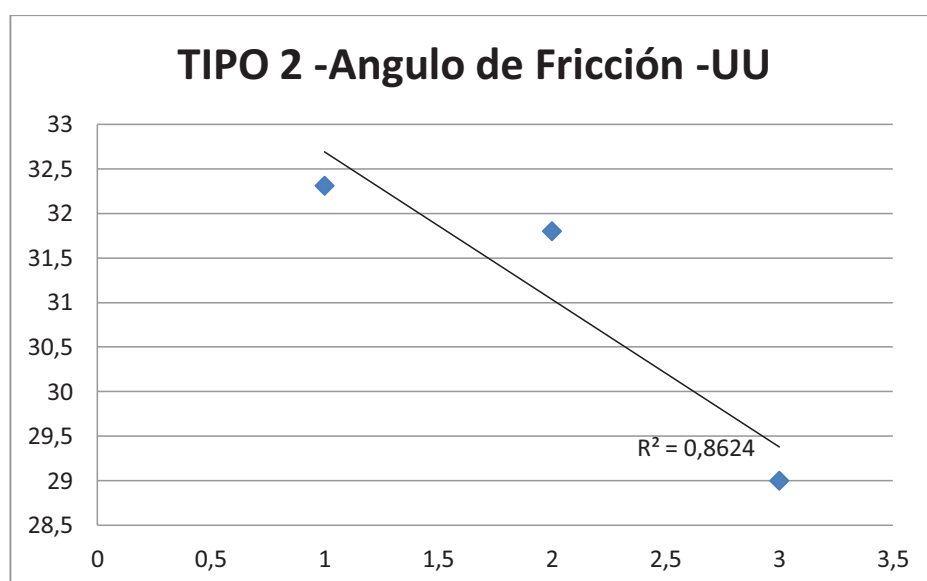
Cuadro 3.4 : Cohesión-Tipo4-UU



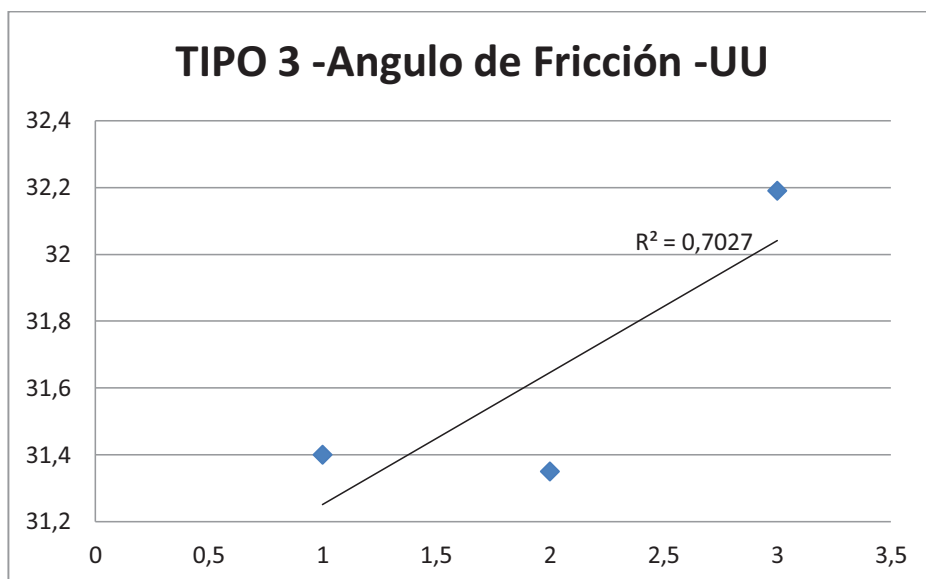
Cuadro 3.5 : Ángulo de fricción – Tipo 1 - UU



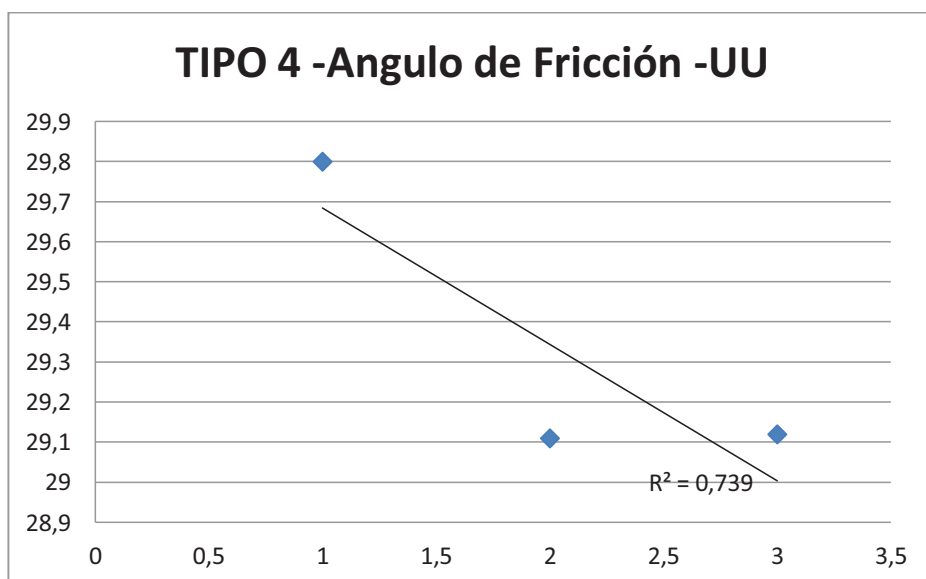
Cuadro 3.6 : Ángulo de fricción – Tipo 2 - UU



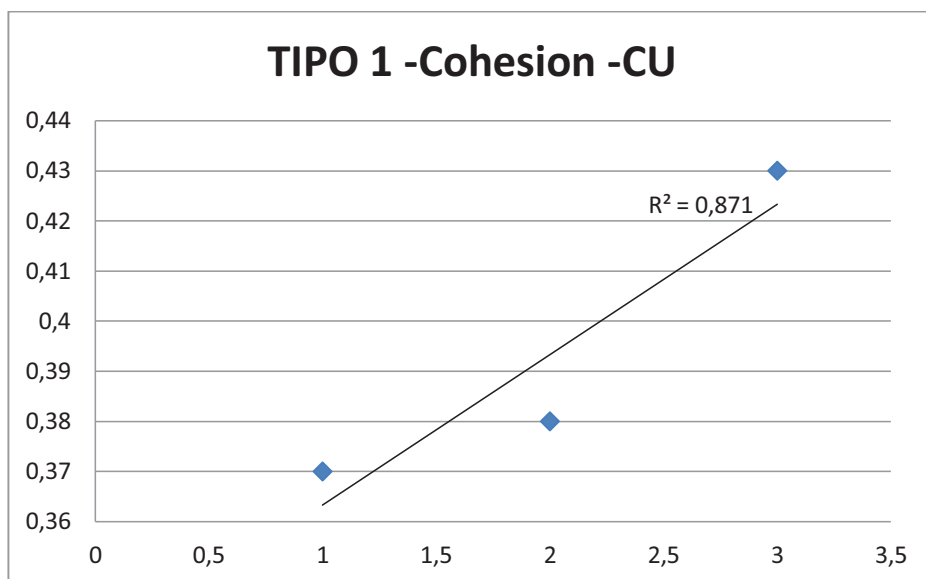
Cuadro 3.7 : Ángulo de fricción – Tipo 3 - UU



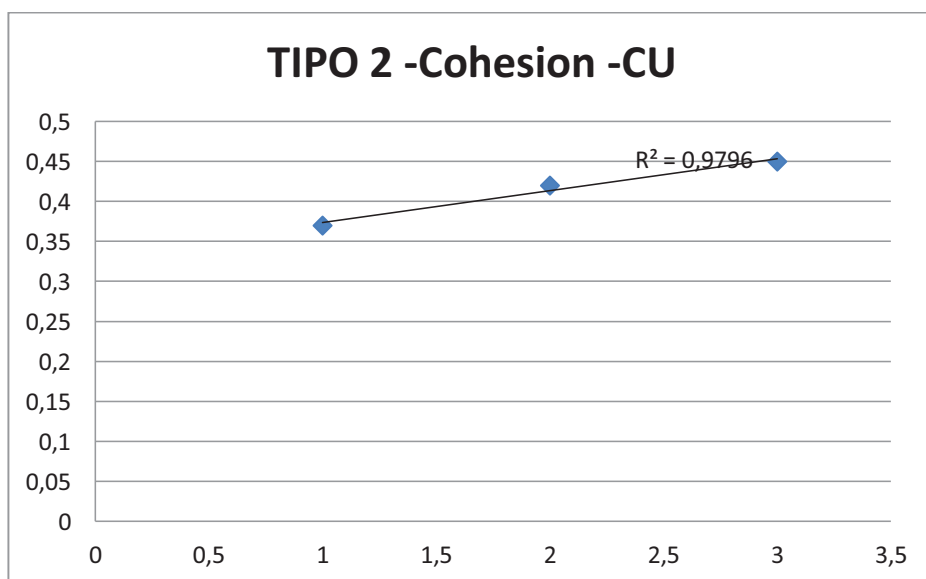
Cuadro 3.8 : Ángulo de fricción – Tipo 4 - UU



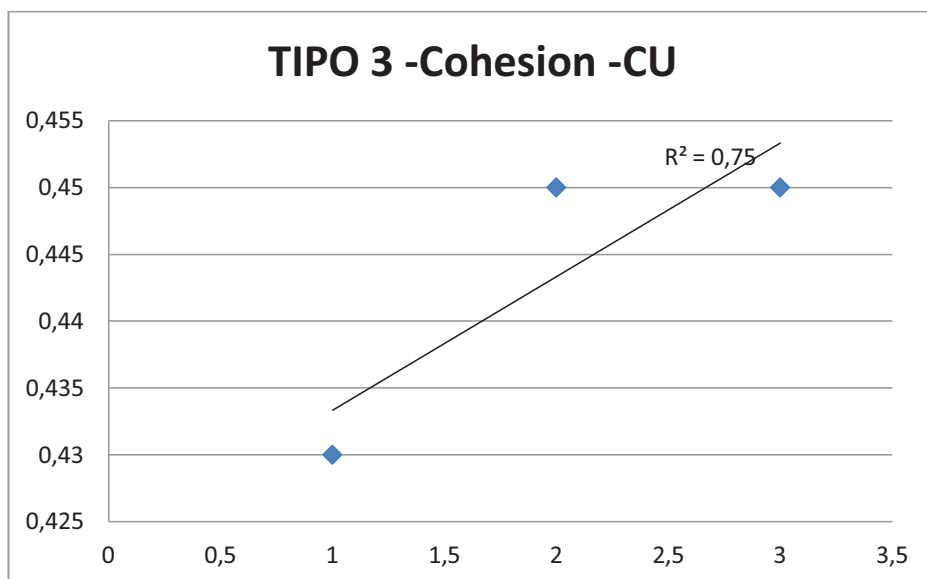
Cuadro 3.9 : Cohesión-Tipo 1 - CU



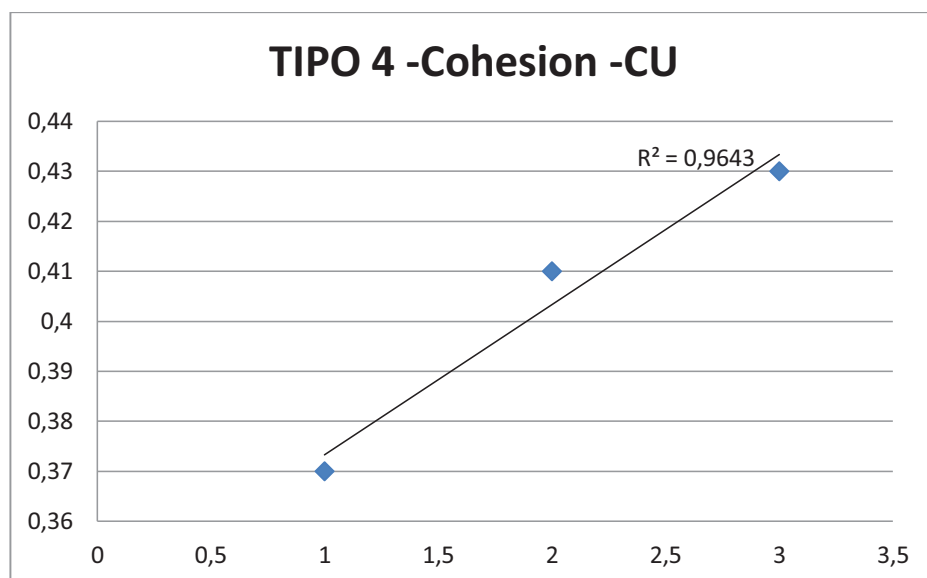
Cuadro 3.10 : Cohesión-Tipo 2 - CU



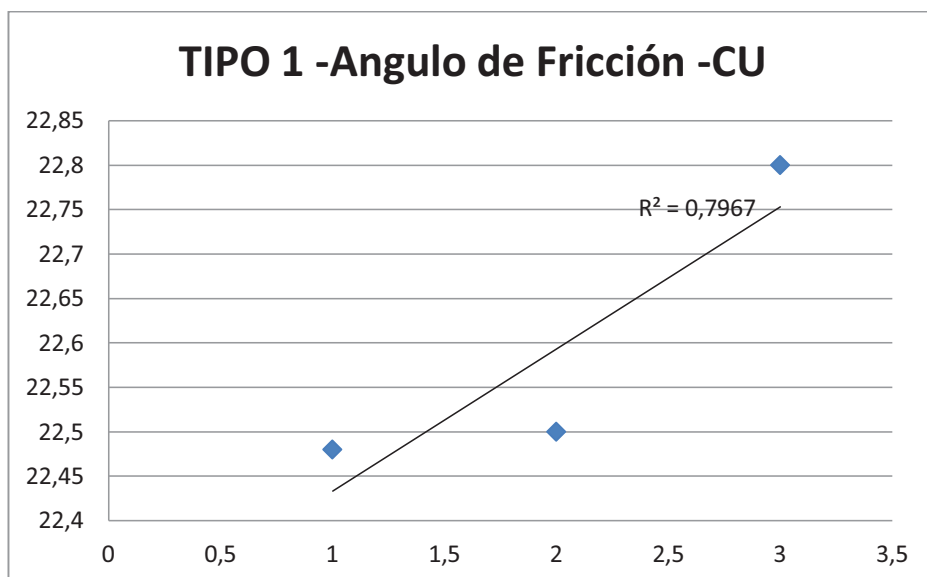
Cuadro 3.11 : Cohesión-Tipo 3 - CU



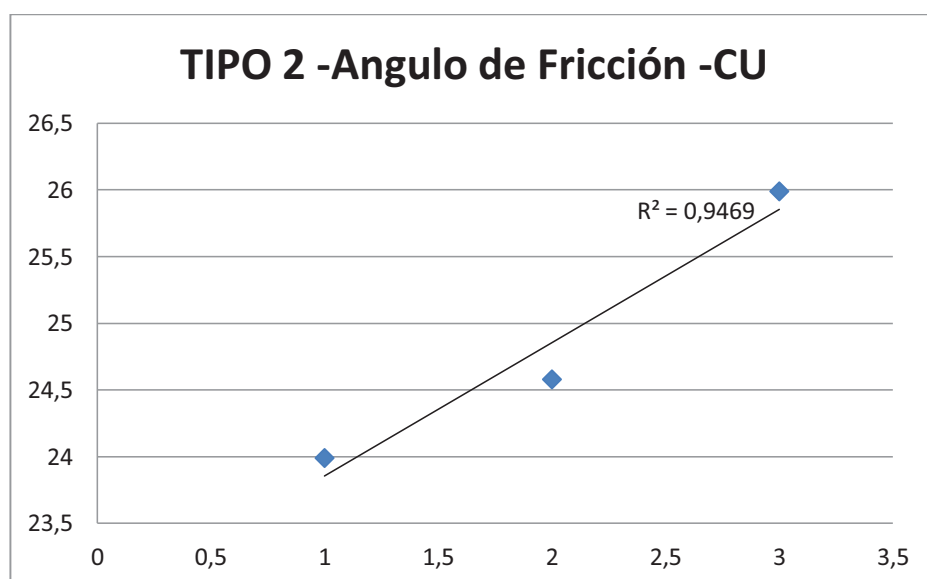
Cuadro 3. 12 : Cohesión-Tipo 4 - CU



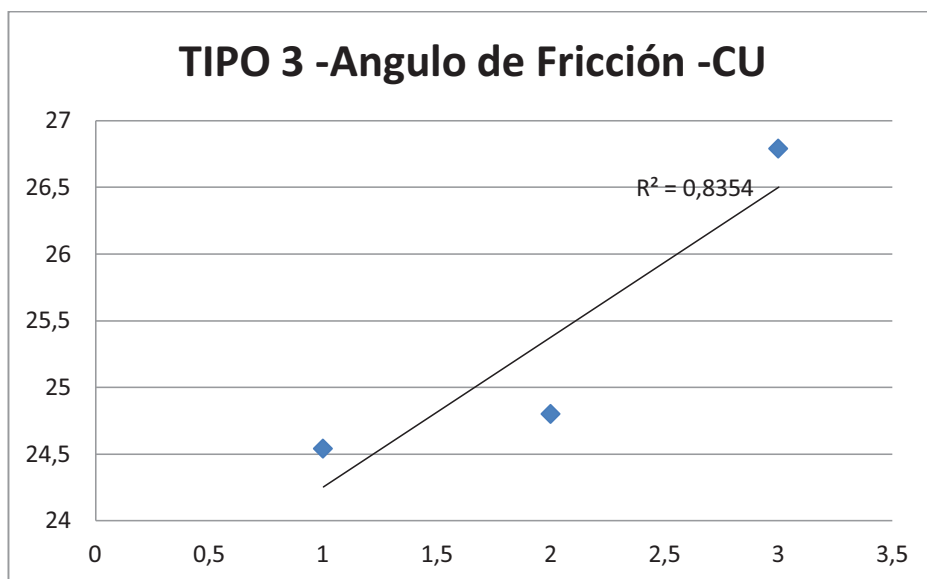
Cuadro 3.13 : Ángulo de fricción – Tipo 1 - CU



Cuadro 3. 14 : Ángulo de fricción – Tipo 2 - CU



Cuadro 3.15 : Ángulo de fricción – Tipo 2 - CU



Cuadro 3.16 : Ángulo de fricción – Tipo 4 - CU

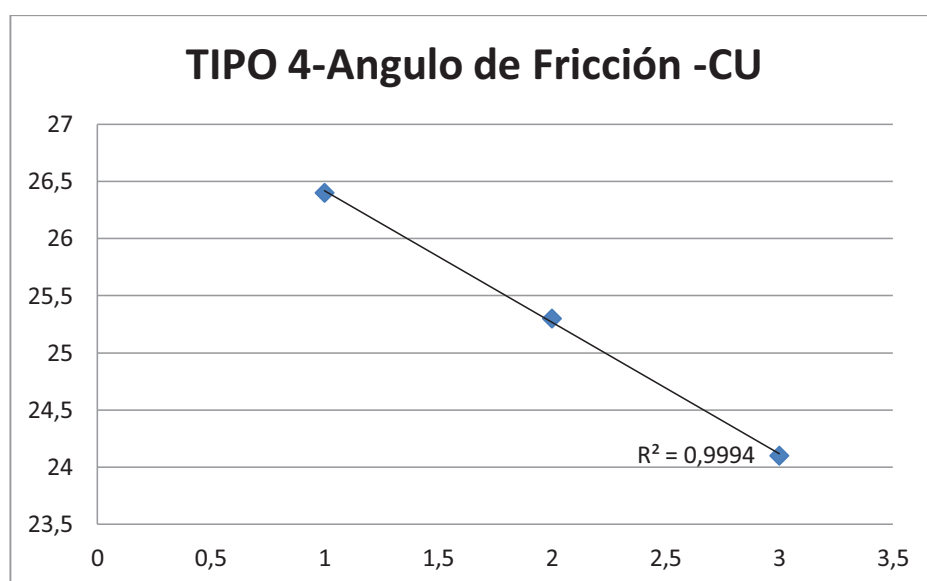


Tabla de resultados de la tabulación de datos

Table 5

Tabla de resultados de curvas de regresión.

Tipos	Triaxial	Cohesión	Angulo de Fricción
		R ²	R ²
1	UU	0,9098	0,6669
2	UU	0,9643	0,8624
3	UU	0,75	0,7027
4	UU	0,9423	0,739
1	CU	0,871	0,7967
2	CU	0,9706	0,9669
3	CU	0,75	0,8354
4	CU	0,9643	0,9994

A partir de la tabulación de datos se definen las propiedades mecánicas con las cuales se trabajara en el análisis de estabilidad en el capítulo IV.

Table 6

Propiedades mecánicas adoptadas.

TIPO 1		
PROPIEDADES MECANICAS		
	Cohesion (kg/cm2)	Angulo de friccion (°)
Ensayo UU	0,70	28,29
Ensayo CU	0,37	22,48

TIPO 2		
PROPIEDADES MECANICAS		
	Cohesion (kg/cm2)	Angulo de friccion (°)
Ensayo UU	0,79	32,31
Ensayo CU	0,42	23,29

TIPO 3		
PROPIEDADES MECANICAS		
	Cohesion (kg/cm2)	Angulo de friccion (°)
Ensayo UU	0,78	31,4
Ensayo CU	0,45	24,54

TIPO 4		
PROPIEDADES MECANICAS		
	Cohesion (kg/cm2)	Angulo de friccion (°)
Ensayo UU	0,67	29,12
Ensayo CU	0,43	25,3

CAPITULO IV: ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES

4.1 Configuración de los perfiles en de los Taludes

La pendiente de una línea recta se llama gradiente, se define como: la variación de distancia vertical o de altura en una distancia horizontal dada, o también la variación de distancia horizontal o de altura en una distancia vertical dada, también se define como el ángulo vertical formado por la línea de la pendiente y una línea recta horizontal. (Cardenas, 2002)

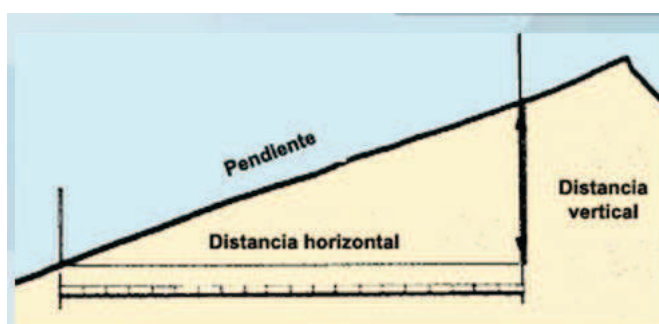


Figure 4.12 : Representación de la pendiente.

Fuente: (Cardenas, 2002)

El valor se expresa en forma de porcentaje, o de variación de altura expresada en metros, en una distancia horizontal. Este porcentaje se puede expresar de dos maneras, como un porcentaje (%) o como valor decimal, en centésimos. (Cardenas, 2002)

En grados, como la medida del ángulo vertical formado por la pendiente y el plano horizontal, o a su vez como relación que indica la razón de cambio de distancia vertical (y) por unidad de distancia horizontal (x). La variación de distancia horizontal (x) en un metro de distancia vertical, puede expresar la pendiente de los taludes que constituyen los costados de vías, diques y canales (1:2). (Cardenas, 2002)

Perfil Longitudinal de un talud

El perfil longitudinal de un talud como la sección producida en una superficie topográfica por una o varias superficies verticales sucesivas. Todas las alineaciones forman la traza del perfil y cada sección forma pendientes que se calculan en forma de porcentaje. (Franceschi, 1984)

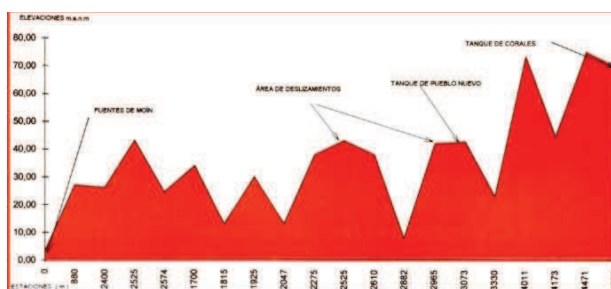


Figure 13 : Descripción gráfica de un perfil longitudinal.

Fuente: (Cardenas, 2002)

Clinómetro

Instrumento utilizado para medir pendientes o ángulos verticales, la pendiente en la escala graduada se halla ubicada en la representación numérica de su costado, constando de una plomada o peso que oscila libremente, llamado péndulo, generando una línea visual o de mira que determina la pendiente del terreno en campo (Cárdenas, 2002).

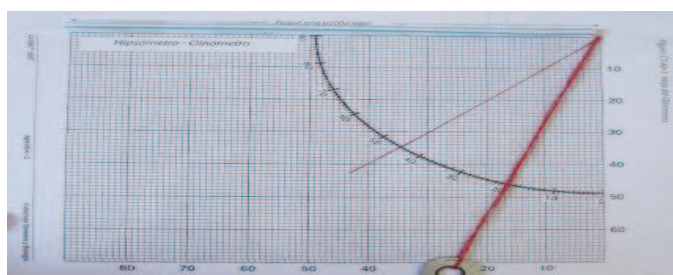


Figure 14 : Descripción gráfica de un clinómetro.

Fuente: (Cardenas, 2002)

Topografía

Mediante el Sistema de Información Geográfica generado por el IGM (Instituto Geográfico Militar) quien proporciona la cartografía en general, a escala 1:50 000, con curvas de nivel cada 20 m.

Se determinó que en el área de influencia de los taludes definidos, se identifica que existen superficies onduladas y montañosas, con pendientes que generan ángulos entre 25° y 78° , que representan cortes efectuados para la construcción de las vías: Aloag-Santo Domingo, Nono, Pintag E-35 así como también el presentado en el parque Metropolitano de Quito (Guanguitagua

Esta cartografía fue usada para determinar los perfiles generales del terreno en los 100 metros en el segmento de la corona de los taludes ubicados en los lugares de análisis, de igual manera se definieron las pendientes y ángulos de los taludes analizados mediante el uso del clinómetro en inspección visual de campo para cada sitio.

La localización geo-referenciada de los lugares corresponde a las coordenadas ubicadas mediante las cartas topográficas que se determinan en las figuras y corresponden al sistema de coordenadas planas, UTM Zona 17M Sur y el Dátum WGS84, determinadas a continuación para los diferentes taludes Tipo.

4.2.1 Tipo 1: Aloag – Tambillo

Coordenadas: 0° 24'12,38" S - 78° 32' 46,18" W

Carta Topográfica: Amaguaña

Sigla Nacional: Ñ III-C2

Sigla Internacional: 3892-I

Año: 1992

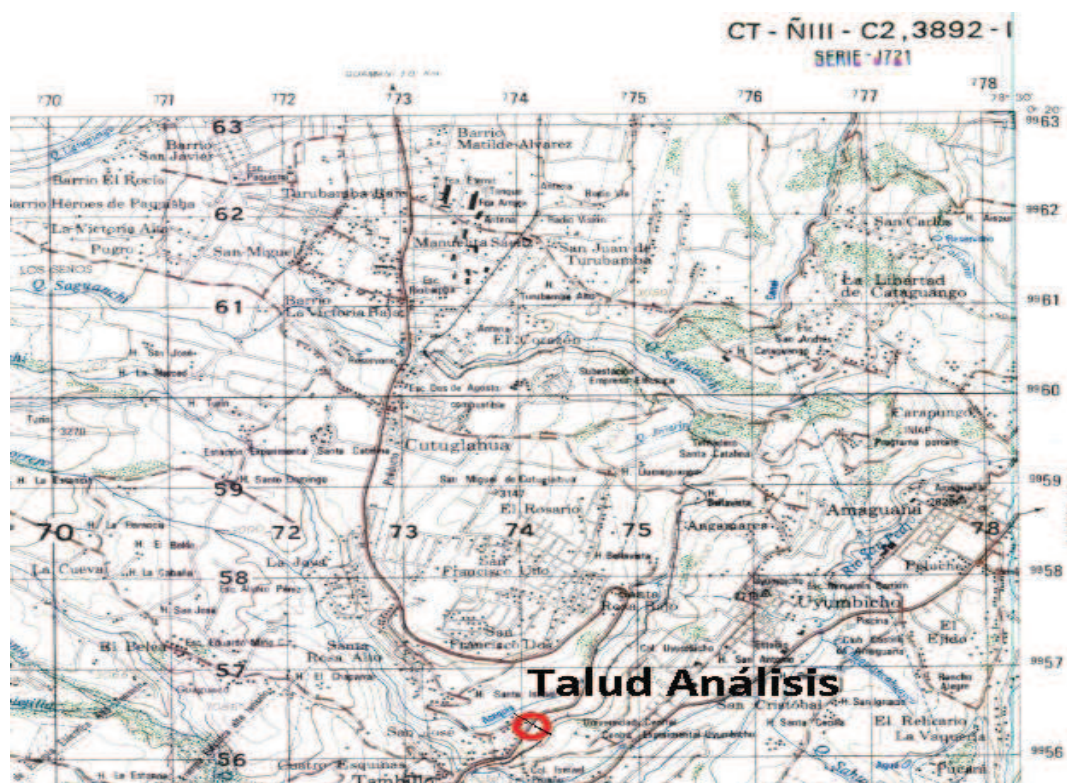


Figure 15 : Coordenada Talud Alóag – Santo Domingo.

Fuente: (I.G.M)

4.2.2 Tipo 2: Vía Pifo

Coordenadas: 0° 17'10,09" S - 78° 20' 54,71" W

Carta Topográfica: Sangolquí

Sigla Nacional: Ñ III-B3

Sigla Internacional: 3993-III

Año: 2008

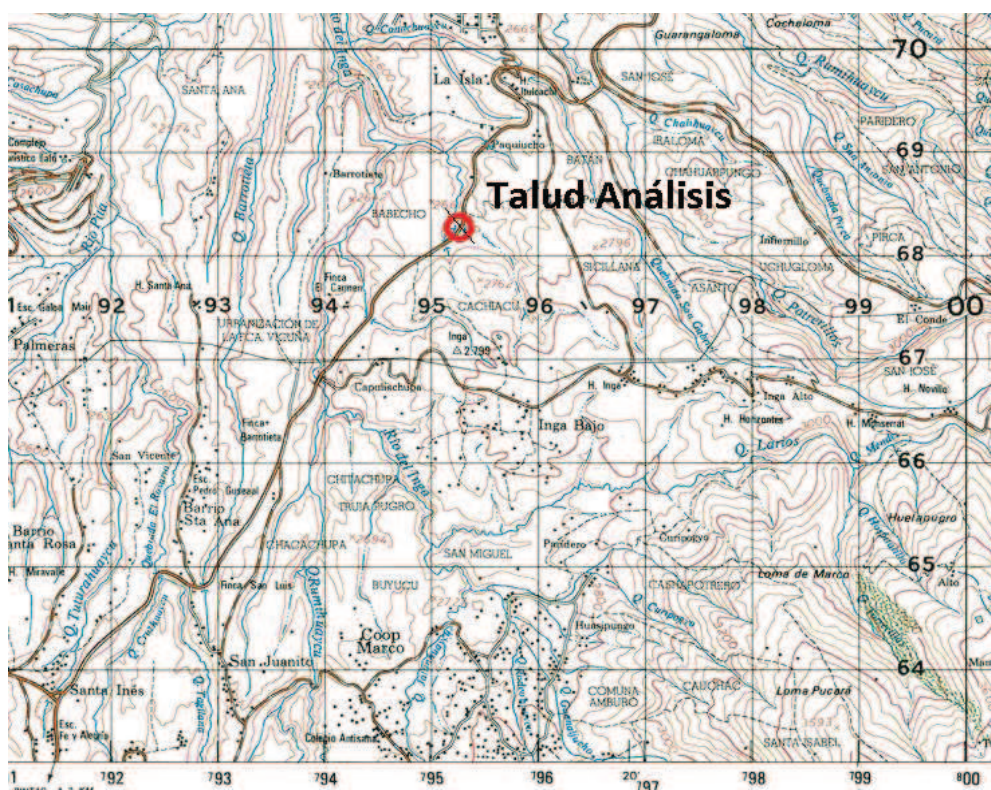


Figure 16 : Coordenada Talud Vía Pifo.

Fuente: (I.G.M)

4.2.3 Tipo 3: Parque Metropolitano

Coordenadas: 0° 10'33,96" S - 78° 27' 40,01" W

Carta Topográfica: Sangolquí

Sigla Nacional: Ñ III-B3

Sigla Internacional: 3993-III

Año: 2008

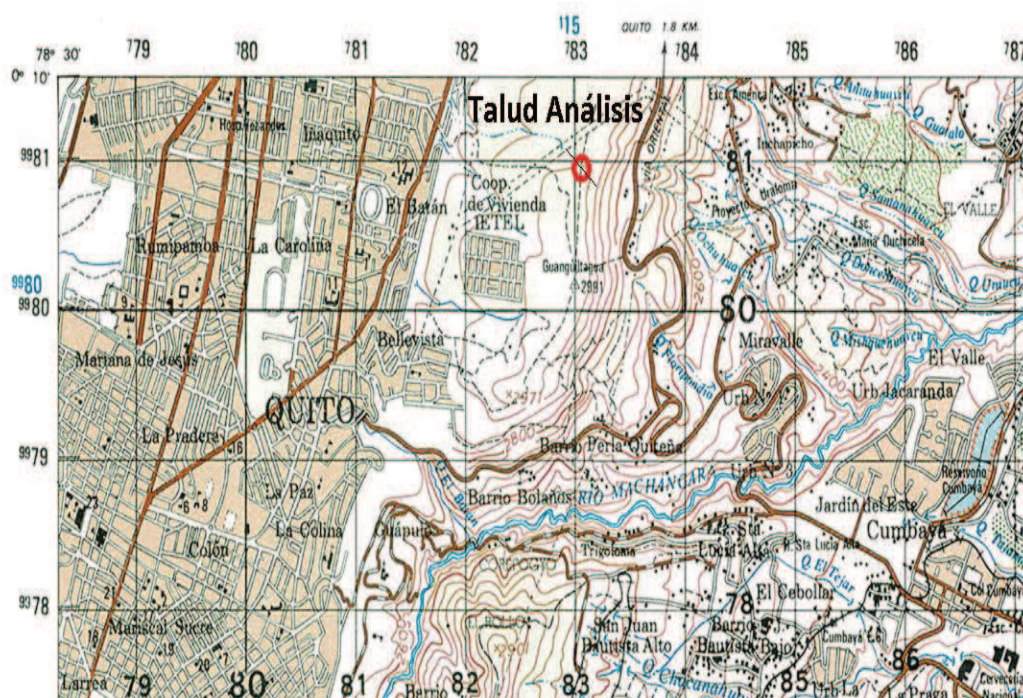


Figure 17 : Coordenada Talud Parque Metropolitano

Fuente: (I.G.M)

4.2.4 Tipo 4: Vía Nono

Coordenadas: 0° 5'48, 83" S - 78° 33' 23,04" W

Carta Topográfica: Nono

Sigla Nacional: Ñ II-A2

Sigla Internacional: 3893-I

Año: 2008

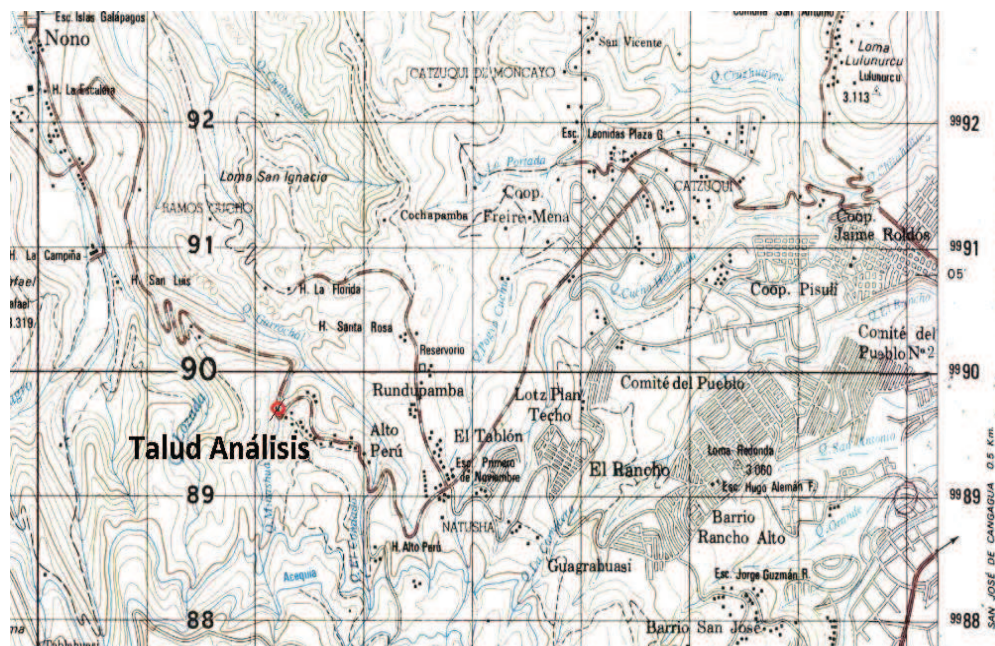


Figure 18 : Coordenada Talud Vía Nono.

Fuente: (I.G.M)

Mediante este análisis se procedió a determinar los perfiles en elevación de los respectivos taludes para ser ingresados al programa GeoStudio 2007.

4.3 Análisis de datos con el software de diseño de taludes

GeoStudio 2007 (SLOPE/W) es un programa con que permite analizar la estabilidad de un talud, usando las variables como el material del que se compone, parámetros geotécnicos y la topografía mediante perfiles longitudinales de los taludes.

El programa permite realizar los cálculos de estabilidad a través de una gran variedad de métodos:

- Janbu simplificado.
- Spencer
- Morgentern-Price.
- Cuerpo de Ingenieros Americanos.
- Lowe-Karafiath.
- Sarma
- Método de equilibrio limite generalizado.
- Método de los elementos finitos.

Las normativas internacionales, incluyendo la ecuatoriana, no recomiendan utilizar un método específico para encontrar el factor de seguridad mínimo. Por tal motivo se usó el método de Morgentern-Price, que es un método reconocido a nivel mundial, con la utilización de un programa profesional como el GEOSTUDIO (SLOPE/W), el cual fue diseñado especialmente para el análisis de estabilidad de taludes. Se basa, principalmente, en el uso del método de equilibrio límite y permite

modelar suelos homogéneos y estratificados, con superficies geométricas complejas y con presencia de nivel freático.

De esta manera, una vez efectuados los cálculos, el programa entrega las distintas superficies de rotura analizadas, la superficie de falla más desfavorable, la distribución de las dovelas consideradas dentro de la masa deslizante y los diagramas de cuerpo libre para cada una de las dovelas dentro de la superficie de falla estudiada, entre otros resultados.

A continuación se explica el procedimiento aplicado para la modelación de los taludes con el programa GEOSTUDIO subprograma SLOPE/W, utilizando las pendientes preliminares que se plantearon en la etapa de levantamiento de información. Es necesario recalcar que para los otros taludes tipos el procedimiento para la modelación es similar.

Una vez que pulsamos el icono de arranque del programa ya sea desde el escritorio o desde el menú de inicio nos aparecerá la pantalla que mostrada en la figura.

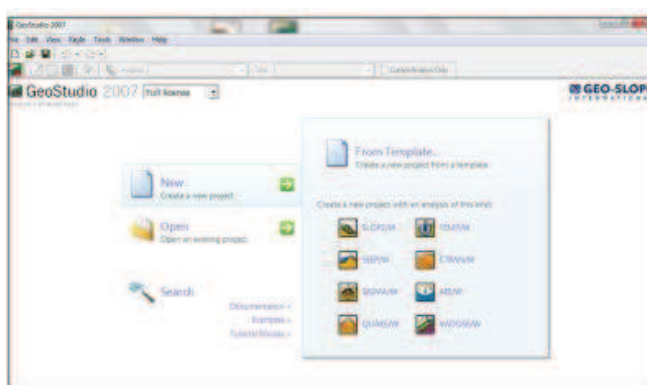


Figure 19 : Inicio Geo-Slope.

Fuente: (Geo-Slope 2007)

Procedemos a seleccionar el tipo de análisis correspondiente a taludes (SLOPE/W) representado en la figura.

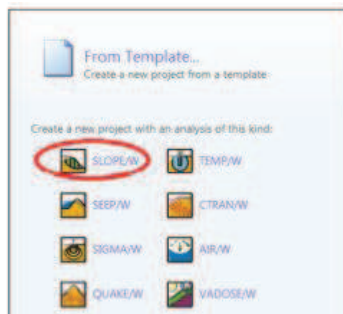


Figure 20 : Selección de Subprogramas Geo-Slope.

Fuente: (Geo-Slope 2007)

Inicialmente se escoge el método de análisis con el que se requiere trabajar, en nuestro caso que se realiza es por medio de Morgenstern-Price, se puede escoger el método para analizar el talud (Type análisis), en la sección de configuración (Settings), se presentan desde el menú las pantalla que vemos en las figuras. En las mismas que se pueden observar todos los parámetros que utiliza el programa para hacer el análisis del talud.

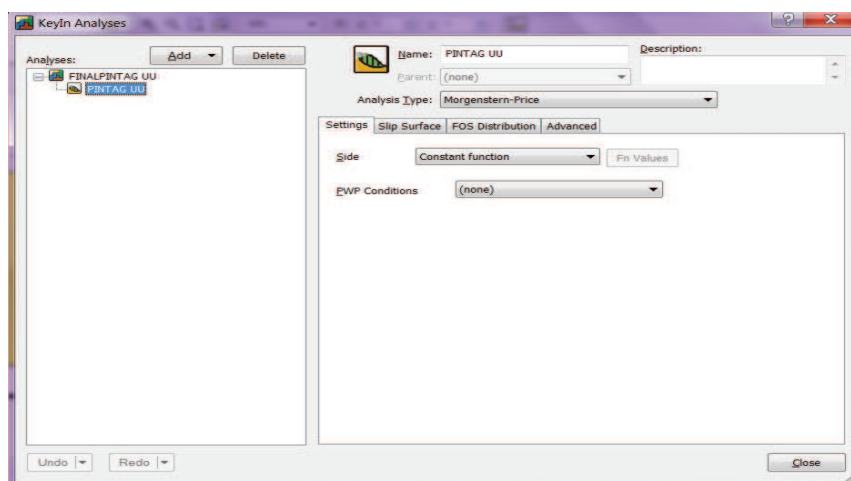


Figure 21 : Ajustes Geo-Slope.

Fuente: (Geo-Slope 2007)

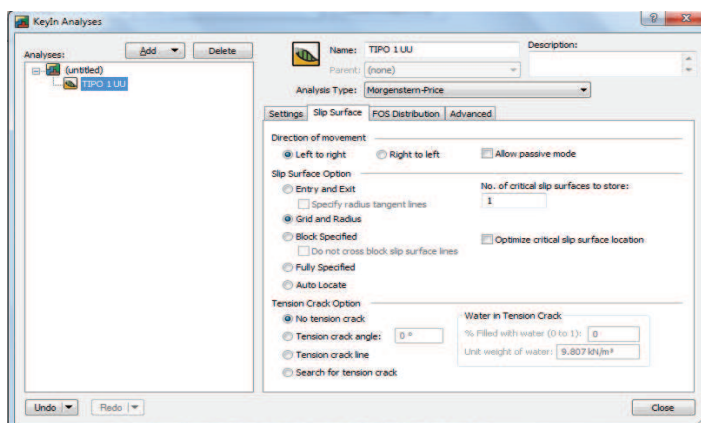


Figure 22 : Superficies de gráfico Geo-Slope.

Fuente: (Geo-Slope 2007)

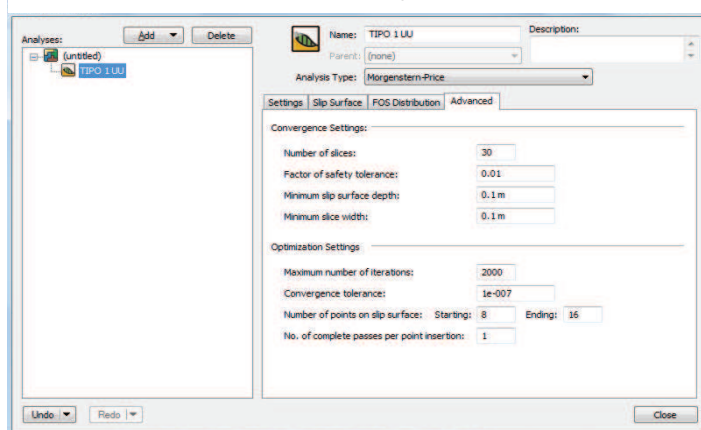


Figure 23 : Parametros avanzados Geo-Slope.

Fuente: (Geo-Slope 2007)

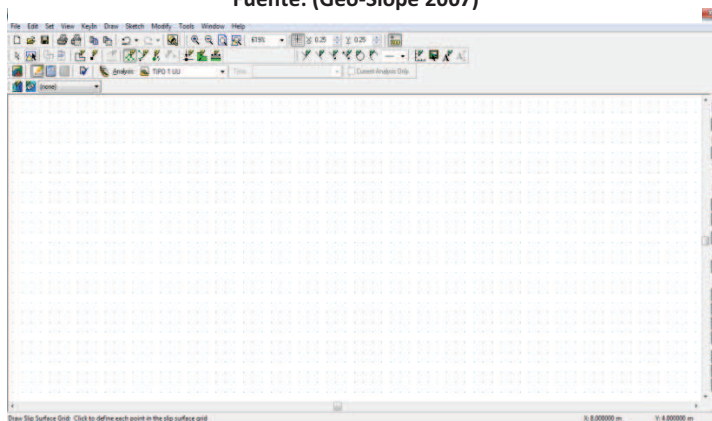


Figure 24: Pantalla de iniciación de gráfico Geo-Slope.

Fuente: (Geo-Slope 2007)

A partir de aquí podemos empezar introduciendo geometrías, malla, parámetros y todos los datos necesarios para modelar el comportamiento de los taludes estudiados.

Con vista a determinar los factores de seguridad mínimos, se comprobaron las pendientes dimensionadas de los taludes mediante la topografía generada mediante cartas topográficas y clinómetro utilizando los siguientes parámetros, para los diferentes estados UU y CU.

Ingreso de Datos

Las unidades utilizadas en el programa GeoSlope 2007 se definen como peso unitario en kN/m^3 (Kilonewton/metro³) y cohesión en KPA (Kilo-pascales) en el sistema internacional S.I para lo cual se realizo la correspondiente conversión de unidades.

Para calcular el coeficiente de seguridad del talud se utilizaron las propiedades previas calculadas.

Definimos los ejes del boceto, y para esto seleccionamos Set del menú Axes y tenemos el siguiente dialogo y marcamos las casillas como muestra la figura:

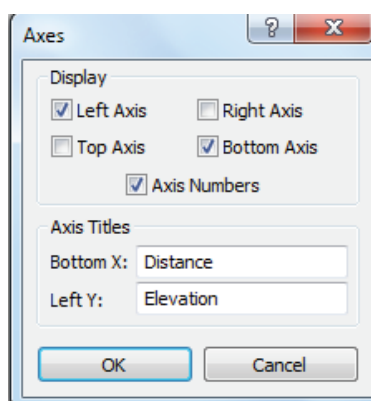


Figure 25 : Ejes del gráfico Geo-Slope.

Fuente: (Geo-Slope 2007)

Determinamos los incrementos que va tomar el gráfico como se muestra en la figura.

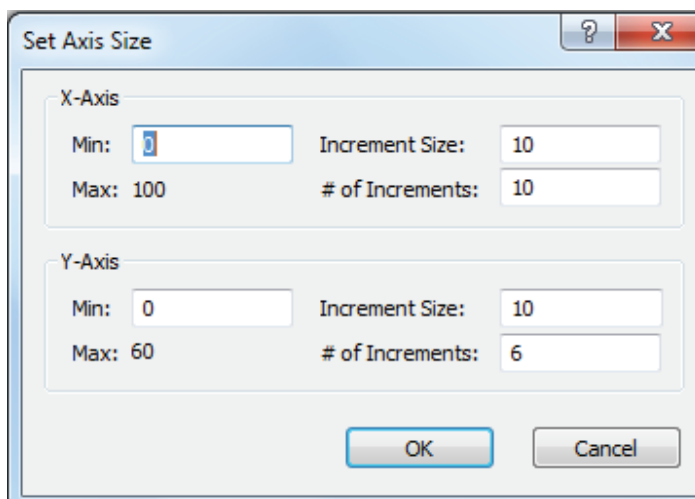


Figure 26 : Incrementos del gráfico Geo-Slope.

Fuente: (Geo-Slope 2007)

Pulsamos OK y continuamos y dando como resultado lo que se muestra en la siguiente figura.

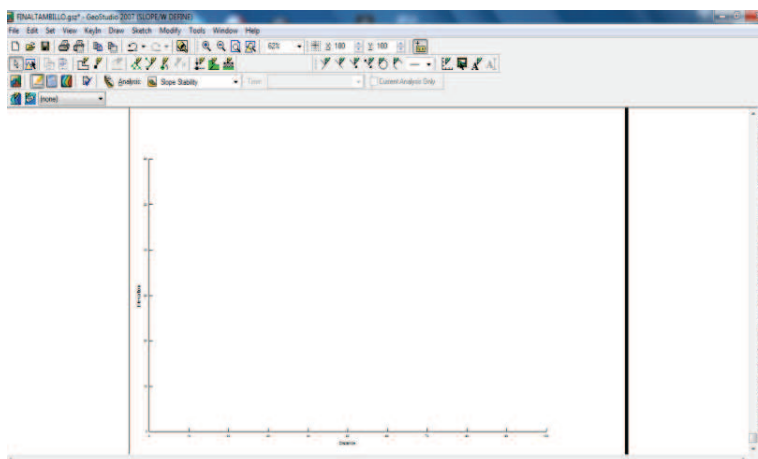


Figure 27 : Escala de gráfico Geo-Slope.

Fuente: (Geo-Slope 2007)

Definimos los Materiales y para esto seleccionamos **Materials** del menú **KeyIn** y tenemos el siguiente dialogo y marcamos las casillas, en la parte derecha aparece una lista desplegable Add desplegarla y pulsar New aparecerá un cuadro similar al siguiente. En el cuadro de diálogo, Material Model seleccionar Mohr-Coulomb y escribir el nombre del material. En la unidad de peso, en la cohesión, y en ángulo de rozamiento interno ingresamos los parámetros calculados, Pulsamos Enter.

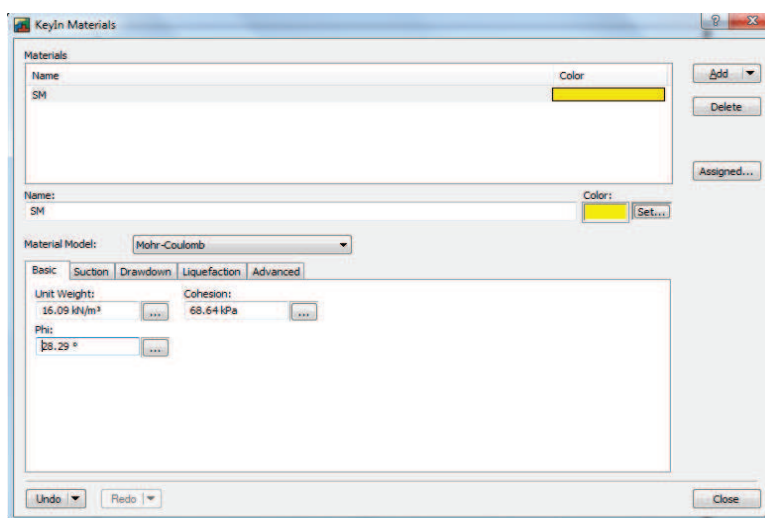


Figure 28 : Ingreso propiedades del suelo Geo-Slope.

Fuente: (Geo-Slope 2007)

Para los diferentes taludes definimos la geometría. Para definir la geometría en el programa SLOPE/W, fue necesario ingresar los puntos en coordenadas (x,y), seleccionamos **Points** en el menú desplegable **KeyIn** procedemos a ingresar los puntos se nos muestra la siguiente figura:

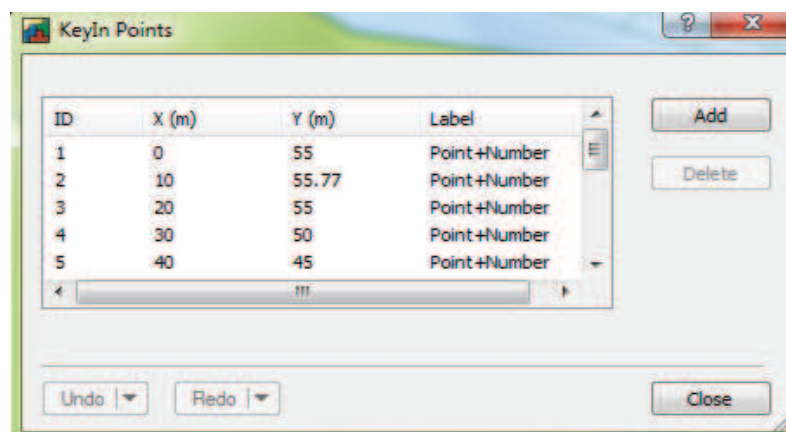


Figure 29 : Ingreso de puntos Geo-Slope.

Fuente: (Geo-Slope 2007)

Seleccionamos **Región** en el menú desplegable **Draw**, y definimos el contorno cerrado de cada región como se muestra en la figura:

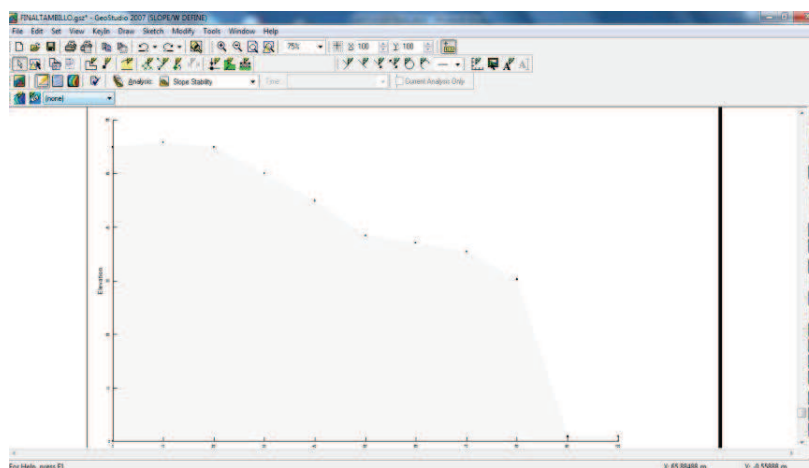


Figure 30 : Puntos en el gráfico Geo Slope.

Fuente: (Geo-Slope 2007)

Seleccionamos **Región** en el menú desplegable **Draw**, y definimos el contorno cerrado de cada región como se muestra en la figura:

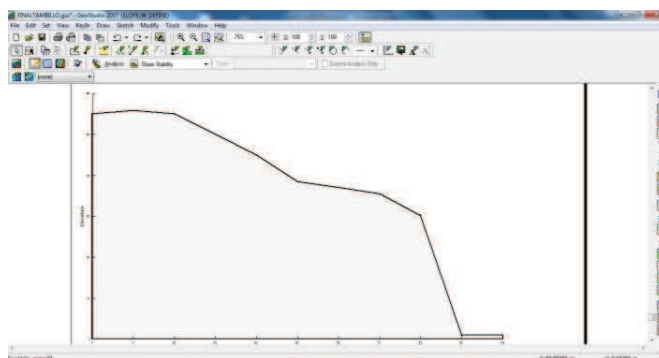


Figure 31 : Región de puntos Geo-Slope.

Fuente: (Geo-Slope 2007)

Seleccionamos **Materials** en el menú desplegable **Draw**, y definimos el material para cada sección como se muestra en la siguiente figura:

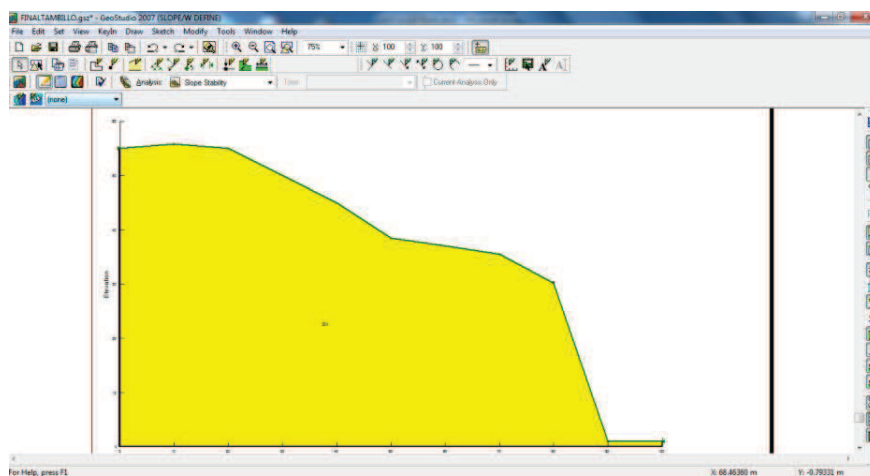


Figure 32 : Propiedades del suelo adoptadas en Geo-Slope.

Fuente: (Geo-Slope 2007)

Seleccionamos del menú desplegable **Draw** elegimos la opción **Slip Surface** y desplegamos este último seleccionamos **AutoLocate** y el programa define los límites de los radios como se puede observar en la figura.

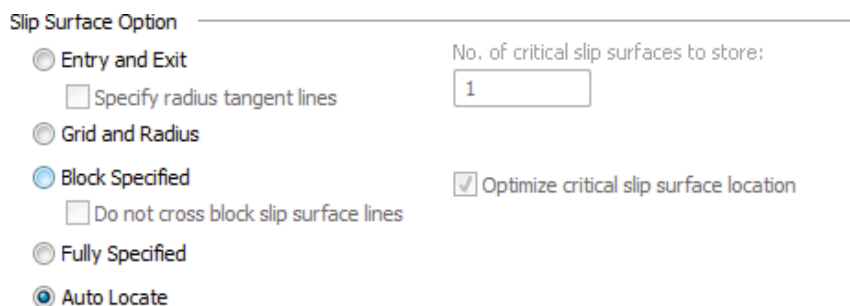


Figure 33 : Definición de los radios Geo-Slope.

Fuente: (Geo-Slope 2007)

Seleccionamos del menú desplegable **KeyIn** elegimos la opción **Seismic Load** y desplegamos este menú seleccionamos los coeficientes de acción sísmica en el talud con valores de 0.25 en horizontal y 0.001 en vertical como se muestra en la figura.

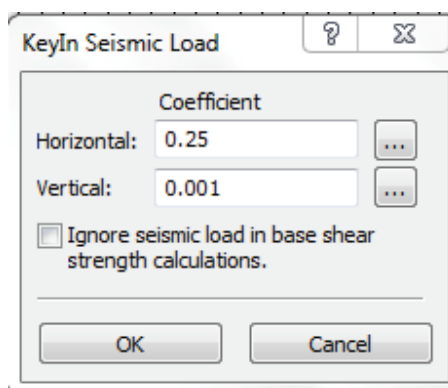


Figure 34 : Definición del coeficiente sísmico Geo-Slope.

Fuente: (Geo-Slope 2007)

Seleccionamos del menú desplegable **Tools** elegimos la opción **Solve Analyses** y desplegamos este menú seleccionamos **Start** y verificamos la solución del talud como se observa en la figura.

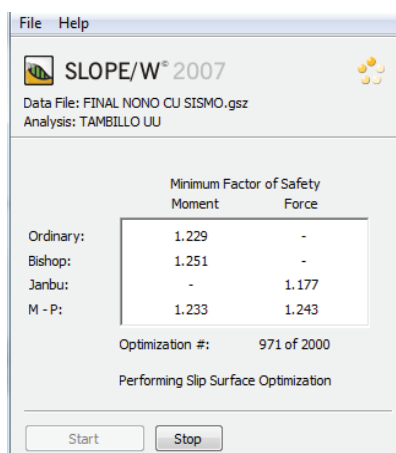


Figure 35 : Análisis de solución Geo-Slope.

Fuente: (Geo-Slope 2007)

Se verifica y analiza el programa, como se muestra en el grafico se obtiene los siguientes resultados; los mismos que fueron analizados sobre taludes naturales, cuyo valor de FS se lo puede asumir como teórico, debido a los valores de coeficientes sísmicos fueron tomados de la NEC-11.

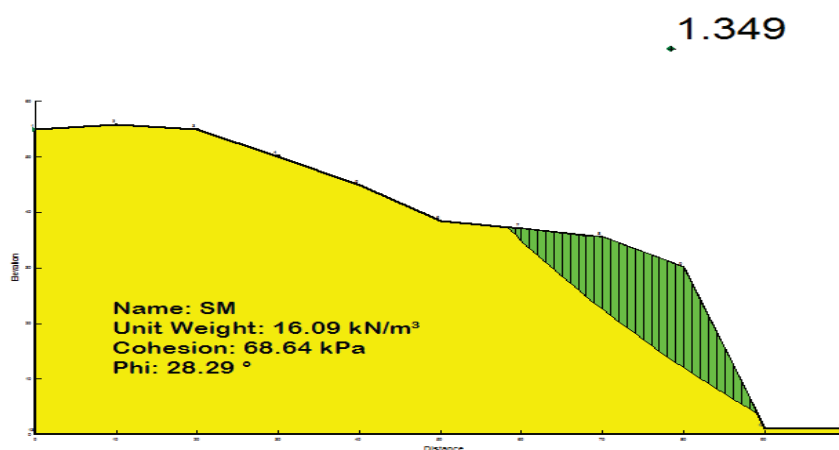


Figure 36 : FS Talud Tipo 1 UU.

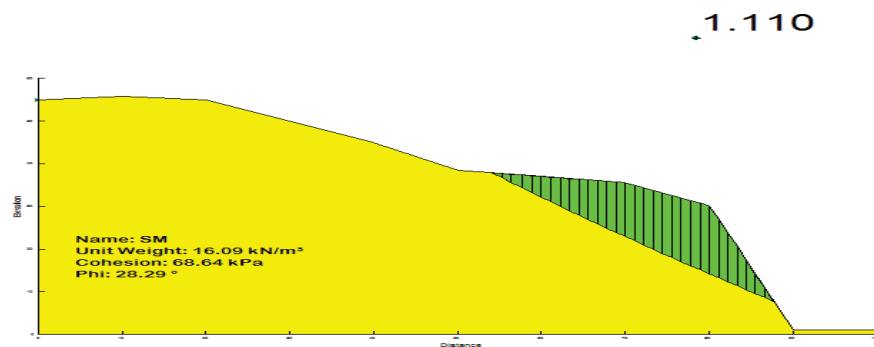


Figure 37 : FS Talud Tipo 1 UU - SISMO

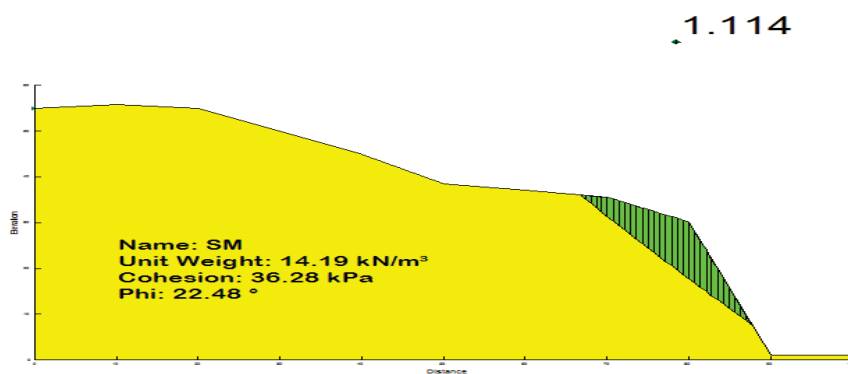


Figure 38 : FS Talud Tipo 1 CU

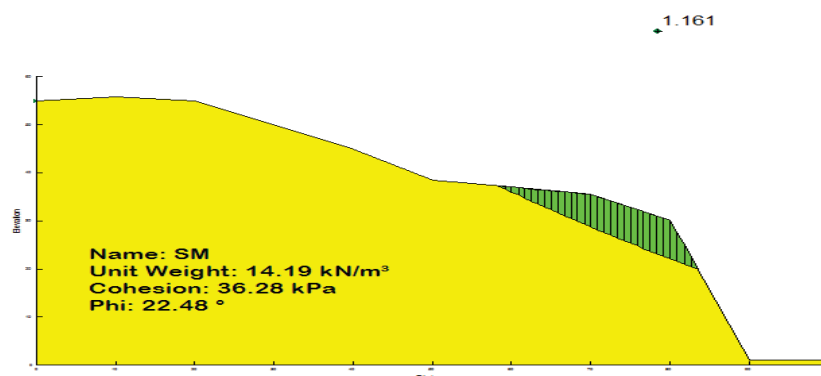


Figure 39 : FS Talud Tipo 1 CU – SISMO

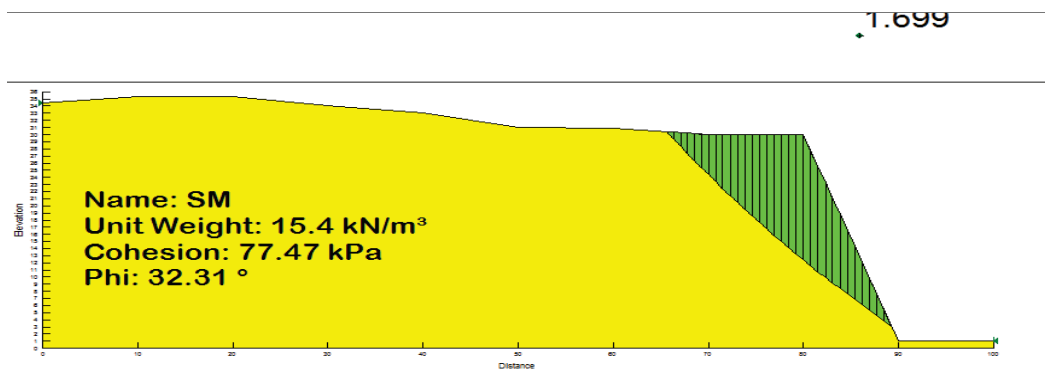


Figure 40 : FS Talud Tipo 2 UU

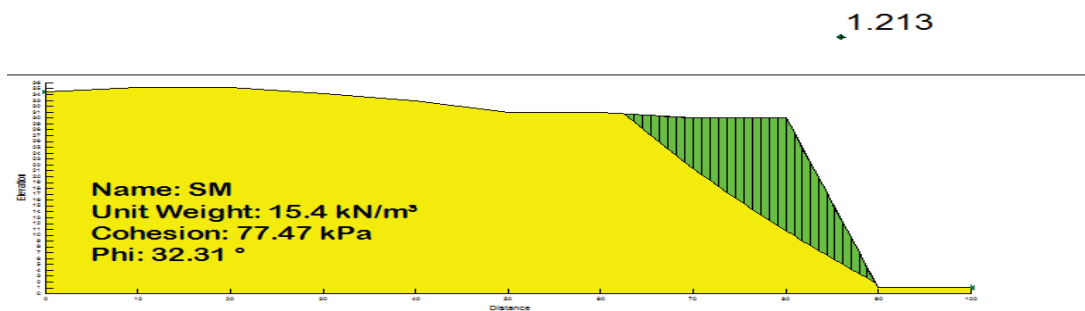


Figure 41 : FS Talud Tipo 2 UU - SISMO

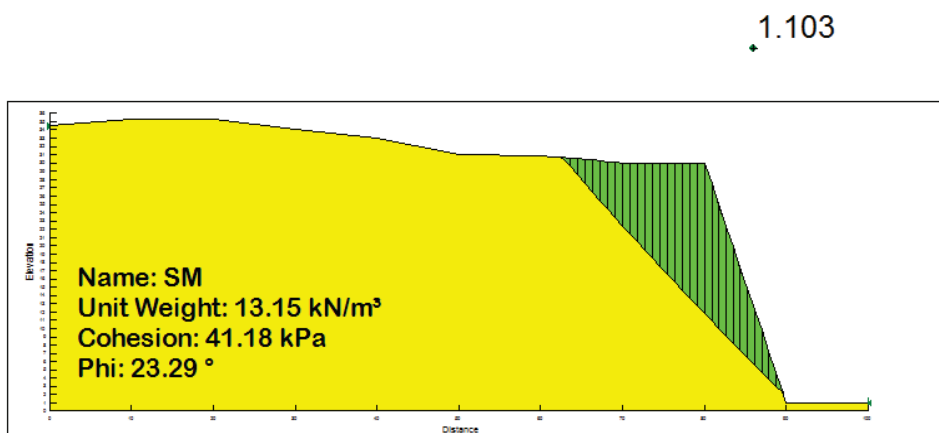


Figure 42 : FS Talud Tipo 2 CU

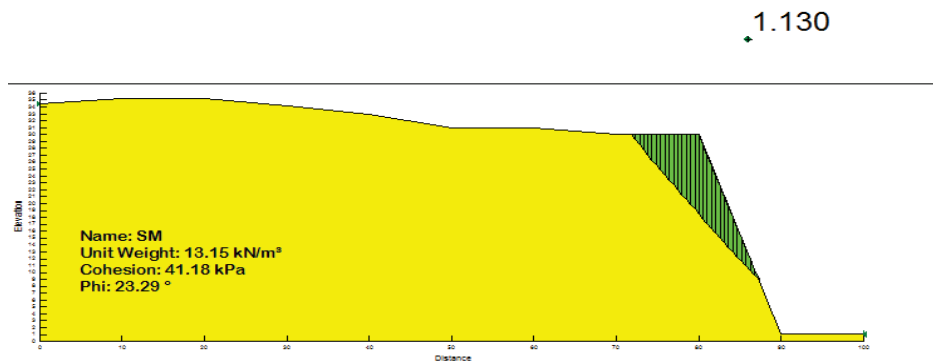


Figure 43 : FS Talud Tipo 2 CU – SISMO

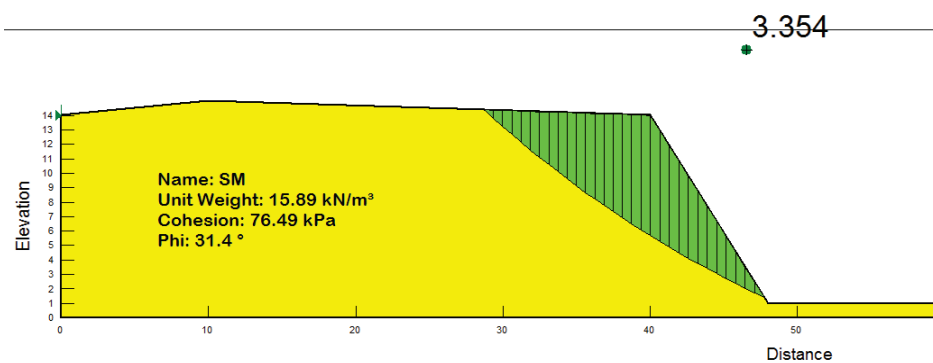


Figure 44 : FS Talud Tipo 3 UU

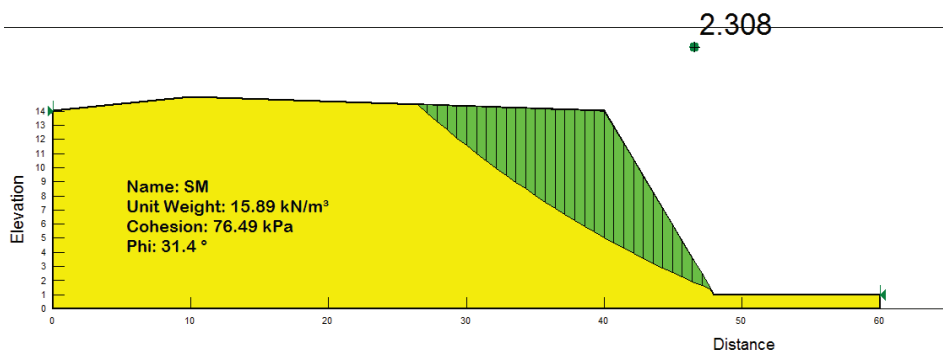


Figure 45 : FS Talud Tipo 3 UU – SISMO

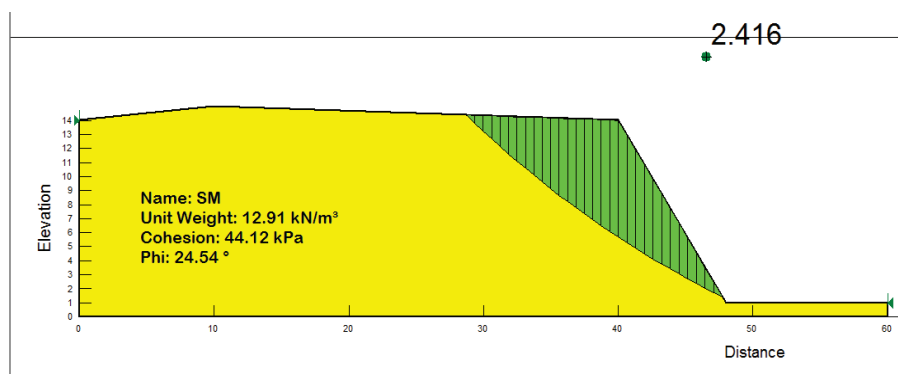


Figure 46 : FS Talud Tipo 3 CU

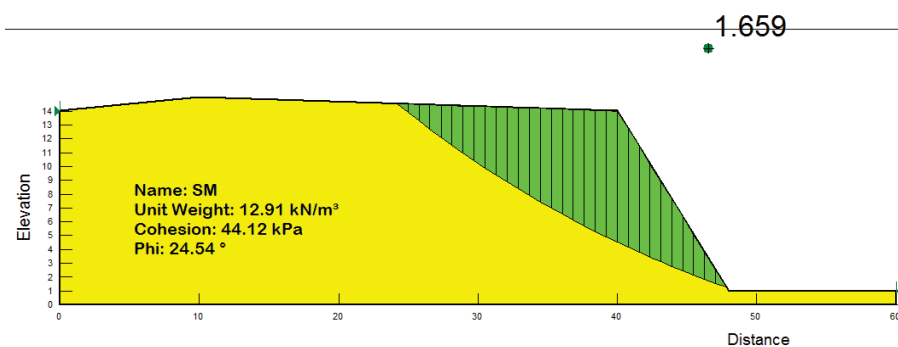


Figure 47 : FS Talud Tipo 3 CU - SISMO

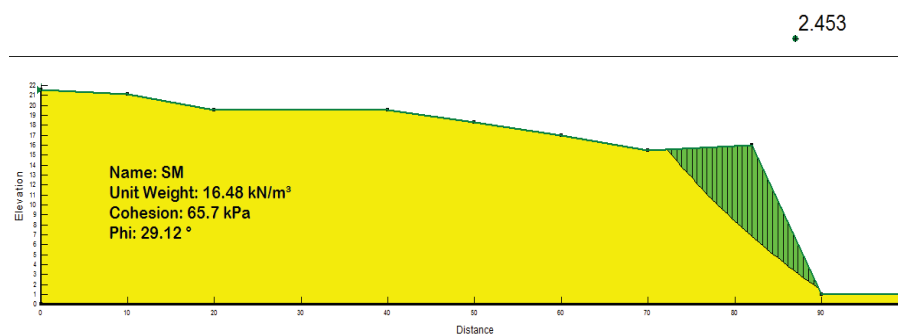


Figure 48 : FS Talud Tipo 4 UU

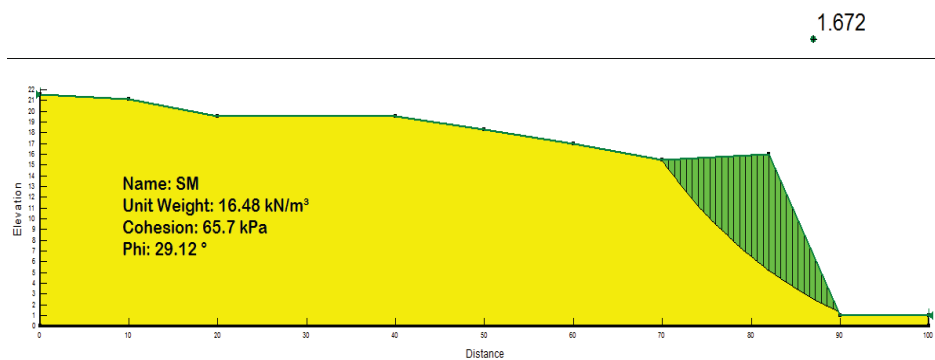


Figure 49 : FS Talud Tipo 4 UU - SISMO

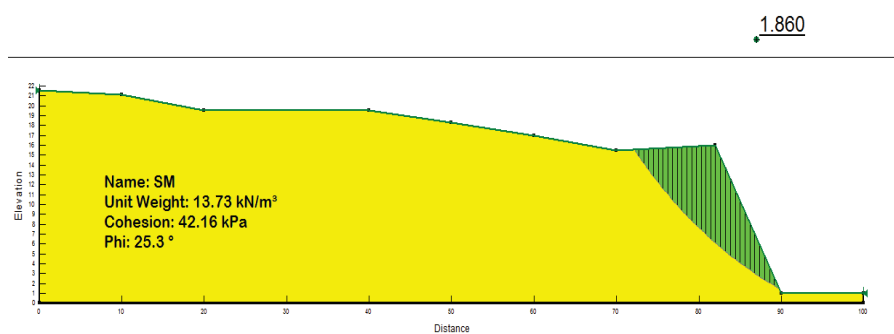


Figure 50 : FS Talud Tipo 4 CU

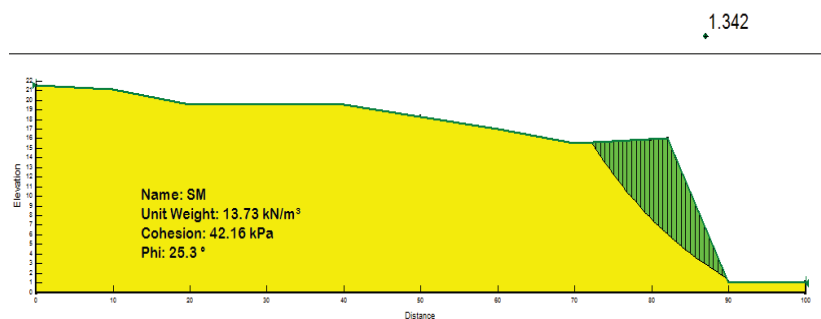


Figure 51 : FS Talud Tipo 4 CU - SISMO

Se obtienen los modelos de falla con el Factor de Seguridad para los estados de carga definido por las condiciones índice-mecánicas del suelo, los mismos que fueron analizados en condición de laderas naturales, a partir de los mismos se obtuvo los planos de falla antes detallados; a diferencia de los taludes en corte, la falla se presenta de diferente forma.

El programa determina que el coeficiente de seguridad de los taludes son mayores a uno para los casos específicos cuando no se considera el sismo.

Se presenta un ejercicio desarrollado paso a paso en el Anexo 2, con el cual se compara el FS obtenido en el Software.

4.4 Factores de Seguridad

En la Tabla 4.1 se muestran los factores de seguridad mínimos que fueron obtenidos en las modelaciones. Se puede observar que en los CU y UU, presentan variantes, en estos estados, sin considerar la acción sísmica, cumplen con el valor mínimo; no obstante, al considerar la acción sísmica, las variables pueden verse modificadas presentando en algunos casos factores de seguridad menores a la unidad.

Table 7

Factores de seguridad determinados.

Factores de seguridad obtenidos para los diferentes tipos de taludes				
Ensayo	UU	UU (Sismo)	CU	CU (Sismo)
Tipo 1: Tambillo	1.349	1.110	1.114	1.161
Tipo 2: Pifo	1.699	1.213	1.103	1.130

Tipo 3: Parque Metropolitano	3,354	2,308	2,416	1.659
Tipo 4: Nono	2.453	1.672	1.860	1.342

De acuerdo a los resultados obtenidos, se ha podido observar que para todos los análisis, el modelo propuesto, plantea el equilibrio de fuerzas actuantes en relación a las resistentes, cabe destacar que, para algunos casos estudiados, el talud es estable puesto que cumple con FS por sobre la unidad ($FS > 1,000$), lo que refleja que la talud no debería sufrir desplazamientos bajo las condiciones de cálculo consideradas en un modelo estático determinado.

Por otro lado, se observa que las hipótesis del modelo planteado debe tomarse con criterio técnico, con la consideración que el Ecuador existen factores externos a considerar como la acción sísmica, la acción del agua, la permeabilidad, las precipitaciones, entre otras variables a las que estarán sometidos los taludes en sus condiciones naturales expuestas ante la intemperie y que en el caso de los ensayos de laboratorio no consideran estos factores externos.

ANALISIS DE FALLAS

Con el cálculo a nivel regional se observa que para los 4 tipos de Cangahuas la falla es planar, en condiciones UU y CU.

El nivel de esfuerzos mayor se da en la parte del pie del talud, estos esfuerzos pueden ser comparados con la resistencia al corte de las Cangahuas en diferentes condiciones UU y CU.

CAPITULO V: ANÁLISIS DE RESULTADOS

A continuación se presentan los resultados obtenidos de los ensayos realizados en los 4 sitios de muestreo.

Table 8

Propiedades Índice - Mecánicas Tipo 1.

TIPO 1		
PROPIEDADES INDICE		
Granulometria	SM	
Limite Liquido	32%	
Limite Plastico	29%	
Indice de Plasticidad	3%	
Humedad (%)	25%	
Peso especifico (g/cm³)	1,64	
PROPIEDADES MECANICAS		
	Cohesion (kg/cm ²)	Angulo de friccion (°)
Ensayo UU	0,70	28,29
Ensayo CU	0,37	22,48

Table 9

Propiedades Índice - Mecánicas Tipo 2.

TIPO 2		
PROPIEDADES INDICE		
Granulometria	SM	
Limite Liquido	30%	
Limite Plastico	27%	
Indice de Plasticidad	3%	
Humedad (%)	15%	
Peso especifico (g/cm³)	1,57	
PROPIEDADES MECANICAS		
	Cohesion (kg/cm ²)	Angulo de friccion (°)
Ensayo UU	0,79	32,31
Ensayo CU	0,42	23,29

Table 10

Propiedades Índice - Mecánicas Tipo 3.

TIPO 3		
PROPIEDADES INDICE		
Granulometria	SM	
Limite Liquido	30%	
Limite Plastico	26%	
Indice de Plasticidad	4%	
Humedad (%)	12%	
Peso especifico (g/cm ³)	1,62	
PROPIEDADES MECANICAS		
	Cohesion (kg/cm ²)	Angulo de friccion (°)
Ensayo UU	0,78	31,4
Ensayo CU	0,45	24,54

Table 11

Propiedades Índice - Mecánicas Tipo 4.

TIPO 4		
PROPIEDADES INDICE		
Granulometria	SM	
Limite Liquido	32%	
Limite Plastico	29%	
Indice de Plasticidad	3%	
Humedad (%)	23%	
Peso especifico (g/cm ³)	1,68	
PROPIEDADES MECANICAS		
	Cohesion (kg/cm ²)	Angulo de friccion (°)
Ensayo UU	0,67	29,12
Ensayo CU	0,43	25,3

De acuerdo a los ensayos realizados de los 4 tipos de Cangahuas, se obtuvo los siguientes resultados.

La muestra Tipo 1 presenta un porcentaje de Arena del 57% y finos del 43%, Tipo 2 un porcentaje de Arena del 53% y finos del 47%, Tipo 3

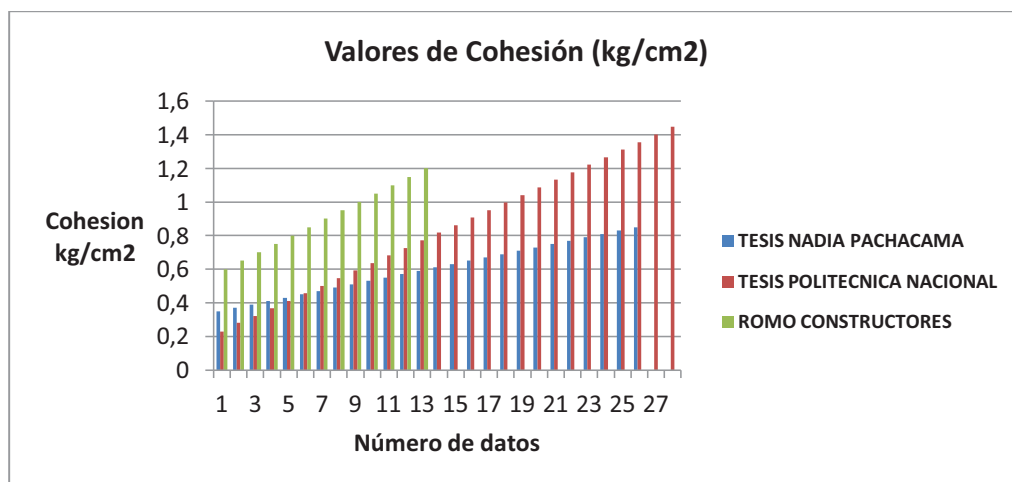
un porcentaje de Arena del 67% y finos del 33%, Tipo 4 un porcentaje de Arena del 64% y finos del 36%, los mismos que al realizar la clasificación SUCS se definen como SM Arenas Limosas, de acuerdo a estudios antes realizados se confirma en efecto su clasificación.

A pesar de que todos los suelos estudiados presentan características de Cangahuas, presentan pesos específicos diferentes.

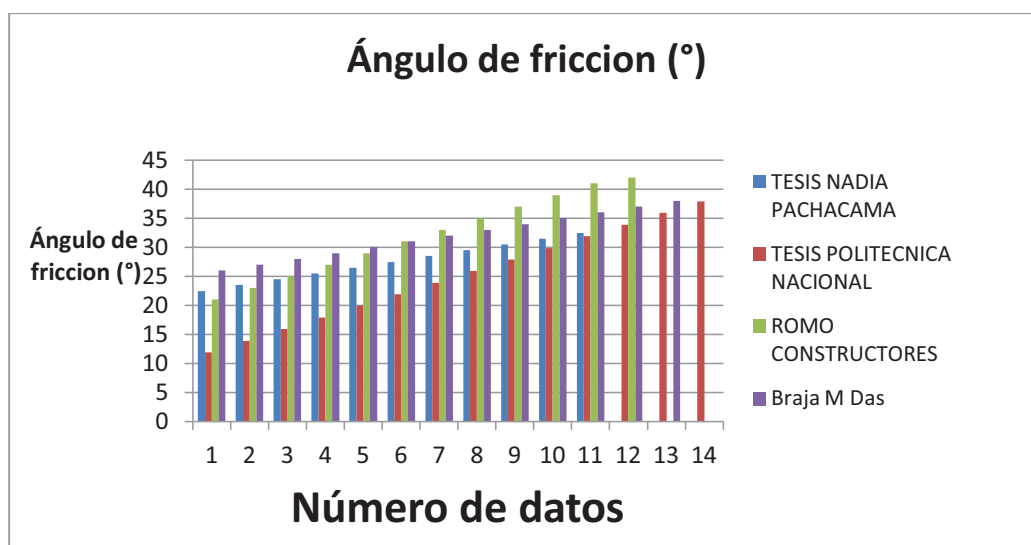
Las propiedades mecánicas en los diferentes tipos de suelos, presentan cohesiones y Ángulos de fricción variables, las mismas que en condiciones naturales con mayores que en condiciones saturadas.

Se realizó un análisis comparativo en función de investigaciones antes realizadas de diferentes autores y teorías existentes acerca de la cangahua, las mismas que nos arrojaron los siguientes datos.

Cuadro 17: Cuadro de comparación de resultados- Cohesión



Cuadro 18: Cuadro de comparación de resultados- ángulo de Fricción



De acuerdo a los resultados obtenidos, se comprueba que los mismos se encuentran muy similares a los estudios realizados anteriormente por diferentes autores; por lo tanto los valores presentados en esta investigación se los puede adoptar para el diseño.

CAPITULO VI: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1 Conclusiones

- La irregular geografía de la Ciudad de Quito y su suelo de la formación Cangahua, cuyo origen se dio durante la última era geológica, son el resultado de una serie de procesos sísmicos, volcánicos, glaciales y erráticos.
- Los resultados obtenidos en la presente investigación son muy similares a los estudios realizados anteriores por diferentes autores, lo cual nos indica que la toma de muestras, ensayos y

análisis de datos, son valores que se los pueden adoptar para el diseño de taludes.

- Los parámetros de resistencia al cortante pueden definirse en términos de esfuerzos totales (c , ϕ) o en términos de esfuerzos efectivos (c' , ϕ').
- La resistencia al cortante depende de las propiedades del suelo y de las condiciones ambientales a las que se encuentra expuesto, así son la meteorización y el intemperismo.
- La condición saturada es la condición más desfavorable de resistencia de un suelo, esto se confirmó realizando en sayos UU y CU, los mismos que presentan condiciones de cohesión y ángulo de fricción relativamente más bajas en estado saturado que en estado natural.
- En suelos saturados debe considerarse la presión intersticial y, en consecuencia, los esfuerzos efectivos; esto en esto en concordancia con los postulados de Terzaghi en relación con las tensiones efectivas.
- Las metodologías de cálculo utilizadas para analizar la estabilidad de un talud, basadas en el método de las dovelas, sigue siendo el de mayor uso, incrementándose aún más con la incorporación de herramientas computacionales. Por ello, en esta investigación se ha empleado el software GeoSlope, el cual se basa en los 3 parámetros del suelo (densidad, cohesión y ángulo de fricción).
- El efecto del sismo sobre un talud es variable y depende de sus propiedades mecánicas, por eso es necesario evaluar y clasificar los tipos de suelos. Debido a la alta actividad sísmica presentada en la ciudad de Quito es necesario conocer la respuesta de estos taludes ante movimientos telúricos.

6.2 Recomendaciones

- Se recomienda continuar con las investigaciones de comportamiento de la cangahua en estabilidad de taludes para condiciones sísmicas.
- Para los análisis posteriores de la resistencia de la cangahua se recomienda realizar ensayos en condiciones Consolidadas-drenadas (CD).
- Se recomienda realizar análisis químicos y mineralógicos que permita identificar los elementos químicos y minerales existentes en las cangahuas, los mismos que ayuden a identificar compuestos que están íntimamente relacionados con la resistencia del suelo.

6.3 Bibliografía

- Aguilera, N. (1969). Panel sobre suelos derivados de cenizas volcánicas de América Latina. Turrialba, Costa Rica.
- Brabb, E. H. (1989). Landslides. Washington DC.
- Braja M, D. (2001). Fundamentos de Ingeniería Geotécnica. Thomson.
- Cardenas, J. (2002). Diseño Geométrico de Carreteras.
- Clapperton, C. (1986). The Quaternary glacial sequence in Ecuador: a reinterpretation of the work of Walter Sauer. Mexico.
- Custode, E. (1992). La cangahua en el Ecuador: caracterización morfo-edafológica y comportamiento frente a la erosión. Mexico.
- FIUBA. (s.f.). Propiedades indice. Obtenido de <http://materias.fi.uba.ar/6408/01c%20Propiedades%20indice.pdf>
- Franceschi, L. (1984). Drenaje Vial. Caracas.
- Gaibor, A. y. (2012). TESIS UPS: Resistencia de la cangahua en función de su composición mineralógica y contenido de humedad en dos sectores de Quito: sur y norte. Quito, Pichincha, Ecuador.
- Guerron, A. y. (2012). TESIS EPN: Análisis de la influencia de porcentaje de finos en la capacidad de carga admisible de la cangahua en la ciudad de Quito. Quito, Pichincha, Ecuador.
- Juarez Badillo, R. (1984). Mecanica de Suelos. Mexico: Limusa.
- Lambe, W. y. (1997). Mecánica de suelos. México: Limusa.
- Luzuriaga, C. (s.f.). Estudio de un tipo de Cangahua en el Ecuador. 61.
- Suarez, J. (2002). Analisis Geotecnico.
- Vera, R. L. (1992). Tipología de la cangahua. Mexico.
- Zebrowsk, C. (1992). Los Suelos Volcánicos Endurecidos En América Latina. México.

