

T. UES
1501
C352a
2002
Fj. 2

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL



**ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES DE LA COLONIA
SANTÍSIMA TRINIDAD, MUNICIPIO DE AYUTUXTEPEQUE.**

PRESENTADO POR

JORGE EDUARDO CASTILLO LOPEZ

CARLOS EFRAIN JOVEL GUZMAN

WALTER OLMEDO PINEDA CRUZ

15101805
15101805

PARA OPTAR AL TITULO DE

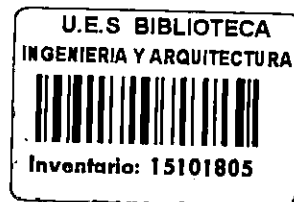
INGENIERO CIVIL

5137



CIUDAD UNIVERSITARIA, MARZO DE 2002.

Recibida el 8 de marzo/2002



UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR

RECTORA

Dra. María Isabel Rodríguez

SECRETARIA GENERAL :

Licda. Lidia Margarita Muñoz Vela

FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA

DECANO

Ing. Alvaro Antonio Aguilar Orantes

SECRETARIO

Ing. Saúl Alfonso Granados

ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

DIRECTOR

Ing. Luis Rodolfo Nosiglia Durán

**UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL**

Trabajo de Graduación previo a la opción al grado de:
INGENIERO CIVIL

Título :

**ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES DE LA COLONIA
SANTÍSIMA TRINIDAD, MUNICIPIO DE AYUTUXTEPEQUE.**

Presentado por :

**JORGE EDUARDO CASTILLO LOPEZ
CARLOS EFRAIN JOVEL GUZMAN
WALTER OLMEDO PINEDA CRUZ**

Trabajo de Graduación aprobado por:

Coordinador :

Ing. M.Sc. Rogelio Ernesto Godínez González

Asesor :

Ing. José Miguel Landaverde Quijada

Asesor Externo :

Ing. Brinder Ignacio Cisneros Menéndez

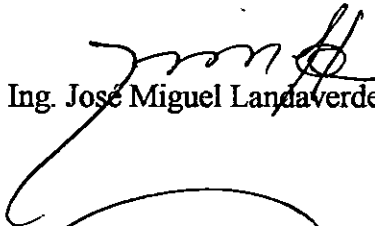
San Salvador, Marzo de 2002.

Trabajo de Graduación aprobado por:

Coordinador :


Ing. M.Sc. Rogelio Ernesto Godínez González

Asesor :


Ing. José Miguel Landaverde Quijada

Asesor Externo :


Ing. Brinder Ignacio Cisneros Menéndez



AGRADECIMIENTOS

A Dios, creador del Universo, quien nos ha dado la fuerza en los momentos de flaqueza y nos ha permitido llegar a la culminación de este trabajo.

Al coordinador de este trabajo de graduación, Ing. M. Sc. Rogelio Ernesto Godínez y asesores Ing. Ignacio Brinder Cisneros e Ing. José Miguel Landaverde Quijada, por todo su esfuerzo y apoyo para que este trabajo tenga un nivel requerido de calidad.

DEDICATORIA

Al maestro Jesucristo, porque sin la creencia en su poder el esfuerzo realizado sería en vano, y las metas trazadas no podrían haber sido alcanzadas.

A mi madre Marta Silvia, por el acompañamiento, las muestras de estímulo para no decaer en el objetivo de cumplir con este paso importante y por el apoyo y cariño recibido durante los años de mi vida

A mi hermana Silvia Lissette, por estar pendiente de mis logros y por apoyarme en las buenas y en las malas

A mis tíos por el apoyo tanto moral como económico recibido a lo largo de la carrera

A mis compañeros de tesis por el esfuerzo realizado en conjunto para llevar a buen término este trabajo

A todas las personas que de manera directa o indirecta contribuyeron y permitieron la culminación de esta etapa de mi vida

Castillo

DEDICATORIA

- A Dios Todopoderoso: Por ayudarme a salir adelante en los momentos difíciles
- A mis padres: Efraín y Rosa Lidia, por todo el apoyo moral que me dieron durante el desarrollo del trabajo de graduación
- A mis hermanas: Paty y Liliana, por su colaboración a lo largo de toda mi carrera
- A mis compañeros: Por su comprensión durante la realización del trabajo de graduación
- A todos mis amigos: Que colaboraron de forma desinteresada para la culminación de la tesis

Efrain

DEDICATORIA

Al padre Celestial, por guiarme en el camino correcto y darme la fuerza física y espiritual para seguir adelante en los momentos difíciles de mi carrera.

A mi madre Alicia Pineda, por todo su apoyo, respeto y cariño incondicional mostrado a lo largo de todos estos años.

Agradecimiento especial, a mi padre José Elías (Q.E.P.D) por su apoyo económico y sus sabios consejos que me han guiado por el camino correcto.

A Candy, por todo su amor, cariño y paciencia.

A mi hija Grecia, a quien amo mucho.

A mis compañeros, Efraín y Jorge, por todos los buenos momentos compartidos a lo largo del desarrollo de este trabajo

A todos mis familiares y amigos, en especial a Roberto E. Navarrete por darme apoyo cuando más lo he necesitado.

Walter Pineda

RESUMEN

El Trabajo Graduación "Análisis de Estabilidad de Taludes de la Colonia Santísima Trinidad" está enfocado al estudio de la estabilidad de los taludes del Block F y Block A de la colonia Santísima Trinidad y a un talud de la zona aledaña, por lo que se hizo necesario recopilar información de varios estudios realizados y casos analizados de taludes que han fallado en varios lugares del país, de donde se deduce que las causas más comunes que han ocasionado la inestabilidad de los taludes naturales o artificiales son los sismos y la saturación del suelo, como el caso del aluvión de Monte Bello en el volcán de San Salvador, 1982 y colonia Las Colinas, ladera de la cordillera el "Bálsamo", Santa Tecla, La Libertad en enero de 2001.

Basados en la geología y geotecnia de suelos y la estabilidad de taludes, así como a la necesidad de construir viviendas en laderas para aprovechar los espacios en el AMSS, se describen las fallas más comunes, las causas que las provocan y los diferentes métodos para corregir o prevenir la inestabilidad, tomando en cuenta las normativas existentes en el país para el diseño de taludes. En el estudio se analizaron cinco taludes escogidos tomando en cuenta el número de terrazas, sobrecarga y ángulo de inclinación del talud, siendo necesario para ello el reconocimiento o identificación de los taludes, levantamiento topográfico, exploración del suelo mediante la prueba de penetración estándar donde se obtuvo humedades promedios de 22.7 para sondeo No. 1; 37.5 para sondeo No. 2; y 26.4 para sondeo No.3; y suelos compactos a una profundidad mínima de 1.0 m; las muestras inalteradas suelo fueron utilizadas para pruebas y ensayos de

laboratorio; de la granulometría resultó, que el suelo es arena limosa mal graduada; con la prueba de compresión triaxial la ley de resistencia adoptada es $\tau = 0.505 + \sigma \tan 38.72^\circ$, esta, para la aplicación en los métodos de diseño de Donald W. Taylor, Jambú y Fellenius.

Se analizó falla circular por el pie del talud para los métodos de Donald W. Taylor y Jambú considerando sobrecarga; y falla por el pie y por el cuerpo por el método de Fellenius, considerando sobrecarga y sismo. Los resultados de los factores de seguridad críticos obtenidos por estos métodos fueron de 1.57 para condición sísmica y 2.19 para condición gravitatoria, estos fueron comparados con los factores de seguridad mínimos de 1.4 para gravedad y 1.1 para sismo exigidos por la Norma Técnica de Cimentaciones y Estabilidad de Taludes, MOP (1997), resultando que todos los taludes analizados son estables bajo cualquier condición de carga. Sin embargo, después de los sismos del 13 de enero y 13 de febrero de 2001 algunos taludes analizados presentan daños por desprendimientos superficiales de suelo y la erosión. Se recomendó la resiembra de grama y conformación de una berma para los taludes ubicados en el block A y F de la colonia Santísima Trinidad y para el talud de la comunidad Tanque Seco la construcción de canaletas en la corona del talud y la protección del cuerpo con suelo cemento semi fluido sostenida con malla tipo gallinero. La importancia de los resultados del estudio radica en que a partir de ellos se comprueba que los habitantes de la zona tienen condiciones de bajo riesgo, sin descuidar el mantenimiento de la ladera, así como la acción de vigilancia por sísmicidad.

INDICE GENERAL

Introducción.....	Pág. i
-------------------	-----------

CAPITULO I

GENERALIDADES

Introducción.....	1
1.1 Anteproyecto.....	2
1.1 Antecedentes.....	2
1.2 Planteamiento del Problema.....	15
1.3 Objetivos.....	18
1.4 Alcances.....	19
1.5 Delimitaciones.....	19
1.6 Limitaciones.....	19
1.7 Justificaciones.....	20
1.8 Las Construcciones en Laderas y Taludes.....	22
1.8.1 Geología y Geotecnia de las Areas de Asentamiento Urbano.....	22
1.8.1.1 Urbanismo Local y Regional	23
1.8.1.2 Las Urbanizaciones y la Planificación de los Espacios.....	25
1.8.1.3 La Vivienda Alta y Baja en Taludes	26
1.9 Geoformas Terrestres	27
1.9.1 Los Valles y los Asentamientos Humanos.....	27

1.9.2	Domos, Montañas, Volcanes y Cerros.....	30
1.9.2.1	Domos.....	30
1.9.2.2	Las Montañas	32
1.9.2.3	Volcanes	32
1.10	Laderas y Taludes	35
1.10.1	Laderas	35
1.10.2	Taludes	35
1.10.3	Tipos y Causas de Fallas en Taludes.....	35
1.11	Factores que contribuyen a la Inestabilidad de los Taludes.....	42
1.11.1	Factores Naturales	42
1.11.2	Factores Artificiales	44
1.12	Tipos de Taludes usados para Construcción.....	45
1.12.1	Partes que conforman un Talud.....	45
1.12.2	Ventajas del uso de Taludes en la Construcción.....	46
1.12.3	Suelos Componentes del Talud	48
1.12.3.1	Suelos	48
1.12.3.2	Rellenos	49
1.12.3.3	Medios Rocosos	49
1.13	Clasificación Tipológica de los Movimientos de Ladera.....	50
1.13.1	Clasificación de los Movimientos de Laderas.....	50
1.13.1.1	Caídas	51

1.13.1.2	Desplazamientos	51
1.13.1.3	Flujos	52
1.14	Rotura de Taludes	55
1.14.1	Clases de Fallamiento de Taludes en Medios Rocosos.....	55
1.15	Relación entre la altura del Talud y el Factor de Seguridad.....	58
1.16	Relación entre el Angulo de Fricción Interna el Factor de Seguridad.....	59
1.17	Métodos para mejorar la Estabilidad de Taludes.....	60
1.18	Sobrecarga en Taludes	70
1.19	Legislación en el País	70
1.20	Norma Técnica para el Diseño de Estabilidad de Taludes.....	71
1.20.1	Consideraciones Generales en la Estabilidad de Taludes.....	72
1.21	Reglamento de la OPAMSS	73
	Conclusiones	75

CAPITULO II

METODOS DE ANALISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES

	Introducción.....	76
2.1	Pruebas y Ensayos de Campo y Laboratorio.....	77
2.1.1	Ensayo Normal de Penetración SPT.....	77
2.1.2	Extracción de Muestras Inalteradas Mediante Pozos a Cielo Abierto.....	80
2.1.3	Ensayo de Gravedad Específica.....	81

2.1.4	Prueba de Compresión Triaxial de Resistencia al Esfuerzo Cortante.....	82
2.1.4.1	Prueba Rápida. Prueba sin Consolidación y sin Drenaje	86
2.1.5	Inspección Visual Manual de los Suelos.....	90
2.1.6	Análisis Granulométrico.....	92
2.2	Métodos de Análisis de Estabilidad de Taludes.....	96
2.2.1	Método Sueco.....	96
2.2.1.1	Suelos Puramente Cohesivos ($\phi = 0$; $C \neq 0$).	96
2.2.1.2	Suelos con Cohesión y Fricción ($C \neq 0$; $\phi \neq 0$).	99
2.2.1.3	Suelos con Cohesión y Fricción.....	102
2.2.1.4	Suelos Estratificados.....	105
2.2.1.5	Consideración de Fuerzas Sísmicas.....	107
2.2.2	Método Gráfico de N. Jambú.....	109
2.2.3	Método Gráfico de Donald W Taylor.....	112
2.2.3.1	Análisis para cuando un Talud es de Material Suelo Cohesivo Homogéneo.....	114
2.2.3.2	Talud con Terreno Cohesivo Homogéneo y Limitados por un Estrato Horizontal Resistente.....	121
2.2.3.3	Método de Taylor para Taludes de Suelos con Cohesión y Fricción.....	122
2.3	Otros Métodos de Análisis de Análisis de Estabilidad de Taludes.....	125
2.3.1	Método de la Cuña.....	125
2.3.2	Método de Valle Rodas.....	126

2.3.3	Método Estático de Bishop.....	128
2.3.4	Método de Bishop y Morgensten.....	134
2.3.5	Método de Cullmann.....	140
2.4	Breve Reseña de Otros Métodos de Estabilidad de taludes.....	145
2.4.1	Método de Análisis de Morgensten – Price.....	145
2.4.2	Método de Newmark.....	145
2.4.3	Procedimiento de Análisis de Sedd- Lee- Idress.....	145
	Conclusiones.....	147

CAPITULO III

APLICACION DE LOS METODOS DE ANALISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES A LOS CASOS PRACTICOS DE ESTUDIO EN LA COLONIA SANTISIMA TRINIDAD.

	Introducción.....	149
3.1	Descripción de los Taludes Seleccionados.....	150
3.2	Geología, Geomorfología y Geotecnia de la Zona de Estudio.....	154
3.2.1	La Zona de Estudio.....	154
3.2.2	Sitio de Estudio.....	154
3.3	Pruebas Realizadas en Campo y Laboratorio.....	155
3.3.1	Trabajo de Campo.....	155
3.3.2	Trabajo de Laboratorio.....	156

3.4	Resultado de las Pruebas de Campo y Laboratorio.....	158
3.4.1	Resultados de las Pruebas de Penetración Estándar.....	158
3.4.2	Resultados de los Ensayos de Compresión Triaxial.....	162
3.4.3	Resultados del Análisis Granulométrico.....	164
3.5	Criterios e Hipótesis para el Cálculo.....	165
3.6	Aplicación de los Métodos de Taylor, Fellenius y Jambú para analizar la Estabilidad a los Taludes Escogidos.....	167
	Conclusiones.....	213

CAPITULO IV

ANALISIS E INTERPRETACION DE RESULTADOS

	Introducción.....	214
4.1	Análisis de Resultados.....	215
4.1.1	Análisis de resultados de la Prueba de Penetración Estándar.....	215
4.1.2	Análisis de resultados de la prueba de compresión Triaxial.....	217
4.1.3	Análisis de Resultados de la Granulometría de los Suelos.....	222
4.1.4.1	Análisis de resultados de los Métodos de Estabilidad de Taludes.....	223
4.2	Interpretación de Resultados	231
4.2.1	Interpretación de los Resultados de las Granulometría.....	231
4.2.1.1	Correlación de Resultados de la Granulometría de los Suelos.....	232
4.2.2	Interpretación de los Resultados de la Prueba de Penetración Estándar.....	233

4.2.3	Interpretación de los Resultados de las Pruebas Triaxiales.....	234
4.2.3.1	Correlación de Resultados de la Prueba Triaxial.....	236
4.2.4	Interpretación de Resultados de los Método de Análisis de Estabilidad de Taludes.....	237
4.2.4.1	Interpretación de Resultados del Método de Análisis de las Dovelas.....	237
4.2.4.2	Interpretación de Resultados del Análisis de Estabilidad de Taludes por los Métodos de D.W. Taylor y Jambú.....	244
4.2.5	Interpretación Conjunta de Resultados de las Pruebas de Campo y Laboratorio de los Métodos de Estabilidad de Taludes en la Ladera.....	247
4.2.5.1	Condiciones para Mantener la Estabilidad de la Ladera.....	250
4.3	Propuesta para cada Caso Local.....	251
	Conclusiones.....	254

CAPITULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

	Introducción.....	256
5.1	Consideraciones	256
5.2	Conclusiones	258
5.3	Recomendaciones	259
	Bibliografía.....	262

Anexos

INDICE DE TABLAS

Tabla	Contenido	Página
Tabla 1. 1	Resultados de Los Métodos de Análisis	12
Tabla 1. 2	Factores de seguridad encontrados para los casos analizados	14
Tabla 1. 3	Factores de seguridad según las normas Técnicas para el diseño de Estabilidad de Taludes.....	73
Tabla 2. 1	Valores de compacidad de los suelos según Terzaghi y Peck	78
Tabla 2. 2	Valores empíricos de q_u y consistencia de suelos cohesivos, relacionados con el número de golpes N, del ensayo de penetración.	79
Tabla 2. 3	Clasificación visual manual de los suelos.....	93
Tabla 2. 4	Agregado grueso	94
Tabla 2. 5	Agregado Fino.....	94
Tabla 2. 6	Cálculo de los porcentajes parcial retenido, parcial acumulado, y porcentaje que pasa	96
Tabla 2. 7	Determinación de los coeficientes m y n para calcular el factor de seguridad según Bishop y Morgensten	137
Tabla 3. 1	Resistencia del suelo según la profundidad de perforación en la prueba de penetración estándar.	159
Tabla 3. 2	Tabla de humedades máxima mínima y promedio de cada sondeo.....	159
Tabla 3. 3	Resumen de datos obtenidos en laboratorio del análisis granulométrico de muestras inalteradas de la corona, cuerpo y pie del talud.....	164
Tabla 3. 4	Factores de seguridad por el método de las dovelas para el talud 1	175

Tabla 4. 1 Tipos de suelo encontrados en los sondeos.....	215
Tabla 4. 2 Capacidad de carga mínima y máxima en cada sondeo.....	216
Tabla 4. 3 Contenidos de humedades mínimas máximas y promedio por sondeo.....	216
Tabla 4. 4 Factores de seguridad obtenidos por el método de las Dovelas para el talud 1.....	224
Tabla 4. 5 Factores de seguridad obtenidos por el método de las Dovelas para el talud 2.....	226
Tabla 4. 6 Factores de seguridad obtenidos por el método de las Dovelas para el talud 3.....	227
Tabla 4. 7 Factores de seguridad obtenidos por el método de las Dovelas para el talud 4.....	228
Tabla 4. 8 Factores de seguridad obtenidos por el método de las Dovelas para el talud 5.....	229
Tabla 4. 9 Tabla resumen de los valores de los factores de seguridad obtenidos por los diferentes métodos de análisis.....	230

INDICE DE FIGURAS

Figura	Contenido	Página
Figura1. 1	Cambios sistemáticos que en el transcurso del tiempo se observan comúnmente en un valle. La corriente crea un fondo de valle, lo ensancha y desarrolla meandros.....	29
Figura1. 2	Deslizamiento rotacional en suelo.....	37
Figura1. 3	Deslizamiento traslacional en suelo.....	39
Figura1. 4	Partes que conforman un talud.....	46
Figura1. 5	Clasificación Tipológica de los Movimientos de Ladera Según García Yagüe.....	54
Figura 1. 6	Rotura a lo largo de planos de discontinuidad.....	56
Figura1. 7	1) Rotura por vuelco, 2) Rotura por pandeo.....	56
Figura1. 8	Rotura a través de Planos de discontinuidad en roca.....	57
Figura1. 9	Rotura circular.....	58
Figura1. 10	Corrección de un deslizamiento causado por la excavación de una carretera en un terreno arcilloso.....	61
Figura1. 11.1	Efecto de un tacón sobre.....	62
Figura1. 12	Uso de bermas.....	63
Figura1. 13	Disposición de zanjas de drenaje en un talud.....	63
Figura1. 14	Sistema de drenaje en un talud.....	64
Figura1. 15	Disposición del sistema de drenaje en taludes.....	65

Figura1. 16 Instalación de varios niveles de pozos bombeados en las distintas fases de la excavación.....	66
Figura1. 17 Contención de un deslizamiento mediante muro.....	67
Figura1. 18 Tipos de muros: a) Sostenimiento, b) Contención, c) Revestimiento	68
Figura1. 19 Mapa de Zonificación Sísmica de El Salvador.....	72
Figura 2. 1 Cámara de compresión triaxial	84
Figura 2. 2 Porción unitaria de talud para análisis por Método Sueco a taludes de suelo puramente “Cohesivo”	97
Figura 2. 3 Procedimiento de las Dovelas o de Fellenius	99
Figura 2. 4 Aplicación del Método Sueco a taludes con flujo y parcialmente bajo el N.A.F.....	102
Figura 2. 5 Aplicación del Método Sueco a taludes en suelos estratificados.....	107
Figura 2. 6 Método de Fellenius considerando fuerzas sísmicas.....	108
Figura 2. 7 Números de estabilidad asociados a círculos críticos por el pie del Talud según N. Jambú.....	111
Figura 2. 8 coordenadas de los centros de los círculos críticos por el pie del talud según N. Jambú	112
Figura 2. 9 Gráfica de Taylor para determinar los números de estabilidad en taludes con suelos cohesivos homogéneos con el terreno de cimentación	113
Figura 2. 10 Esquema de un talud de material “cohesivo” homogéneo con el terreno de cimentación, para determinar el círculo de falla crítico	116

Figura 2. 11 Talud unitario cohesivo homogéneo con el terreno de cimentación.	
Variación del ángulo central 2θ	119
Figura 2. 12 Esquema para definir los conceptos de Factor de profundidad, D, y factor de alejamiento	121
Figura 2. 13 Graficas de Taylor Para determinar el número de estabilidad y el factor de alejamiento en círculos tangentes a un estrato resistente.....	122
Figura 2. 14 Gráfica de Taylor para determinar el número de estabilidad de un talud, con cohesión y fricción	124
Figura 2. 15 Método de la cuña.....	125
Figura 2. 16 Fuerzas actuantes en un talud según Valle Rodas	127
Figura 2. 17 División de un Talud en Dovelas.....	128
Figura 2. 18 Fuerzas que actúan en un talud.....	129
Figura 2. 19 Gráfico para la determinación de $M_i(\theta_i)$	133
Figura 2. 20 Elementos de un talud para análisis por el método de Culmann	141
Figura 3. 1 Estratigrafía del suelo encontrada en los sondeos	161
Figura 3.2 Envolvente del los círculos de Mohr, prueba inalterada en la corona del talud.	162
Figura 3.3 Envolvente del los círculos de Mohr, prueba inalterada en el cuerpo del talud.	163
Figura 3. 4 Envolvente de los círculos de Mohr, prueba inalterada en el pie del talud.	163

Figura 4. 1 Fallas de probetas en ensayo triaxial para el cuerpo del talud.....	218
Figura 4. 2 Envolventes de Mohr (cuerpo de talud).....	218
Figura 4. 3 Fallas de probetas en ensayo triaxial para la corona del talud.....	219
Figura 4. 4 Envolventes de mohr (corona de talud).....	220
Figura 4. 5 Fallas de probetas en ensayo triaxial para el pie del talud.....	221
Figura 4. 6 Envolventes de Mohr (pie de talud).....	221
Figura 4. 7 Gráfica de correlación de curvas de granulométricas.....	232
Figura 4. 8 Envolventes de Mohr para tres muestras inalteradas de suelo en talud 5	236
Figura 4. 9 Grafica FS – Radio de la superficie de falla talud 1.....	238
Figura 4. 10 Grafica FS –Radio de la superficie de falla talud 2	240
Figura 4. 11 Grafica FS – Radio de la superficie de falla talud 3	241
Figura 4. 12 Grafica FS – Radio de la superficie de falla talud 4.....	243
Figura 4. 13 Grafica FS – Radio de la superficie de falla talud 5	244

SIMBOLOGIA

- ϕ : Ángulo de fricción interna del suelo.
- β : Ángulo de inclinación del talud
- σ : Esfuerzo normal de resistencia del suelo.
- σ_3 : Presión de confinamiento
- σ_1 : Presión vertical
- $\sigma_1 - \sigma_3$: Esfuerzo desviador
- γ_m : Peso volumétrico del suelo.
- γ_h : Peso volumétrico húmedo del suelo
- γ_w : Peso volumétrico del agua
- τ_i : Fuerza cortante a lo largo de la base de la dovela
- ΔL_i : Longitud de la base de cada dovela sobre el cuerpo de falla
- A : Área de la dovela
- b : Ancho de la dovela
- C : Cohesión del suelo real o aparente
- Cu : Coeficiente de uniformidad del suelo
- Cc : Coeficiente de curvatura del suelo.
- D₁₀ : Diámetro efectivo de partículas
- E : Elasticidad del suelo

E_1 y E_2 : Fuerzas normales interdovelas

F_f : Fuerza de filtración

E_g : Fuerza de gravedad

F_s : Fuerza sísmica

F_{r_i} : Fuerza de fricción de cada dovela

FS : Factor de seguridad

H : Altura del talud

k : Coeficiente de permeabilidad

K_h : Coeficiente sísmico horizontal

K_v : Coeficiente sísmico vertical

Mm : Momento de las fuerzas actuantes o momento motor

Mr : Momento de las fuerzas opositoras o Momento resistente

N : Número de golpes del ensayo de penetración estándar (SPT)

N' : Fuerza normal de reacción de la base de la dovela

Ne : Constante de proporcionalidad llamado número de estabilidad

N_i : Reacción normal en la dovela a lo largo de la superficie de deslizamiento

O_i : Centro del círculo de falla

P_1 y P_2 : Fuerzas normales ejercidas por las dovelas adyacentes a la i ésima en el estudio

R : Radio de la superficie de falla

S : Resistencia al esfuerzo cortante del suelo

S_f : Esfuerzo cortante a lo largo del plano de deslizamiento

S_m : Esfuerzo cortante máximo en la superficie de falla

- S_s : Gravedad específica del suelo
- T_i : Reacción tangencial en cada dovela a lo largo de la superficie de deslizamiento
- W : Peso de la masa de suelo
- $w\%$: Porcentaje de humedad
- W_i : Peso de la dovela de espesor unitario
- W_s : Peso de los sólidos de suelo
- X_1 y X_2 : Fuerzas tangenciales interdovelas

SIGLAS UTILIZADAS

A.M.S.S	: Área Metropolitana de San Salvador.
A.S.T.M	: Normas Americanas para el Ensayo de Materiales.
S.P.T.	: Ensayo de Penetración Estándar.
M.O.P.	: Ministerio de Obras Publicas.
U.E.S	: Universidad de El Salvador.
O.P.A.M.S.S	: Oficina de Planificación del Área Metropolitana de San Salvador.
S.U.C.S.	: Sistema Unificado de Clasificación de Suelos.

INTRODUCCION

El presente trabajo de graduación comprende el análisis de estabilidad de los taludes de la colonia Santísima trinidad y un talud de la comunidad Tanque Seco con el propósito de determinar la estabilidad o inestabilidad de los taludes. Para ello fue necesario recopilar información relacionada con los movimientos de laderas ocurridos en el país así como las causas que los provocaron, tipos de fallas más comunes y factores que se toman en cuenta para su análisis de estabilidad. El uso de montañas, domos y valles para construir viviendas indica la topografía accidentada para este propósito en el AMSS. El estudio de los taludes se hace analizando estabilidad por métodos analíticos como el método de Fellenius y los métodos gráficos de D.W. Taylor y N. Jambú y otros. Se describen las pruebas usadas en la realización del análisis de estabilidad de taludes, estas son, pruebas de campo: penetración estándar, extracción de muestras de suelo inalteradas; y los ensayos de laboratorio: Compresión triaxial, granulometría, gravedad específica en los que se obtiene los parámetros resistentes del suelo como la cohesión y el ángulo de fricción del suelo.

Para el análisis se seleccionaron cinco taludes basados en las condiciones de carga y morfología de la ladera las cuales se encuentran ubicados en el bloque A y F y en la comunidad Tanque Seco. Para ello se realizó reconocimiento de campo para la selección de los taludes, levantamiento topográfico para la determinación de geometría de los taludes escogidos, prueba de penetración estándar para conocer la estratigrafía del suelo. Complementándose mediante las pruebas de laboratorio como ensayos de compresión

triaxial para obtener la ley de resistencia al esfuerzo cortante del suelo con la que se evalúa la estabilidad de los taludes, y la granulometría del suelo que nos permite conocer la distribución de las partículas componentes del talud.

El análisis se determinó mediante la comparación de los resultados (Tabla 4.9) obtenidos por los métodos de Fellenius, D.W. Taylor y N. Jambú con los valores mínimos de los factores de seguridad de 1.1 para condición sísmica y de 1.4 para condición gravedad, permitidos por la Norma Técnica de Cimentaciones y Estabilidad de Taludes y asociándolos con los resultados de las demás pruebas realizadas y las condiciones reales de los taludes.

Las conclusiones y recomendaciones están basadas en la interpretación de los resultados obtenidos del factor de seguridad, correlacionando datos obtenidos para poder dar las recomendaciones preventivas y correctivas en cada caso estudiado para mantener la estabilidad actual de la ladera.

CAPITULO I
GENERALIDADES

CAPITULO I

GENERALIDADES

INTRODUCCION

El capítulo I contiene lo relativo a las características de los taludes, para lo cual se reseñan las propiedades geológicas y geotécnicas de las áreas de asentamiento urbano en el crecimiento de la ciudad. Se ha vuelto necesario hacer uso del espacio con topografía accidentada, en domos, montañas y volcanes, de la cual se describen características de formación tales como su génesis, las diferentes clases y la tipificación existente, esto como parte del análisis de las geoformas terrestres. Así mismo factores y causas que más contribuyen a las fallas en taludes naturales o artificiales. Es común en ingeniería civil el uso de taludes para el desarrollo de diversas obras de infraestructura, así como el empleo de métodos para mejorar la estabilidad de los taludes naturales y artificiales que presenten signos de inestabilidad o sean inestables. Por ello es necesario conocer la tipología, los movimientos de laderas, la clasificación de estos, basados en los tipos de rotura que se dan en medios rocosos. A la vez, las características de los materiales que son utilizados para la conformación de taludes. También se hace referencia a las leyes y normativas tomadas en cuenta para el diseño de taludes y usos de los suelos en áreas de asentamiento humano en el país.

1.1 ANTECEDENTES

Las últimas dos décadas el desarrollo urbano del área metropolitana de San Salvador ha obligado a la utilización de terrenos con accidentes topográficos pronunciados en los cuales se han construido asentamientos populares y se han realizado urbanizaciones en las que no se han tomado¹ en cuenta seriamente, situaciones de riesgo tales como cercanía de ríos o quebradas; que aumentan su cauce durante el invierno provocando deslizamientos de tierras sin tomar las medidas de precaución necesarias para evitar desastres de gran magnitud como el aluvión al nor-orienté del volcán de San Salvador en la zona de Monte Bello (1982) y el deslizamiento de una parte de la cordillera del Bálsamo sobre la colonia Las Colinas el 13 de enero de 2001.

La inestabilidad en los taludes de El Salvador ha ocasionado grandes pérdidas humanas y materiales, las cuales en muchas ocasiones no eran tomadas en cuenta debido a que en las zonas en que se daban estos eventos no producían mayores daños, a excepción de la destrucción de cultivos; Sin embargo, las fallas en taludes y laderas han comenzado a ser consideradas ya que en algunas ocasiones los derrumbes provocaron incomunicaciones entre ciudades como el caso de los derrumbes que irrumpieron la vía férrea en Santa Tecla el 25 de octubre de 1921. De igual manera ha sucedido con las fallas en taludes que incomunicaron carreteras en diversas partes del país, así, el 20 de noviembre de 1929 se produjeron 58 derrumbes en la carretera de San Salvador a Guatemala; otras fallas en taludes han ocasionado grandes pérdidas humanas y materiales,

¹ Las consideraciones hechas indican que son muy mínimas, de poca profundidad y con parcialidad, resultando que en la actualidad la manifestación de los desastres es de muy cercana recurrencia y los impactos casi siempre son mayores en tanto se complejizan los lugares donde la población permanece.

entre ellas están las siguientes:

El talud natural del volcán de San Salvador falló el 19 de septiembre de 1982 produciendo un deslizamiento superficial en la parte alta del volcán, estimando que el material desprendido fue de unos 200,000 metros cúbicos, el cual bajó en forma de lodo arrastrando árboles y rocas de gran tamaño, dejando un saldo de centenares de personas soterradas, viviendas destruidas, etc. Entre las causas que originaron estas fallas están el aumento del peso del talud debido a los incrementos de humedad a consecuencia de las prolongadas lluvias; la disminución de la cohesión y fricción interna del suelo constatada sobre la base de reconocimientos superficiales realizados en la zona, ensayos de penetración estándar y pruebas manuales; la actividad sísmica ocurrida ese año y las fuertes pendientes de los taludes.

La falla del talud artificial ubicada al final del pasaje No.16 de la colonia Amatepec segunda etapa, en Soyapango ocurrida en septiembre en 1982 ocasionó la muerte de 5 personas, soterrando la casa que habitaban. Las principales causas que originaron de esta falla fueron la saturación de agua en el suelo constituyente y la falta de protección del talud.

El talud ubicado en la parte baja de la colonia Guadalupe en Ciudad Delgado, el 11 de septiembre de 1989 falló en forma súbita y lenta, destruyendo las viviendas dentro de la zona.

El talud ubicado en la colonia valle nuevo en Ilopango falló por deslizamiento ocurrido en noviembre de 1994, sufrió un deterioro gradual debido al desprendimiento de grandes

bloques de tierra ocasionados principalmente por la saturación de agua proveniente de las descargas de aguas lluvias de dos colectores de 36 pulgadas, que a su vez produjo la erosión del material constituyente y la generación de pequeños flujos de lodo, falta de vegetación del cuerpo del talud, sobrecarga ocasionada por la casa comunal, y de seguirse produciendo los deslizamientos peligraban las viviendas ubicadas en los alrededores del talud.

En las faldas del volcán Chinchontepec en San Vicente, falló la ladera, el 18 de agosto de 1995 produciendo un aluvión que arrastró árboles y rocas que formaron un embalse al encontrarse con las estructuras del puente sobre el río Chuncuyo que inundó la carretera entre Zacatecoluca y San Vicente. Como resultado, un niño y un adulto murieron y otra persona quedó gravemente golpeada.

En el Cerro Miramundo ubicado en la Palma, Chalatenango en septiembre de 1996, se produjo un nuevo hecho, afectando la carretera que conduce hasta este cerro y a los cantones La Granadilla, Las Pilas, El Aguacatal y otros. Un tramo de unos 250 metros de longitud fue destruido. Las dimensiones de los deslizamientos fueron de 500 metros de ancho en la corona y 1500 metros de largo, las pendientes variaban entre 70 y 80 grados respecto a la horizontal.

El 3 de octubre de 1996 se presentaron fracturas y desplazamientos de suelos y rocas alteradas en el cerro La Burrera a 17 kilómetros al nor-este de la ciudad de Sensuntepeque, el cual está formado por un macizo rocoso que presenta una pared vertical, la parte media tiene una inclinación promedio de 45° grados compuesta por

fragmentos de roca en una masa de suelo orgánico y la parte baja con una inclinación aproximada de 10 grados compuesta de suelos arcillosos, materia orgánica y fragmentos de roca. La falla del talud consistió en fracturas y desplazamientos que inestabilizaron la parte media y baja del talud, las fracturas iniciaron al pie de la pared vertical en la parte alta del talud, la fracturación en la parte media tenía dimensiones variables y estaba dirigida en dirección perpendicular a la pendiente, además, el suelo se encontraba suelto y saturado en esa zona.

Los casos más recientes de colapsos en taludes fueron los que se dieron en la colonia Las colinas en Santa Tecla el 13 de enero de 2001, en la cual una parte de la cordillera del Bálsamo se desplazó en forma de flujo de lodo sobre la colonia, avanzando aproximadamente 500 metros. El desplazamiento se produjo debido a la saturación del suelo, el cual sufrió licuefacción debido al movimiento sísmico.

Igual pasó en los deslizamientos que se dieron en la carretera panamericana kilómetro 13, los Chorros, Dpto. La Libertad y en curva la Leona Kilómetro 53, Dpto. San Vicente, el fenómeno se repitió en los mismos puntos durante el terremoto del 13 de febrero de 2001.

Los casos descritos son ejemplos relevantes de inestabilidad en taludes y laderas, que han cobrado innumerables vidas humanas y muchas pérdidas materiales, lo que ha motivado al estudio de estabilidad e inestabilidad de taludes y laderas para dar soluciones a estos problemas.

Algunos estudios realizados con relación al tema de inestabilidad de taludes se presentan a continuación:

Tablas Aguilera (1967)^{REF.1} Analizó la situación particular de cimentar los estribos de un puente con una luz de 20 mt. en los taludes de ambos márgenes del río arenoso, carretera San Martín - Suchitoto y cómo la aplicación de estas cargas incidían en la estabilidad de estos taludes. Determinando que sobrecargar el borde de un talud con el peso de una estructura, traerá como consecuencia un incremento de fuerzas cortantes en la masa del suelo, disminuyendo así su capacidad de carga y la seguridad del talud contra el deslizamiento. Para el análisis de estabilidad de los taludes con sobrecarga utilizó el método de las dovelas de Fellenius para suelos cohesivos friccionantes, el talud analizado en margen sur del puente con superficie correspondiente a la crítica para el claro de 20 mts. del puente y una carga externa de 2.2 kg/cm² dio como resultado un factor de seguridad de 0.83, considerando falla por deslizamiento por lo que el talud se vuelve inestable; el talud de la margen norte con las mismas condiciones de superficie y carga externa, da como resultado un factor de seguridad contra el deslizamiento de 0.82 volviéndose el talud inestable. De este análisis, debido a la situación de inestabilidad de estos taludes, el Centro de Estudios e Investigaciones Geotécnicas cambió el proyecto original por otro puente similar, pero de 25 mt. de luz y como resultado final se obtuvieron para los taludes, márgenes sur y norte, los factores de seguridad contra el deslizamiento de 1.35 y 1.28 respectivamente, resultados considerados satisfactorios para llevar a cabo el proyecto.

Cano y Gutiérrez (1970)^{REF. 2}, propone un sistema mecánico de contención con mallas

REF. 1 " La estabilidad de taludes como factor determinante de la capacidad de carga del suelo, en la cimentación del puente sobre el río arenoso de la carretera San Martín -Suchitoto"

REF. 2 "Sistema de mallas para evitar el deslizamiento en los taludes "

para recubrimientos del cuerpo de los taludes de tierra contra el deslizamiento, el cual consta de una malla o tejido, de anclajes de soporte y de cables o cordones, hechos todos ellos de material sintético o metálico como polímeros, cadenas y madera, ideado para absorber las fuerzas ocasionadas por el fenómeno progresivo de la pérdida de cohesión dentro de la masa de suelo. Para encontrar las fuerzas que actúan sobre cada parte del sistema supone que la malla comprendida dentro de dos puntos sucesivos de anclaje se encuentran en una situación fija; la malla debe poseer las siguientes características: ser permeable en grado igual o mayor a la permeabilidad del terreno, poder tejerse de las diversas maneras planteadas en el trabajo de investigación, ser durable dentro del medio en que actuará, resistencia contra los posibles movimientos. El material sintético derivado del petróleo, como el hilo nylon ocupado en la pesca.

Paz Alegría (1974),^{Ref. 3} estudio las fallas que ocurren tanto en taludes naturales como artificiales, en función del tipo de suelo como sigue:

Taludes de arena: deslizamientos en arenas sueltas saturadas a consecuencia de licuación espontánea donde la arena fluye como si fuese un líquido.

Talud de Loess: si se encuentra en contacto con el agua se disuelven las partículas delgadas del material cementante poco soluble que son la causa de la cohesión del material, produciéndose tendencia a fallas en superficies verticales.

Taludes de arcilla: los deslizamientos pueden ser lentos (debido a la gravedad) y repentinos o por extensión que tienden a producirse a través de largos periodos de tiempo.

Para mejorar la estabilidad de taludes en relación con las fallas por rotación sugirió: 1) Tender la pendiente del talud, de modo que el ángulo formado respecto de la horizontal sea igual o menor al ángulo de fricción interna del material, 2) uso de bermas, las cuales son generalmente del mismo material del talud y se construyen sobre el cuerpo y el pie del talud aumentando el momento resistente y favoreciendo la distribución de esfuerzos cortantes sobre el terreno de cimentación, 3) Usar cunetas y contra cunetas con el fin de drenar el agua a lugares que no ocasionen daños por erosión; drenaje subterráneo al pie del talud con material filtrante (grava, arena o ambas). En un talud natural dentro del área de la facultad de Ingeniería y Arquitectura de la UES, utilizando el método de dovelas de Fellenius encontró un factor de seguridad mínimo de 1.75 analizando únicamente fallas por el pie del talud para suelos con cohesión y fricción, por lo que se considera que el talud es estable; si la cohesión es cero se obtiene un factor de seguridad de 0.7 volviendo el talud completamente inestable, de ahí que se recomienda evitar la saturación en el talud mediante la construcción de drenajes como los antes mencionados con lo que se logra evitar la saturación y proteger al talud contra la falla por erosión.

Escobar Tejada (1984)^{REF 4} Analizó las causas más comunes de falla de taludes en el Área Metropolitana de San Salvador, siendo las siguientes: falta de compactación del suelo que conforma el talud, falta de protección o hay protección inadecuada al talud, socavación por descarga de aguas lluvias o aguas servidas sobre el talud, colocación de materia orgánica en rellenos e irrespeto de la zona de protección. El análisis para estabilidad de taludes lo hizo para suelos con cohesión y fricción, así: Análisis por

REF 4 " Soluciones Propuestas para el Tratamiento de Taludes en el Área Metropolitana"

Deslizamiento Superficial, Método de las Dovelas de Fellenius para condición gravitacional y considerando fuerzas de sismos. Las pruebas, ensayos y análisis de estabilidad se hicieron a taludes con las características siguientes: pendientes de taludes entre 32 y 62 grados con respecto a la horizontal. Los valores del ángulo de fricción interna del suelo varían entre 22.5 y 33.8 grados; la cohesión del suelo varía entre 0.5 y 10 ton/m² (anexo No 1.1); valores del factor de seguridad considerando cohesión aparente mayores de 1.5, mientras que si la cohesión es cero los valores del factor de seguridad varían entre 0.53 y 1.0; considerando fuerzas de sismo el factor de seguridad disminuye entre 15% y 20% del valor obtenido sin considerar tales fuerzas, (anexo No.1.2) Las recomendaciones fueron las siguientes:

Utilizar tuberías de PVC perforadas bajo el talud para evitar saturación del suelo por rupturas de tuberías; proteger los taludes con cubierta vegetal o impermeabilizarlos con mezcla de cemento y arena para evitar la erosión e infiltración de aguas lluvias; proteger las orillas del talud con muros o malla ciclón para evitar que se bote basura en la corona o pie de ellos; construcción de muros con sus respectivos drenes, al pie del talud, cuando estén expuestos a socavación por correntadas de agua.

Umaña Interiano y otros (1992)^{Ref.5} en 18 comunidades en las márgenes de río Acelhuate entre el costado oriente del barrio La Vega y los condominios Atonal (al costado sur de la fábrica Eureka) estudiaron los criterios y parámetros geotécnicos de las márgenes del río Acelhuate para su protección y prevención de riesgos y desastres, determinando zonas críticas como derrumbes, colapso de muros, socavación de estructuras existentes,

REF. 5 "Criterios y Parámetros Geotécnicos de las Márgenes del Cauce del Río Acelhuate para su Protección y Prevención de Riesgos y Desastres, Determinando Zonas Críticas

esto, enfocado a los riesgos que corren las comunidades y otras estructuras que se encuentran en la corona de los taludes y márgenes del río.

Para el análisis de obras de protección en las riberas del cauce del río Acelhuate aplicaron los siguientes criterios: 1) Criterios hidrológicos: altura de aguas máximas, nivel freático del sitio, zonas de inundación y escorrentía superficial; 2) Criterios geológicos: identificación de suelo o roca existentes en la zona, forma del relieve del suelo (morfología), estratigrafía de los taludes, actividad sísmica local y la geomorfología; 3) Criterios geotécnicos: tipos de suelos existentes en la zona, grietas o fisuras en los taludes, sobrecarga en los taludes, características del suelo en la zona, altura e inclinación de taludes.

Realizaron sondeos de penetración estándar, toma de muestras inalteradas, prueba de cementación y pruebas de impermeabilización de taludes, en cuatro comunidades de las 18 seleccionadas, basándose en criterios geotécnicos, obteniendo los resultados siguientes:

La estratigrafía del suelo en los taludes de las comunidades estudiadas se compone de 4 capas: 1) arena limosa gris- café con pómez y finos orgánicos, 2) arena mal graduada gris oscuro, 3) arena limosa café claro con pómez, y 4) limo arenoso café claro con pómez.

Los contenidos de humedad del subsuelo son variables, localizando saturación en el estrato 1 con un promedio de 26.5% de humedad, el estrato 2 se considera parcialmente saturado con un promedio de 21% de humedad lo cual se repite en forma similar; en los otros dos estratos encontraron que en la corona de los taludes se encuentran suelos sueltos

con un número de golpes promedio de $n \leq 10$ golpes / pie, por lo que son propensos a los deslizamientos; en el segundo estrato el suelo se considera semidenso, mientras de este estrato en adelante el suelo es considerado denso a muy denso con un número de golpes que oscila entre 30 a 55 golpes / pie. De la prueba de cementación, desintegración del material en contacto con el agua, observaron que los suelos con más baja cementación son los limos arenosos y suelos orgánicos. También, encontraron suelos limo arenosos, orgánicos y en menor grado los areno-limosos, que al estar sometidos a saturación completa, fácilmente pierden su cohesión aparente, por lo cual, se producen los derrumbes del suelo en los taludes. De ahí que para la protección y conservación de taludes recomendaran lo siguiente:

Evaluar el uso de gaviones y muros de mampostería, controlar el agua de escorrentía y la acción erosiva, mediante el uso de cunetas paralelas al borde del talud; realizar los estudios correspondientes para regular la distancia óptima de protección en laderas y taludes, habiendo mapeado en el tramo, las posibles áreas de riesgo en las riberas del río, teniendo que ser estas, parte de las áreas de retiro debido a la acción del río Acelhuate.

TABLAS y otros (1988)^{Ref. 6} analizaron que a partir de las fuerzas de inercia que actúan en la corona del talud, pueden estas ser lo suficientemente grandes para disminuir el factor de seguridad a un valor menor de la unidad, aunque esto ocurra sólo durante breves períodos de tiempo (mientras ocurre el sismo), lo cual produce desplazamientos que pueden llegar a ser permanentes que serán detenidos cuando la magnitud de la aceleración disminuya o desaparezca. Lo cual comprobaron mediante la aplicación del métodos

dinámico de Newmark y los métodos pseudo estáticos de Fellenius y Bishop a un talud de la autopista a Comalapa y compararon los valores del factor de seguridad obtenidos por estos métodos con los obtenidos por los métodos estáticos (Método Sueco y Bishop); los resultados de la aplicación de estos métodos considerando falla plana se presentan en la tabla 1.1, en la cual se muestra que los factores de seguridad fueron mayores de 1.5 para condiciones estáticas, pero al incluir fuerzas de sismo en el análisis, el talud resultó ser inestable pues se obtuvieron factores de seguridad menores que la unidad, lo cual conduce a pensar que el valor de mínimo del factor de seguridad de 1.5, aceptado tradicionalmente como un indicador de estabilidad, no se valida por el efecto sismos en este caso.

Tabla 1. 1 Resultados de Los Métodos de Análisis

BISHOP			FELLENIUS			NEWMARK	
RADIO	F.S.		RADIO	F.S.		RADIO	F.S.
(m)	ESTATICO	SEUDO	(m)	ESTATICO	SEUDO	(m)	DINAMICO
		ESTATICO			ESTATICO		
55.068	-	0.783	31.75	1.14	0.39	89.92	0.62
85.61	2.33	0.707	35.31	2.46	0.66	35.31	0.67
83.75	2.013	0.592	50.22	2.35	0.63	50.22	0.63
89.92	1.9	0.64	59.56	1.84	0.627	59.56	0.63
87.35	1.73	0.58	89.92	1.85	0.616		
			60.63	1.29	0.47		
			72.38	2.07	0.66		

Cerna Aguilar y otros(1993)^{REF 7} de la capacidad de carga de los suelos estimaron la estabilidad e inestabilidad de los taludes en áreas de asentamiento popular; para ello tomaron muestras alteradas con la prueba de penetración estándar y muestras inalteradas de excavación a cielo abierto.

REF7 " Estudio de Capacidad de Carga del Suelo a Partir de sus Propiedades Mecánicas en Áreas de Asentamiento Popular"

Trabajo de laboratorio:

Clasificación visual- manual de los suelos con muestras alteradas, prueba SPT; contenido de humedad natural del suelo; límites de consistencia (LL, IP, etc); contenido de materia orgánica; análisis granulométrico; prueba triaxial obtuvieron la ley de resistencia de los suelos, a partir de la cohesión y el ángulo de fricción y estimar el esfuerzo cortante del suelo; determinación de las propiedades índices.*

Métodos de análisis de estabilidad de taludes:

Método de las dovelas de Fellenius, considerando falla por deslizamiento y falla rotacional; determinando que la peligrosidad que los asentamientos populares tienen al estar ubicados en zonas de alto riesgo es debido a las condiciones físicas y mecánicas desfavorables del suelo; esto es, la capacidad de carga del suelo y la inestabilidad del talud(Anexo 1.3); las condiciones de carga del suelo son inferiores a las admisibles para la estabilidad del mismo; y la capacidad de carga de los suelos del Área Metropolitana de San Salvador es baja en las zonas donde se cimientan las viviendas de las comunidades marginales, por lo que estos suelos no son aptos para la construcción de las viviendas. Para mejorar los suelos de las comunidades en condiciones críticas así como para garantizar la estabilidad de los taludes, procurando la seguridad de los moradores de la zona y la infraestructura que estos habitan, se debe dar tratamiento al subsuelo con suelo cemento fluido, reducir el ángulo de inclinación de los taludes, revestir los taludes con cubierta vegetal, y construir canaletas; así mismo, delimitar zonas de protección.(ver Pág. 350 de este estudio).

*Ver los resultados de estas pruebas en págs. 327, 334, 347, 353 de este estudio

Para Alvarenga y otros (1999)^{REF 8} las causas más comunes de inestabilidad de taludes son los efectos de la erosión, tubificación, sismos, malos procesos constructivos y la falta de protección de los taludes naturales y artificiales, analizando la estabilidad de tres taludes ubicados en la autopista a Comalapa; uno en la lotificación Rosales, otro en col. San Luis, y costado sur de iglesia católica de Olocuilta. Utilizando para el análisis estático el Método de Fellenius, Método Cullmann, Método de N. Jambú y el Método de Donald W. Taylor, para el análisis pseudo estático únicamente utilizaron el Método de Fellenius, llegaron a que los valores del factor de seguridad obtenidos por el Método de Taylor, de Jambú y de Cullmann, son similares a los del Método de Fellenius en la condición de análisis de carga gravitacional, tabla 1.2, pero sin sobrecarga. Los factores de seguridad obtenidos del análisis con estos diferentes métodos se comparan con los factores de seguridad exigidos por la Norma Técnica para Diseño de Cimentaciones y Estabilidad de Taludes, Capítulo 6 (Anexo 1.4) del Reglamento para la seguridad estructural de las construcciones del MOP, y así catalogar a los taludes estudiados como estables o inestables.

Tabla 1. 2 Factores de seguridad encontrados para los casos analizados

FACTORES DE SEGURIDAD MINIMOS GRAVITATORIOS									
TALUD	TIPO DE	METODO							
	FALLA	TAYLOR		JAMBU		CULLMANN		FELLENIUS	
Lotificación Rosales	Base			2.41				1.99	3.66
Colonia San Luis	Cuerpo	0.86	0.82	0.9	0.87	0.9	0.86	0.55	1.12
Olocuilta	Cuerpo	7.36	6.98	5.9	4.96	7.89	7.46	1.24	7.49

Concluyeron que la condición más desfavorable de sobrecarga en un talud, es

REF 8 " Estabilidad de Taludes. Aplicación de las Graficas de Taylor a los Suelos más Comunes de El Salvador"

cuando la fuerza distribuida equivalente llega lo más cercano al borde de la corona, debido a la falta de confinamiento de la masa del suelo en uno de sus extremos y de esa manera no opone resistencia al desplazamiento; y que los taludes con ángulos de inclinación cercanos a 90° tendrá el círculo de falla más crítico. Como el caso analizado en la Colonia San Luis y la Iglesia de Olocuilta.

Estos son ejemplos de estudios realizados sobre estabilidad de taludes en El Salvador; analizando su falla, posible condición de estabilidad con el criterio del factor de seguridad. Los resultados de los sismos del 13 de Enero y 13 de Febrero de 2001 y sus consecuentes réplicas, llevan a plantear la necesidad de realizar estudios de estabilidad de los taludes en condiciones de suelo saturado y efectos de sismo ya que la caída de los taludes en caminos y carreteras, en áreas de asentamiento poblacional principalmente populares, y otras laderas fue un evento relevante en varios lugares del país principalmente el centro sur.

1.2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

La demanda de vivienda en los últimos 20 años se ha incrementado, así mismo, el déficit habitacional ha llegado a más de 859000 viviendas debido a los terremotos del 13 de enero y 13 de febrero de 2001, lo que ha obligado a hacer mayor uso de los espacios disponible y realizar urbanizaciones en lugares de topografía accidentada, como laderas, las cuales no cuentan con obras de protección adecuada para evitar desastres cuando fenómenos naturales como la lluvia y los sismos provocan deslizamientos o desprendimientos de tierra los cuales históricamente han ocasionado grandes pérdidas

humanas y materiales; las fallas de taludes debido a la imposición de cargas externas por la construcción de edificios, remoción del suelo por excavación en cualquier parte del talud, socavaciones, etc. han obligado a buscar soluciones que permitan garantizar el desarrollo de obras de pequeña o de gran magnitud. Eso refleja las desventajas a las que se someten las edificaciones cuando las características geológicas, geotécnicas e hidrológicas de los terrenos donde se desarrollan urbanizaciones se desconocen, las cuales generan problemas de carácter técnico, económico y social, que inciden negativamente en el desarrollo de la misma.

Los terremotos del 13 de Enero y 13 de Febrero de 2001 pusieron al descubierto lo inestable de los taludes en distintos lugares del país y la poca importancia que en general se les ha dado para estudiarlos, particularmente los constructores al no hacer obras adecuadas para evitar deslizamientos; donde han hecho drenajes, estructuras de contención, etc., estas se encuentran deterioradas debido a la falta de mantenimiento, vigilancia y control de su estado. Esto refleja la necesidad de hacer investigaciones más detalladas estudiando las propiedades físicas, químicas y mecánicas del suelo para el diseño de taludes en los que se debe de tomar en cuenta las características geomorfológicas de los suelos con el fin de garantizar la seguridad de las personas residentes en las urbanizaciones. La estabilidad de taludes con imposición de grandes pesos debe ser objeto de un estudio particular en cada caso, como los taludes que se encuentran en la colonia Santísima Trinidad, ubicada en la zona nor-oriental del municipio de Ayutuxtepeque, donde hay aproximadamente tres mil viviendas que han sido construidas en un sistema de taludes naturales y artificiales, sobre los cuales se han

construido edificios habitacionales de cuatro niveles, con dimensiones de 28 metros de largo, 6 metros de ancho y 12 metros de altura, en diferentes alturas sobre el cuerpo del talud; a la vez en la corona del mismo se encuentran ubicados tres tanques de distribución de agua potable propiedad de ANDA de 20 mts. de diámetro y 6 mts. de altura. Los taludes naturales presentan poca vegetación y erosión en su cuerpo y una parte de ellos se encuentran colapsados debido al terremoto del 13 de Enero de 2001, lo cual provocó pánico en los habitantes de la colonia temiendo que ocurrieran nuevos deslizamientos de tierra como los ocurridos en la colonia Las Colinas de Santa Tecla y en diferentes carreteras del país a causa de los constantes temblores que continuaron después de esta fecha y el 13 de febrero de 2001. Esto induce a la necesidad de continuar investigando y estudiando la respuesta de las masas de tierra que componen los taludes a partir de todas las fuerzas a las que son sometidas, así mismo sus propiedades físicas y mecánicas, esto tomando en cuenta factores geológicos y geotécnicos para poder dar soluciones a fenómenos como desplazamientos, aparición del Creep, etc. los cuales pueden ser originados por la falta de mantenimiento que se les da a los taludes; tales investigaciones y estudios sobre la estabilidad de taludes deben estar sustentados en los resultados de los métodos de análisis que tomen en cuenta estos estados de sometimiento como el Método de las Dovelas de Fellenius, el Método Grafico de Taylor, Método Grafico de Jambú, con el fin de dar las soluciones apropiadas.

1.3 OBJETIVOS

Objetivo General

Realizar estudios geotécnicos basados en la mecánica de suelos para conocer la estabilidad e inestabilidad de los taludes de la colonia Santísima Trinidad aplicando tres métodos de análisis más conocidos (gráficas de Taylor, método Sueco y método de Jambú) considerando grandes cargas impuestas en el cuerpo del talud con el fin de proponer soluciones para la seguridad de los usuarios y las estructuras, debido a que los taludes fueron impactados por los terremotos del 13 de Enero y 13 de Febrero de 2001 sucesivamente, y así mejorar las condiciones en que estos se encuentran.

Objetivos Específicos

- Identificar los taludes y laderas inestables en la colonia Santísima Trinidad y las áreas donde estos son más vulnerables para colapsar, haciendo uso de los planos urbanísticos de la zona.
- Aplicar tres diferentes métodos de análisis de estabilidad a los taludes de la colonia Santísima Trinidad analizando su grado de estabilidad y seguridad a fin de proponer soluciones para corregir las condiciones de deterioro en que se encuentran tal que se garantice, que la población afectada pueda permanecer en ese sitio.
- Analizar la falla de los taludes de la colonia Santísima Trinidad sometidos a las diferentes condiciones de carga, gravitacional y sísmica, y los factores de seguridad para estabilidad.

- Dar recomendaciones técnicas, correctivas y preventivas para la seguridad de la población residente en la ladera y de las estructuras existentes en la Colonia Santísima Trinidad.

1.4 ALCANCES

Tomando en cuenta las características geomorfológicas de la zona en estudio, se aplicarán tres diferentes métodos de análisis de estabilidad de taludes para establecer su grado de inestabilidad y estabilidad y dar las recomendaciones pertinentes para la seguridad de las estructuras existentes y de los habitantes de la colonia Santísima Trinidad.

1.5 DELIMITACIONES

Los métodos a utilizar para el estudio de la estabilidad de taludes en la colonia Santísima Trinidad serán el de las graficas de Taylor, el método Sueco y el método de Jambú; se analizará los taludes de las zonas que representan más peligro a la población, realizando pruebas de penetración estándar, pruebas triaxiales y gravedad específica.

1.6 LIMITACIONES

- Debido al elevado costo de las pruebas a realizar, para el trabajo de graduación se analizarán aquellos taludes que basándose en las condiciones existentes en el sitio, se consideren más representativos en cuanto a sus características topográficas, morfológicas y grado de amenaza que estos puedan representar, así como posibles fallas que podrían ocurrir en ellos.

- Ya que la construcción de la colonia Santísima Trinidad esta a cargo de varias empresas constructoras, la propiedad de los terrenos se encuentra en poder de distintas personas o entidades; por lo que el estudio de estabilidad de taludes se realizará en aquellas zonas en donde se obtengan los permisos respectivos para llevar a cabo las pruebas de campo.
- Las pruebas y ensayos de campo y laboratorio se realizarán conforme a la disponibilidad del equipo necesario para llevarlas a cabo, en el caso de no contar con el equipo, este se gestionará a otros laboratorios fuera de la Universidad, previa autorización de la coordinación y asesoría.

1.7 JUSTIFICACIONES.

El uso de taludes en el diseño y construcción de infraestructura han puesto a estas estructuras en un plano de importancia en la ingeniería, tanto por el aspecto de inversión, como por las consecuencias derivadas de sus fallas, debido a los daños materiales y humanos ocasionados, siendo los taludes las estructuras en ingeniería civil que mayor seguridad requieren que se garantice de parte de los proyectistas. Las experiencias e investigaciones sobre taludes han llevado a predecir o conocer el estado de seguridad que estos puedan presentar, así mismo los taludes no mantienen su estabilidad permanentemente en algunos casos, debido a factores internos y externos que aisladamente o en forma combinada producen fallas en estos. Entre los factores externos se tienen los efectos de la erosión, el agua, las cargas de estructuras (casas, edificios, muros, etc.), acción de los sismos. Entre los factores internos están la disminución de la

compresibilidad, cohesión y rozamiento, que se pueden considerar como las causas más relevantes de la inestabilidad de los taludes, que pueden llegar a ocasionar grandes cambios en sus características físicas y mecánicas. Por esto se hace necesario dar a los taludes un seguimiento, basados en criterios geológicos, geotécnicos, hidrológicos y meteorológicos ya que en la estabilidad de taludes no debe considerarse únicamente su diseño para tal efecto, sino también la reparación de los que han fallado o bien su corrección oportuna, sobre todo, después de haber hecho una evaluación del peligro que estos pueden representar a los asentamientos humanos. Los terremotos del 13 de Enero y 13 de Febrero de 2001 en El Salvador, provocaron condiciones para que una gran cantidad de taludes se desestabilizaran y cambiaran en sus condiciones físicas, mecánicas y geométricas, dando lugar a una necesaria evaluación técnica tomando en cuenta: la conformación del talud, propio peso, las cargas impuestas en la corona o en el cuerpo del talud debido a la necesidad de cimentar las estructuras en estas partes, sea el talud en corte o en relleno, u otras que den lugar a situaciones críticas, también a través de pruebas realizadas in situ como en el laboratorio con el fin de conocer la situación actual considerando la amenaza o peligrosidad que los taludes representan.

Las sobrecargas en taludes aparecen como una de las situaciones que con frecuencia se presentan en la colonia Santísima Trinidad, por estar ubicada en una zona con una morfología muy quebrada debido a los accidentes topográficos. Entonces el estudio de estabilidad de taludes se justifica principalmente por ser una zona de asentamiento humano, ya que el colapso de uno o varios de estos taludes representaría un serio peligro a la población al no detectarse las posibles fallas que puedan existir.

1.8 LAS CONSTRUCCIONES EN LADERAS Y TALÚDES

1.8.1 Geología y Geotecnia de las Áreas de Asentamientos Urbanos

Las condiciones geológicas influyen en el uso de áreas de tierra para planear por ejemplo una planta industrial, o una gran región de asentamientos humanos, principalmente la extensión de una comunidad urbana importante. Las características geológicas principales que se deben considerar al iniciar todo trabajo de planeación, en todos los lugares son: 1. La geología superficial, la naturaleza de los suelos superficiales, y los subyacentes; comprendería la profundidad del lecho rocoso, así como el tipo y estructura del mismo. 2. El clima, los registros sobre la precipitación pluvial están íntimamente ligados con las condiciones de las aguas freáticas. Los registros anuales muestran si existen áreas húmedas en donde se esté planeando el crecimiento de las urbes; también mostrarán la profundidad variable a la que se puede encontrar el depósito freático al iniciar la construcción. Estas condiciones son parte de la hidrogeología de un lugar, las cuales deben revisarse con todo cuidado en todas sus manifestaciones. 3. El drenaje natural es de gran importancia debido a cambios que provocarán la erosión así como las acumulaciones que este produce, resultando el moldeo de la superficie terrestre; determinando esto la forma en que se dispongan las estructuras entre sí y sus accesos. 4. Los suelos del sitio, muestrearlos e investigarlos, de modo que se pueda conocer su carácter geotécnico. El estudio global mostrará si se encuentran arcillas expansivas, las cuales pueden causar problemas al absorber humedad, en especial cuando se cubre con material impermeable como el concreto. 5. Evidencias de derrumbes que se hayan

presentado de manera natural en el lugar; pueden ser indicadores útiles de condiciones inestables del suelo, las cuales pueden prevalecer en otros puntos sin que se hayan revelado a través de deslizamientos. De la misma manera deben examinarse los frentes expuestos de las rocas y masas de tierra, en busca de inestabilidad de las mismas o de desprendimientos previos. La presencia de fallas será un recordatorio de la necesidad de estudiar con todo cuidado los riesgos sísmicos asociados con el lugar.

1.8.1.1 Urbanismo Local y Regional

Urbanismo en la Región Metropolitana

Originalmente la capital de El Salvador fue fundada en el cantón la bermuda, departamento de Cabañas, a unos siete kilómetros del sur de Suchitoto en el año de 1528, hasta ser trasladada a su lugar actual en el valle de Zalcoatitán o valle de las hamacas, San Salvador; fue fundada en su lugar actual en 1545 y al año siguiente recibió el título de ciudad. Su primera ruina sísmica ocurrió el 23 de mayo de 1575 con un sismo que tuvo su foco en la zona de Texacuangos. Pese a la acción de los terremotos y sismos en la ciudad de San Salvador y sus alrededores, cada día se desarrollan más edificaciones, vertical y horizontalmente, lo que se deriva en el desarrollo urbano y social de la misma; este obliga a una mayor utilización de terrenos con accidentes topográficos pronunciados, donde las condiciones del suelo son más difíciles y complejas de resolver, debido a condiciones geológicas de las formaciones donde se orienta y a las condiciones morfológicas e hidrológicas. En la actualidad, el acelerado crecimiento del área metropolitana de San Salvador ha superado las expectativas de expansión urbanística,

donde las fronteras delimitadas en el plano general de zonificación (OPAMSS), rápidamente han sido sobrepasadas. La ciudad de San Salvador se extiende sobre una superficie plana del valle, la cual se inclina hacia al este y es cortada por numerosas quebradas y ríos. Al sur está bordeada por la montaña costera, cordillera del Bálsamo, donde se construyó la colonia Las Colinas, parcialmente destruida por un deslizamiento en forma de lodo ocurrido por la acción del terremoto del trece de enero de 2001; también al sur está el cerro de San Jacinto, siendo de las urbanizaciones más conocidas en este sector la colonia Amatepec la cual es muy populosa; al norte está relativamente limitada por los cerros de Mariona y en el oeste por el volcán de San Salvador en cuyas laderas están construidas urbanizaciones como Jardines de Monte Bello, San Antonio Abad. Muchas de las urbanizaciones del AMSS se han construido en laderas de volcanes y cerros, cercanía a ríos y quebradas, de manera que estas se exponen a diversos riesgos. Situación que es menor en urbanizaciones desarrolladas en superficie relativamente plana; donde los deslizamientos de masas de tierra o el desborde de los ríos son causantes de inundaciones y son menos desastrosos.

Urbanismo Local

Al inicio del proceso urbanístico en San Salvador, no muchos se imaginaban el posible crecimiento desordenado y acelerado de esta urbe, en el largo plazo; sin embargo, la falta de espacios para seguir construyendo en zonas relativamente planas han llevado a la utilización de los únicos espacios todavía disponibles, en áreas como la falda de volcán de San Salvador y sus cercanías, donde son características las superficies muy inclinadas.

En la zona oriente del volcán de San Salvador, hay urbanizaciones con varios años de haber sido construidas, tales como Jardines de Monte Bello, otras más recientes y de gran área de construcción son, residencial la Gloria y la colonia Santísima Trinidad. Estos dos últimos residenciales fueron construidos en terrenos de morfología quebrada; las viviendas están dirigidas a la clase media aunque también hay zonas para personas de menor ingreso; en la realización de estas urbanizaciones se ha tratado de optimizar los terrenos inclinados, de manera que no se tengan gastos excesivos en obras de terracería.

1.8.1.2 Las Urbanizaciones y la Planificación de los Espacios

Hasta épocas muy recientes, las técnicas urbanísticas se han integrado a las técnicas de planificación, la relación entre desarrollo urbano y características del suelo tenía un tratamiento relativamente simplista; existían suelos aprovechables para otros usos, diferentes de la construcción. Modernamente, la mejora de las técnicas de cimentación, ha superado este obstáculo, por que se facilita saber si un suelo es apto o no para construir; las modernas técnicas, de tratamiento de suelos, introducidos en las técnicas de edificación dan las posibilidades de aprovechamiento de cualquier suelo. La planificación urbana, la orientación territorial, han pasado a tener en cuenta las características del terreno a usar, como uno de los condicionantes que inciden sobre la planificación para apoyar decisiones de tipo lógico-racional sobre las características físico-espaciales del desarrollo urbano.

Las componentes de la realidad urbana son espaciales y normativas, se pueden dividir en tres grupos: componentes físicas o espaciales, componentes estructurales y componentes

de interacción o de relación entre ellos. La planificación urbana se basa en la zonificación y la estructura urbana. La primera es componente espacial; los planes de ordenación se basan en la yuxtaposición de una serie de normas, relativas algunas de ellas a la clasificación del suelo en cuanto a sus usos permitidos y prohibidos. La estructura urbana engloba todo lo referente a las densidades de actividad, La organización de los usos de las zonas puede ser derivada de los elementos preexistentes en el espacio; se planifica en áreas que ya tienen uso específico, áreas con determinada vocación, espacios que a causa de los elementos que en ellos existen, resultan más aptos para un uso determinado que para otro, no es exclusivamente el suelo el único condicionante a tener en cuenta al diseñar edificaciones, los factores paisajísticos y ambientales u otros de tipo psicológico y económico, son condicionantes a tener en cuenta. La combinación con los diferentes usos del suelo, por superposición generan la zonificación del territorio, a partir del cual se trata de representar el sistema urbano, modelando y ordenando el territorio

1.8.1.3 La Vivienda Alta y Baja en Taludes

En el desarrollo de urbanizaciones en El Salvador, la vivienda baja tiene mucha mayor presencia que la vivienda alta; esto se debe a factores, que pueden ser de carácter cultural, social, de espacio, y/o económico. La vivienda baja se considera más segura a terremotos como a la posibilidad de evacuación en caso de situaciones extremas, como desborde de ríos, erupciones de volcanes, inclusive emergencias por enfermedad de algún miembro del hogar; tiene la desventaja, de ocupar para una misma población una mayor

área para desarrollarse que la que sería necesaria en el uso de la vivienda alta; siendo esta la menos típica en vivienda en El Salvador, a pesar que se cuenta con poco espacio para el crecimiento urbanístico; un ejemplo de construcción de edificios habitacionales con una cantidad fuerte de población es la urbanización “José Simeón Cañas” (Zacamil) en el municipio de Mejicanos, la construcción de vivienda alta y baja en laderas y taludes requiere de un análisis geológico y geotécnico más de fondo con la tecnología y recursos constructivos necesarios para que pueda ser llevadas acabo. Sólo en el AMSS, se tienen algunos ejemplos conocidos de urbanizaciones construidas en laderas y taludes, entre las cuales están: Vivienda baja: Altos del Boulevard, Bosques de Río, ambas en Soyapango; la Cima IV y San Patricio en Antiguo Cuscatlán; Pinares de Suiza y las Colinas en Santa Tecla; la Santísima Trinidad y la Gloria en Ayutuxtepeque, etc.; en vivienda alta: colonia Atlacatl en Soyapango; Condominios Saavedra en San Salvador y la Santísima Trinidad en Ayutuxtepeque.

1.9 GEOFORMAS TERRESTRES

1.9.1 Los Valles y los Asentamientos Humanos

Los valles y los sistemas de valles son rasgos comunes de la superficie terrestre; en extensas regiones, los complejos de valles pueden ser creados por la erosión; separados por áreas más altas, que los agentes erosivos no han desgastado todavía.

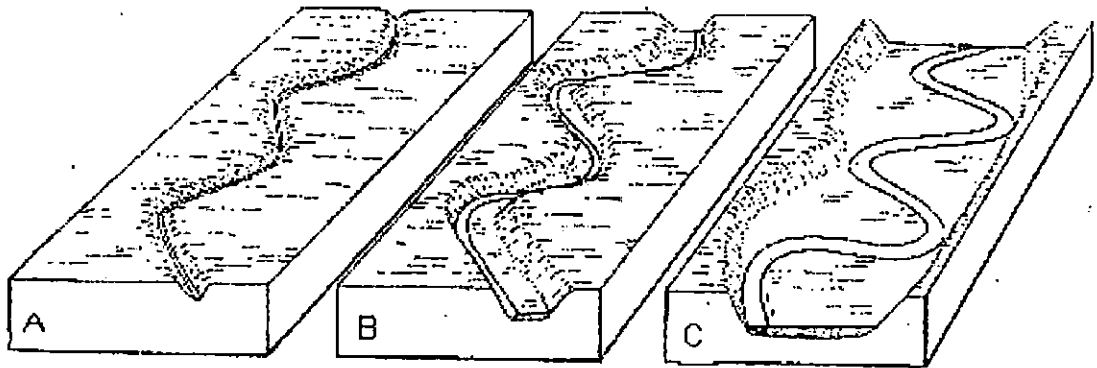
Desarrollo de los Valles.

Escurrimiento laminar y erosión laminar. Cuando llueve en forma persistente el agua

escurre en forma de láminas delgadas y avenidas de agua sobre las superficies de la tierra, o formando redes de arroyuelos muy pequeños. La erosión llevada a cabo por el escurrimiento laminar se llama erosión laminar. Las gotas de lluvia salpican y esparcen partículas pequeñas, y el agua que fluye (sobre todo en forma de arroyuelos) levanta otras más, principalmente por la acción hidráulica. Aunque el área drenada por el escurrimiento laminar sea grande, la superficie presenta muchas irregularidades. La concentración de la esorrentía trae como resultado aumento en la profundidad del agua, mayor turbulencia e incremento de la erosión. Así, las láminas y arroyuelos que convergen llegan a formar una corriente con la cual comienza el corte de un valle. Las corrientes cortan y profundizan sus valles y transportan la carga resultante de partículas de roca, y agua; la conformación de la mayor parte de la superficie del terreno, resulta del trabajo de depositación de las corrientes de agua en suspensión, debido a la erosión laminar por el desgaste de la masa de rocas intemperizadas.

Evolución de un valle. Hay una gran variedad de valles: pequeños y grandes, estrechos y amplios, muy irregulares o suavemente sinuosos, y generalmente un mismo valle presenta diversos aspectos desde sus cabeceras hasta sus desembocaduras. Al comparar la diversidad de valles a través de mapas, los cambios siguen un patrón progresivo; en las primeras etapas del desarrollo de un valle, su fondo es apenas más ancho que el cauce de la corriente, en esta etapa el área de drenaje es pequeña, lo cual deja un excedente de energía disponible para erosionar el lecho; por lo, cual el valle se ahonda (Fig. 1.1A), después comienza a desarrollarse un valle de fondo plano cubierto con aluvión(Fig. 1.1 B). Cuando la corriente ha ensanchado el fondo de su valle hasta alcanzar varias veces la

anchura de su cauce, se forma una serie de meandros,(Fig. 1.1 C). El valle tiene ahora un fondo amplio cubierto con una capa de material aluvial relativamente grueso, resultante del depósito de materiales que la corriente arrastra por su fondo. Si esta rebasa su cauce deposita aluvión muy fino sobre algunas partes del valle convirtiéndolo en una planicie de inundación.



Figural. 1. Cambios sistemáticos que en el transcurso del tiempo se observan comúnmente en un valle. La corriente crea un fondo de valle, lo ensancha y desarrolla meandros.

Asentamientos Humanos

Debido a que la formación de un valle está correlacionada con el paso y crecimiento también de un río, el piso de un valle desarrollado y sedimentado suele ser una zona de gran fertilidad, la cual se presta para el desarrollo de cultivos de diversos tipos, además de contar con una fuente de agua suficiente para que se desarrolle en esta área un asentamiento humano. Desde la experiencia histórica en el aspecto habitacional, se hace más fácil y se tienen mayores beneficios ubicarse en las proximidades de un río, lo cual

puede garantizar las reservas de agua para diversos usos, para consumo humano a través de la excavación de pozos de extracción de agua, para regadíos y plantaciones de los cuales obtienen alimentos; para las labores del hogar como el uso en la preparación de los alimentos, lavado de ropa, etc.

1.9.2 Domos, Montañas, Volcanes y Cerros

1.9.2.1 Domos

Es una estructura de tierra que resulta del moldeo de la superficie terrestre a partir del grado de homogeneidad y compacidad de los suelos naturales en tanto estos se van consolidando o no, generando la morfología y las estructuras geomorfológicas o domos estructurales. La mayoría de las estructuras de domo estuvieron sometidos a varios periodos de erosión. Los domos jóvenes muestran un grado considerable de disección.

Tipos de Estructuras de Domo.

Por lo menos hay tres tipos de estructuras de domo, el domo con núcleo cristalino antiguo de origen ígneo o domos batolíticos; sin embargo, la estructura de domo puede ser muy posterior a la intrusión; el domo lacolítico es producido por la intrusión de una masa ígnea entre los planos de estratificación de rocas o suelos¹¹, para de esta manera formar una masa rocosa cóncavo hacia abajo. Entre los lacolíticos existen todas las gradaciones, las que dan lugar a la formación de domos y filones capas o mantos intrusivos que producen poca o ninguna deformación de los estratos intruidos. Un domo interesante es

¹¹ Pueden tener las características de suelo arcilloso o de otro tipo en varios estratos.

el de estructura criptovolcánica, se piensa que es producida por la liberación súbita de gases volcánicos en profundidad; este en cierto sentido, representa un intento frustrado de formación de un volcán. Morfológicamente tiene en común, un contorno casi circular, una porción central sobreelevada, que generalmente está indicada por fallamiento pronunciado; fragmentos y brechas; y una ausencia de afloramiento de rocas volcánicas. Un domo criptovolcánico tiene un diámetro de unos 3 a 5 Km.; donde las rocas muy resistentes y la parte central del domo es alta, tanto topográfica como estructuralmente, pero si las rocas son débiles hay una cuenca topográfica central. Domos de sal, son pequeñas estructuras de domos producidas por la intrusión de sal en estratos de rocas. Un domo de sal típico ¹² es una estructura anticlinal con un núcleo de sal que puede tener o no un capuchón macizo de anhidritas, yeso, caliza o dolomía. Varía en forma desde flexuras agudas, similares a crestas, hasta domos circulares bajos y planos. El diámetro de un domo de sal es de 1.5 a 6.5 Km. Desde el punto de vista topográfico, los domos de sal se pueden correlacionar positiva o negativamente con la estructura geológica, pero más comúnmente sobresalen entre unos pocos y varios centenares de metros por encima de sus alrededores. Considerados como una clase, son los menos disectados entre las estructuras de domo, pero su presencia aun la de los más pequeños puede estar indicada por la topografía o por la vegetación asociada. Combaduras dómicas anchas, en estas la inclinación de la roca puede ser tan suave que aparenta ser horizontal, en cuyo caso la estructura dómica es visible sólo a causa de la presencia de rocas de edad más antigua en el centro de rocas progresivamente más jóvenes hacia la periferia así como el desarrollo

¹² La catedral de sal en Zipaquirá, cerca de Bogotá, DF Colombia.

de una serie de cuestras alrededor de los flancos del domo. Es difícil decir si los domos de este tipo son solamente el resultado de anchas combaduras epirogénicas de la corteza terrestre o en parte del resultado de actividad ígnea profunda.

1.9.2.2 Las Montañas

En el lenguaje común, el término montaña se aplica a cualquier masa terrestre que sobresale en forma notoria sobre sus alrededores. No existen medidas límites respecto a la altura mínima y al tamaño de los rasgos topográficos, que se tomen en cuenta. En una región de planicies bajas, los cerros con alturas de sólo unos cuantos cientos de metros, se designan como montañas, en otras zonas muy plegadas e irregulares, de unos 600 mts. de altura son conocidos como montes, colinas o cerros. Una característica esencial de las montañas es la anchura relativamente limitada de su cima. Las grandes fajas de montañas de la Tierra tienen su origen principalmente en grandes perturbaciones de las rocas de la corteza terrestre. En geología, las montañas son tierras altas, alargadas, como consecuencia de la deformación en gran escala de las rocas de la corteza; efectos de esa deformación son los plegamientos, la formación de fallas y el metamorfismo.

1.9.2.3 Volcanes

El tectonismo está directamente relacionado con los movimientos de la corteza terrestre y los efectos que producen. Una zona de gran actividad tectónica es América Central, ya que gran parte de sus volcanes están en constante erupción, así como muy a menudo ocurren sismos de diversas intensidades. Los movimientos tectónicos pueden ser

epirogenéticos, que están relacionados con la formación de los continentes, y la orogenia como la formación de montañas; ambos movimientos se verifican de manera lenta y continua. Los movimientos tectónicos orogénicos, destruyen la secuencia de los estratos de roca, y se verifican en un área limitada. Cuando las rocas han sido plegadas, arrugadas y retorcidas como consecuencia del engrosamiento de la corteza, se tiene una zona orogénica.

La epirogénesis y la orogénesis pueden influirse recíprocamente; en América Central, el levantamiento epirogenico inicial dió origen a una línea de debilidad tectónica paralela al litoral pacífico, en la que posteriormente se formaron volcanes, que permanecen activos. Los macizos volcánicos están sujetos a movimientos orogénicos de asentamiento, provocados por la eyección de lavas al exterior, dando lugar a un vacío en el subsuelo, esto produce fallas, cuyos efectos sensibles se registran en los sismógrafos en forma de sismos o temblores.

Tipos de Volcanes

Hay cuatro tipos de volcanes: conos basálticos, domo basáltico o en escudo, conos de ceniza y volcanes compuestos o estratovolcanes. Esta clasificación se basa principalmente en que la pila volcánica se haya formado como resultado de la efusión de lavas fluidas o efusivas, o bien que sea especialmente el producto de materiales piroclásticos eyectados o, como una combinación de los dos. Esencialmente, un volcán consiste en un conducto volcánico central al cono y a veces lateral y un cráter. Los materiales fluidos o sólidos emitidos desde el conducto volcánico central, es la principal causa determinante del

empinamiento de sus pendientes. Los conos basálticos son raros, y probablemente sean más bien bajos que altos, debido a la fluidez de la lava. Los volcanes en escudo se forman donde la lava basáltica es expelida en forma fluida y, aunque pueden lograr gran altura, tienen bases tan amplias que no logran formar cono. La expulsión lateral de lavas por fisuras radiales es típica de los volcanes en escudos, aunque parece probable que en sus primeras etapas de desarrollo la mayor parte de la erupción sea producida por orificios centrales. Los conos de ceniza se levantan donde las erupciones son del tipo explosivo con predominio de materiales piroclásticos. El crecimiento de un cono de ceniza comienza alrededor de un cráter con un anillo circundante de detritus piroclásticos que constan de ceniza, lapilli y materiales más gruesos, esto constituye un anillo de toba, particularmente cuando está compuesto de materiales de tamaños muy finos. Los conos de ceniza, raras veces logran alturas que excedan los mil metros. El estratovolcán muestra una estratificación brusca producida por la alternancia de mantos de lava y material piroclástico. Su estructura evidencia periodos alternantes de erupciones explosivas y erupciones tranquilas. La lava intruida en fisuras se solidifica formando diques; si ha sido inyectada entre capas de materiales fragmentarios de eyección, constituye filones capas. Las corrientes de lava aislada que salen de un cráter o lateralmente de un cono pueden formar extensiones semejantes a lenguas o dedos y constituyen las coladas. La mayoría de los grandes volcanes del mundo son compuestos o estrato volcanes.

1.10.LADERAS Y TALUDES

1.10.1 Laderas

Son inclinaciones que se han conformado geológicamente en una forma natural; contienen todas aquellas pendientes fuertes o cambios bruscos o graduales de nivel que se forman en costados y faldas de domos, volcanes, montañas y cerros.

1.10.2 Taludes

Son estructuras de tierra, naturales o artificiales, de altura e inclinación relativa, generalmente se les puede distinguir una geometría regular para propósitos o requerimientos de diversas obras de ingeniería. Cuando se realizan cortes o rellenos, casi siempre se conforma un talud.

1.10.3 Tipos y Causas de Falla en Taludes

Toda masa de suelo situada bajo la superficie de una ladera o talud natural, o bien bajo la superficie del talud de un desmonte o excavación, tiene tendencia a desplazarse hacia abajo y afuera por efecto de su propio peso; cuando esta tendencia es contrarrestada por la resistencia al corte del suelo, el talud es estable; en caso contrario, se producen deslizamientos. En los taludes naturales o artificiales pueden originarse deslizamientos como consecuencia de perturbaciones externas como la socavación al pie de un talud existente o por una excavación con paredes no apuntaladas; sin embargo, esto también ocurre sin provocación externa en taludes que han permanecido estables durante muchos

años. Las roturas de este último tipo se originan como consecuencia de un aumento temporal en la presión del agua en los poros, o bien a raíz de un deterioro progresivo de la resistencia del suelo. Los tipos de falla más frecuentes que ocurren en taludes son los siguientes:

- a) Falla por deslizamiento superficial, cualquier talud está sujeto a fuerzas naturales que tienden a hacer que las partículas y porciones de suelo próximas a su frontera deslicen hacia abajo; el fenómeno es más intenso cerca de la superficie inclinada del talud a causa de la falta de presión normal sobre esta. Como una consecuencia, esta zona puede quedar sujeta a un flujo viscoso hacia abajo, que generalmente se desarrolla con extraordinaria lentitud o de forma súbita. El desequilibrio puede producirse por un aumento en las cargas actuantes en la corona del talud, por una disminución en la resistencia del suelo, al esfuerzo cortante, en el caso de laderas naturales por la propia conformación geológica cuando el buzamiento de los estratos son favorables al movimiento relativo entre las capas. El fenómeno es muy frecuente y peligroso en laderas y, en este caso, generalmente abarca áreas tan extensas que cualquier solución para estabilizar una estructura alojada en esa zona escapa a los límites de lo económico.
- b) Falla por movimiento del cuerpo del talud, pueden ocurrir movimientos bruscos que afectan a masas considerables de suelo, con superficies de falla que penetran profundamente en su cuerpo. Estos fenómenos se conocen como deslizamientos de tierras y lo hay de dos tipos 1) se define una superficie de falla curva, a lo largo de la cual ocurre el movimiento del talud, siendo esta falla por rotación 2) las fallas ocurren a lo largo de superficies débiles, asimilables a un plano en el cuerpo del talud o en su base;

estos planos débiles pueden ser horizontales o muy poco inclinados respecto a la horizontal y son los que provocan fallas por traslación. La falla por rotación en los taludes es rápida e instantánea, a lo largo de una superficie curva que se desarrolla al interior del cuerpo del talud; generalmente estas fallas se dan en obras de terracerías debido a lo cual se les da el nombre de fallas en taludes artificiales, ya que los taludes son formados como consecuencia de la acción del hombre y su proceso de construcción y la consiguiente transformación es de la naturaleza (figura 1.2).



Figura 1. 2 Deslizamiento rotacional en suelo

Las fallas rotacionales son comunes en taludes compuestos de suelos arcillosos homogéneos, estas afectan zonas profundas del talud, cuanto más escarpado sea, tienen lugar a lo largo de una superficie de deslizamiento interno, de forma aproximadamente circular y cóncava hacia arriba; las superficies circulares puede originarse en tres partes diferentes del talud, según las características resistentes del suelo, altura e inclinación del talud etc. resultando los siguientes tres casos: a) la superficie de rotura corta al talud por encima de su pie, se denomina superficie de rotura por el cuerpo del talud. b) la salida se produce por el pie del talud y queda por encima de la base, recibe el nombre de superficie

de rotura de pie del talud. c) la superficie de rotura pasa abajo del pie del talud con salida en la base del mismo y alejada de este, se denomina superficie de rotura de base del talud. 2) las fallas por traslación generalmente ocurren en superficies planas en estratos poco resistentes localizados a poca profundidad bajo el talud, la capa superficial del cuerpo del talud, donde están los estratos débiles que por lo general son arcillas blandas, arenas finas o limos plásticos sueltos (figura 1.3), estas deslizan sobre las capas más compactas dando lugar a que la superficie desconfigurada deslice por gravedad y provoque la caída de la masa de suelo. Las fallas del suelo en bloque, están asociadas a discontinuidades y fracturas de los estratos de suelo que forman un corte, o una ladera natural siempre en añadidura al efecto del estrato débil subyacente. Las fallas de una franja superficial son típicas de laderas formadas por suelos arcillosos meteorizados en las formaciones originales. También la caída del talud se suele provocar por el efecto de las sobrecargas a las cuales puede estar sometido el talud construido sobre la ladera. En deslizamientos traslacionales la masa del terreno se desplaza hacia fuera y hacia abajo, a lo largo de una superficie más o menos plana o suavemente ondulada. Comúnmente el movimiento de la masa deslizada hace que esta quede sobre la superficie original del terreno; estos deslizamientos están controlados por discontinuidades (estratificación, fallas tectónicas), influyendo la variación de la resistencia al corte entre estratos de diferente composición, diferente grado de meteorización, distintos tipos de rellenos en discontinuidades, etc..

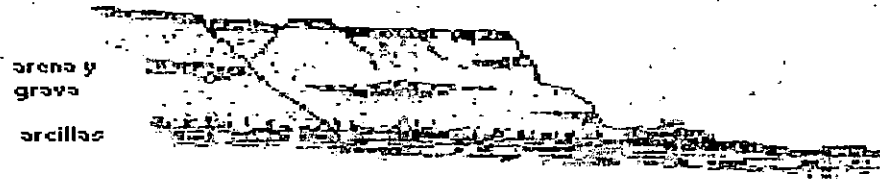


Figura1. 3 Deslizamiento traslacional en suelo

Otros tipos de falla importantes que se puedan identificar son las siguientes:

Falla por erosión. Son fallas de tipo superficial provocadas por arrastre de viento y agua, en los taludes. El fenómeno es tanto más notorio cuanto más empinadas sean las laderas o taludes.

Falla por licuación¹³. Estas fallas ocurren cuando en la zona del deslizamiento el suelo pasa rápidamente de una condición más o menos firme a otras con pérdida casi total de la resistencia al esfuerzo cortante debido a la acción de infiltración, precolación y reacción química mineralógica del agua así como la composición de la estructura del suelo. El fenómeno puede ocurrir tanto en arcillas extrasensitivas como en arenas poco compactas.

Fallas en Laderas

La falta de resistencia del suelo es producida por pérdidas en la presión de confinamiento, lo que produce falla de suelo en continuo y lento deslizamiento de ladera abajo,

¹³ Este fenómeno de licuación del suelo ocurre no solo por efecto del agente exógeno agua, sino a la vez por otros endógenos y dinámicos como los movimientos tectónicos o sísmicos, y la movilidad de aguas subterráneas y la actividad volcánica propia de la dinámica interna de la corteza terrestre. Además el peso y la sobrecarga de las estructuras impuestas al suelo son causa de este factor en la interacción suelo- estructura

superficialmente. La acción de esta falla afecta áreas grandes sin provocar superficies de deslizamiento, su velocidad es lenta y el desplazamiento es del orden de los centímetros por año; así, hay falla estacional y falla de tipo masiva. La falla estacional se da sólo en la corteza superficial que sufre la influencia de los cambios climáticos, ya sea por hundimiento y secado o por contracciones y expansiones térmicas, la falla masiva afecta a capas de tierra más profundas, es provocada por los efectos gravitacionales ya que no se tiene contacto con la superficie.

Falla por deformaciones acumulativas; está referida al movimiento que tienen las grandes masas de tierra al deslizarse ladera abajo, esto ocurre en laderas formadas por suelos heterogéneos, no consolidados y bajo la acción casi exclusiva de las fuerzas gravitacionales; debido a estas fuerzas se desarrollan estados de deformación continua muy lenta en zonas del interior de la ladera donde existen concentraciones locales de esfuerzos. En tales condiciones, la deformación puede darse durante largo tiempo provocando la ruptura del suelo y la formación de una superficie de falla en el interior. Una vez originada esta superficie de falla, podrían producirse deslizamientos de masa de tierra o bien mantener esa masa en estado de equilibrio crítico o de inminencia, todo ello dependerá de la inclinación formada y de la homogeneidad o heterogeneidad de las partículas del suelo existentes en la superficie de falla así como de la compacidad. La superficie de falla típica de un proceso de deformación acumulativa es de forma casi plana, originada por la geología de la zona, pues en una ladera las estratificaciones tienden a seguir la forma del límite exterior de ella.

Flujos de suelo, se presentan como movimientos más o menos rápidos de toda o una parte de la ladera, desde el cabezal a lo más empinado del cuerpo de este, en donde la distribución de velocidades recuerda durante su desplazamiento la de un líquido viscoso en movimiento. Atendiendo al contenido de humedad de la masa de suelos estos son de dos tipos como sigue:

Los flujos en materiales secos, estos son los que pueden ser provocados por temblores en la corteza terrestre superficial en zonas afectadas por fracturación o diaclasamiento como resultado de fragmentos de roca que se han soltado entre sí llegando a una liberación natural. Los flujos provocados por sismos ocurren en suelos relativamente secos que al sentir el efecto del temblor rompen de una forma rápida la estructura del material que lo compone. Flujo en materiales húmedos, son los deslizamientos que tienen como principal actuante el agua contenida en el suelo. Se les puede llamar flujos de lodo cuando el contenido del agua es muy elevado o casi líquido y además predomina más el suelo que la roca. En estos, la forma típica de deslizamiento puede variar de unos pequeños que se mueven pocos centímetros por año, hasta otros grandes o de gran volumen con movimientos rápidos y catastróficos; dependiendo de las condiciones para que la ocurrencia de falla sea rápida o lenta; por ejemplo, las variaciones estacionales del clima influyen en que los flujos sean lentos o rápidos; así, mientras que los flujos rápidos se dan cuando hay precipitaciones pluviales fuertes, deshielos en zonas de nevados, como el nevado del Ruiz, en Colombia, o zonas templadas donde fueron hielados y por descompresionamiento los suelos se van soltando, esto es por ejemplo en páramos o zonas monzonicas de destemplamiento.

1.11 FACTORES QUE CONTRIBUYEN A LA INESTABILIDAD DE LOS TALUDES.

1.11.1 Factores naturales:

1.1 El agua líquida, constituye el agente natural de mayor incidencia como factor condicionante y desencadenante en la aparición de inestabilidad de taludes y laderas. Las aguas subterráneas como tales, en forma de corrientes y reservorios subterráneos, se encuentra distribuida de forma intersticial en los suelos, tal que condicionan la estabilidad de los mismos; ejerce una serie de disoluciones y otros cambios físicos y químicos en el terreno, que disminuyen las características resistentes del mismo ya que el agua que se halla confinada puede producir subpresiones. La lluvia constituye un factor desencadenante de inestabilidades, y contribuye a aumentar la acción de factores como la meteorización, acción de las aguas subterráneas, etc; se origina una removilización superficial de los suelos, que puede disminuir la capacidad de infiltración del mismo, al taponar las partículas removidas en las aberturas naturales del suelo, por aumento de subpresiones del terreno al infiltrarse por discontinuidades y grietas, y produce una sobrecarga debida a su propio peso. Cuando se trata de suelos cohesivos, se puede dar absorción de agua y producir el inchamiento de los mismos, haciendo incrementar las presiones efectivas del terreno.

1.2. Vulcanismo y Sísmicidad, constituyen factores desencadenantes de grandes deslizamientos de tierra, pudiendo ocasionar daños graves; cuando ocurre un seísmo o sismo se generan vibraciones que se propagan como ondas de diferente frecuencia. La

aceleración vertical y horizontal asociada a esas ondas, origina una fluctuación del estado de esfuerzos en el interior del terreno afectando al equilibrio de los taludes. Así, se puede producir una perturbación en el grado de consolidación de los suelos, disminuyendo su cohesión real o aparente; en algunas arenas finas saturadas sin drenaje y en las arcillas, el desplazamiento o rotación de los granos puede dar como resultado una súbita desconfiguración de la estructura del suelo, desintegrándose este y se produce el fenómeno de licuefacción del suelo, esto como consecuencia del incremento de presión del agua intersticial; esta acción sísmica es compleja y origina fenómenos de deformacionales en los suelos que pueden ser de tipo sismo tectónico o sismo gravitacional; el primer tipo es manifestación de los movimientos que se producen en la corteza a lo largo de fallas o plegamientos, producidos durante terremotos de intensidad mayor que 6,5(escala de Mercalli), las características de la deformación dependen de la naturaleza de los esfuerzos con independencia de las fuerzas gravitatorias; en los fenómenos de deformacionales de tipo sismo gravitacionales, principalmente, los suelos movilizados en masa se extienden sobre grandes áreas debido a la contribución de la gravedad, particularmente si han habido vibraciones de larga duración. El factor sísmico de mayor incidencia en los movimientos de los taludes es la intensidad de la sacudida, a partir de 6,5(escala de Mercalli), y en menor medida su duración, en las regiones sísmicamente activas, los terremotos son la causa predominante de los movimientos en taludes tal como sucede en El Salvador¹⁴. Los volcanes activos, llevan asociados movimientos sísmicos de características específicas en cuanto a su intensidad,

¹⁴ En el terremoto del 13 de enero de 2001 ocurrieron 445 derrumbes en todo el país y en el terremoto del 13 de febrero de 2001 se dieron 71 derrumbes a nivel nacional, (fuente CORN)

frecuencia, etc., originan modificaciones en las laderas que forman sus conos y en los materiales depositados sobre los mismos.

1.11.2 Factores artificiales.

El desarrollo de los países incluye un conjunto de actuaciones, adecuadas, para crear infraestructura que permita el progreso de los mismos a través de la actividad humana, esta constituye una de las causas con mayor incidencia en la generación de inestabilidad de taludes; aunque a veces se pueden tener consecuencias de menores daños que por causas naturales, siempre, cualquier inestabilidad de talud y ladera llega a producir daños a la naturaleza y al hombre mismo. Las excavaciones, constituyen uno de los factores más comunes, debido a la necesidad de las mismas en las obras civiles (desmontes, túneles, etc.); se necesitan estudios detallados que garanticen la estabilidad de los taludes creados. Se producen variaciones del estado de equilibrio del terreno, traduciéndose en descalce de potenciales superficies de deslizamiento y desequilibrio de masas. Las sobrecargas, al terreno en taludes o laderas, provocan movimientos que modifican el entorno natural en que se produce esta acción; resultan del incremento de pesos, debido a diversos tipos de construcciones, sobre el terreno natural; por la construcción de rellenos y terraplenes, acopios de materiales de diversa índole, etc; también puede producirse por el peso del agua infiltrada en el terreno, como consecuencia de fugas en las tuberías, alcantarillado, canales, depósitos, etc., el efecto producido es, generalmente un incremento del esfuerzo de corte del terreno, y cuando se trata de suelos con alto contenido en arcilla, se origina un aumento de la presión intersticial. De esta

forma, se modifican las condiciones de equilibrio existentes en el terreno, pudiendo darse diferentes tipos de movimientos en masa del suelo.

1.12 TIPOS DE TALUDES USADOS PARA CONSTRUCCIÓN

Taludes artificiales, son los que han sido hechos por el hombre en las múltiples obras de ingeniería, generalmente; se les denomina cortes o terraplenes, según su origen de formación, por el requerimiento de la obra o problema a resolver. Dentro de los taludes artificiales también existen diferencias entre cortes y rellenos: los terraplenes, constituyen una estructura de tierra construida con suelo en cantidades proporcionalmente controladas, ya que generalmente se conocen las características de los suelos utilizados y las condiciones en que los rellenos son ejecutados. En los cortes, la estructura de los suelos se conserva intacta y únicamente se protege; la formación y composición natural de los suelos, en su homogeneidad y en su disposición, caracterizan la respuesta por funcionamiento.

1.12.1 Partes que Conforman un Talud

Las partes que conforman un talud son: corona, cuerpo, base, pie, altura y ángulo de inclinación respecto a la horizontal.(figura 1.4).

La corona es la parte que se encuentra más alta en el talud, le puede seguir un área plana o con una inclinación inferior al escarpe del talud (2% - 5%), y puede formar parte de la base de un nuevo talud si lo que se tiene es un sistema de taludes en elevación. La base sirve de sustento para el cuerpo del talud, puede o no estar constituida del mismo

suelo del talud, pudiendo ser roca, suelo con formación natural o incluso un relleno. El pie del talud es la frontera entre la base y el cuerpo, es decir en el punto donde comienza la inclinación con respecto a la horizontal. Los valores de la altura y el ángulo de inclinación son utilizados para el cálculo del factor de seguridad al aplicar un método de análisis de estabilidad.

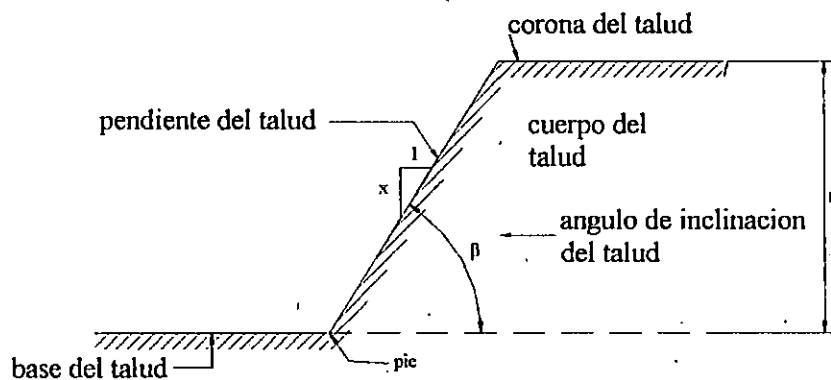


Figura 1. 4 Partes que conforman un talud

1.12.2 Ventajas del Uso de Taludes en la Construcción

Las ventajas que proporciona la construcción de los taludes, ya sea estos en corte o en relleno, radica en la utilidad que presentan en dos aspectos diferentes, el uso del talud en sí como estructura para salvar desniveles del terreno, o bien como medio para que sobre él pueda construirse otras estructuras. Los taludes son estructuras que contribuyen a la ejecución de proyectos que se construyen en terrenos topográficamente irregulares, y otras obras de mayor complejidad que necesitan del talud para que puedan llevarse a cabo

Ventajas del talud de acuerdo al tipo de obra complementaria

a) Urbanizaciones, para su construcción se hace uso de terrenos generalmente con morfología muy quebrada, como las laderas, y no se cuenta con áreas planas en donde la urbanización pueda desarrollarse, preferencialmente de ahí la necesidad de taludes artificiales, con el objeto de cambiar niveles de terraza entre lotes de terreno, los cuales pueden evitar construcción de muros de contención.

b) Caminos, carreteras y vías urbanas, por los grandes movimientos de tierra que deben realizarse para este tipo de obra, no se puede diseñar y ejecutar estos proyectos sin llegar a considerar la construcción o conformación de taludes, siendo esta la estructura más compleja que las conforman. Los taludes tienen la función de dar soporte lateral a la vía, ya sea en corte como en terraplén.

c) Diques y presas de tierra, los diques son estructuras de tierra de poca altura cuya función es la de proteger las áreas bajas de poblaciones, plantas industriales y terrenos de cultivo; al construirse en superficies reducidas las pendientes del dique aumentan y se diseñan en base a un análisis de estabilidad. Las presas de tierra se proyectan para embalsar agua, y sus paredes inclinadas están más expuestas a ser inestables cuando desempeñan la función de represado. Las presas deben presentar seguridad contra la falla hidráulica y seguridad contra la falla estructural, esta última debe ser garantizada mediante un análisis de estabilidad de taludes

1.12.3 Suelos Componentes del Talud

El tipo de suelo es correspondiente con la inestabilidad que se pueda producir en los taludes, los suelos que lo componen son de diferente grado de consolidación, las cuales pueden desarrollarse in-situ en los macizos rocosos como los suelos residuales o bien pueden haber sufrido transporte y encontrarse sedimentados o acumulados. La vulnerabilidad de los taludes resulta de la degradación de los suelos o las rocas a partir de los distintos procesos de meteorización cuando por agentes exógenos y otros endógenos influyen a la superficie terrestre.

Como material de relleno se consideran los depósitos acumulados debidos a la realización de determinadas obras o actividades, generalmente compuestos de materiales heterogéneos.

1.12.3.1 Suelos

Se constituyen de un conjunto de partículas sólidas, sueltas o poco cementadas, más o menos consolidadas, de naturaleza mineral, fragmentos de roca, materia orgánica, etc., con fluido intersticial rellenando huecos y que han podido sufrir transporte o desarrollarse in situ. Las masas de suelo se asemejan al de un medio continuo y homogéneo. Las superficies de rotura se desarrollan en su interior, sin seguir una dirección preexistente. Atendiendo a su génesis los suelos pueden ser Transportados, coluviones, aluviales, glasis, aglomeráticos, sedimentados, etc.; desarrollados in situ o eluviales, gradándose

según su estructura y composición; también por su génesis pueden ser residuales, acumulados, cementados; otros por su composición margosos, calcareos, ferroginosos.

1.12.3.2 Rellenos

Son depositaciones artificiales, realizadas en construcciones de obras civiles (terraplenes, presas de tierra, etc.) o bien son acumulaciones de suelos naturales o intencionados por el hombre, cuando las características de los suelos están en contacto difieren considerablemente como en los terraplenes a media ladera, pueden producirse movimientos en el contacto de los materiales que constituyen el núcleo y cimiento del terraplén respectivamente.

1.12.3.3 Medios rocosos

Las rocas constituyen macizos rocosos como medio discontinuo o continuo según su estado natural, dispuestas en bloques sólidos o separados por discontinuidades; dependerá de las características de las discontinuidades (estratificación, diaclasas, fallas, esquistosidad, líneas de debilidad, etc.) así como de la litología de la roca matriz y su historia evolutiva para juzgar sus propiedades y calidad. En las discontinuidades se consideran el tipo y origen, distribución espacial, tamaño y continuidad, espaciado, rugosidad, naturaleza del relleno, etc. De la roca matriz ha de conocerse su naturaleza, características resistentes, meteorización, alterabilidad, etc.

1.13. CLASIFICACION TIPOLOGICA DE LOS MOVIMIENTOS DE LADERA

La identificación y caracterización de los fenómenos de ladera debe apoyarse en una clasificación de estos, como la propuesta por D. J. Varnes, 1978 basado en la que había propuesto en 1958; asimismo la de Collin¹⁵ 1846, ver figura 1.5

Los movimientos de masas de tierra, son fenómenos naturales moduladores de la superficie terrestre que buscan el equilibrio de masas de tierra en laderas, cuya inestabilidad ha sido originada por la erosión, alteración, sobrecarga naturales o artificiales, o modificación de subpresiones por cambio de nivel freático o circulación de agua subterránea; son de naturaleza compleja debido a la composición y estructura geológica, evolución de las laderas y sus dimensiones y las condiciones climáticas. Así, llegan a desarrollar movimientos con variadas velocidades movilizando pequeños o grandes volúmenes, en formas muy variadas. Los daños económicos y víctimas que ocasionan han impulsado su estudio para preverlos¹⁶.

1.13.1 Clasificación de los Movimientos de Ladera

Los movimientos en masas de suelo de ladera en condiciones climáticas, topográficas y geológicas estructurales muy diversas es posible clasificarlos por sus formas, velocidad del movimiento y materiales movilizados, tipo de rotura sufrida, composición genética o litológica.

¹⁵ Curso de Geología y Diseño de Túneles. Universidad Politécnica de Madrid,

¹⁶ Zonas de movimientos en volúmenes de masas de tierra que han evolucionado, han ocurrido fortuitamente por sismo o que han sido provocados, se tienen los respectivos casos en Chalatenango, "Cárcava la Zompopera"; en San Vicente la Curva "La Leona", en la libertad La cordillera El Bálamo; y el caso de la urbanización Montebello en San Salvador.

García Yagüe, 1966, basado en D. J. Varnes, 1958, clasifica los terrenos constituidos por suelos finos poco consolidados y los rocoso más consolidados y compactos, los diferentes tipos de movimiento, se muestran en la Figura 1.5

1.13.1.1 Caídas.

La roca por desprendimientos se traslada por el aire en trayectoria vertical, o por desplomes, la masa de roca poco troceada, describe una trayectoria curvilínea girando sobre una arista próxima a su base, colapso trayectorias subverticales con desorganización de la base de apoyo. de la base de la estructura rocosa; y desmoronamiento de un bloque o baja de acantilados por ejemplo en la pedrera “Los chorros”.

1.13.1.2 Desplazamientos.

Se dividen en dos grupos:

Deslizamientos. En superficies curvas, aunque incluyan tramos planos o sub planares. Su tipo clásico es el rotacional, con desplazamientos por giros de la masa movida, y que pueden presentarse en todo tipo de terreno, siendo de mayor volumen en terrenos relativamente rocosos.

Traslaciones o deslizamientos rotacionales, con radio de giro infinito. Sin embargo, en ellos predomina una superficie planar impuesta por debilidades o discontinuidades preexistentes. Se dividen en los siguientes tipos:

- **Resbalamientos.** Desplazamientos rápidos de grandes bloques.

- **Desplazamientos concordantes y discordantes.** Son fenómenos análogos, no rápidos, sobre superficie estratigráfica preexistente. El primero de estos dos fenómenos, puede ser extremadamente lento, con procesos simultáneos de destrucción de los bloques en movimiento y hundimiento por fluxión en el terreno sobre el que resbalan. Estos pueden considerarse que en su última fase de acción se enlazan y confunden con la fase de acomodación de las masas movilizadas.
- **Reptaciones.** Afecta a la zona más superficial y/o arcillosa. Se produce por desecación y entumecimiento de pequeños bloques.
- **Corrimientos de roca y detritus.** La masa movida se desorganiza y se trocea desde el inicio del fenómeno.

1.13.1.3 Flujos.

La masa de suelo se desplaza como un fluido con viscosidades muy variables, que van desde desplazamientos de tipo plástico, extraordinariamente lentos, hasta movimientos turbulentos. Los primeros incluyen los flujos de roca, pero estos también pueden ser considerados como deformaciones de los macizos, que con frecuencia concluyen en algunos de los movimientos de laderas, ver figura 1.5d . Los movimientos considerados son:

- **Golpes de arena y limos o loess.** Movilización brusca de estos materiales sin necesidad de un alto contenido de humedad. En ladera queda el hueco de los materiales movidos, que se desplazan como un fluido y a veces, tras labrar una

vaguada, se extienden al pie de la ladera como un abanico de deyección amplia y suave.

- **Irrupción.** Se produce a expensas de un corrimiento en áreas de fuerte pendiente. La roca muy troceada se traslada valle abajo a gran velocidad, con aspecto de avenida de rocas y tierras.
- **Aludes.** Puede afectar a grandes masas de detritus o aluviones. Sus características de brusquedad, formas externas resultantes y mecanismos, se enlazan con los corrimientos.
- **Corrientes de tierra.** Se producen en valles previos o labrados por el propio movimiento que es rápido, con un elevado contenido de agua.
- **Torrentes de detritus, arena, limos o tierra.** Son fenómenos rápidos enlazados con las corrientes en valles o vaguadas más o menos pronunciados.
- **Flujos.** El movimiento es lento o muy lento, de tipo laminar, con mayor velocidad junto a la superficie, y en general con periodos de reactivación en las épocas lluviosas. En las que se distinguen los flujos de laderas, de dimensiones reducidas; en manto, que afectan a laderas completas; y en valle que movilizan los materiales que en el han sido depositados.
- **Soliflucción.** Fenómeno característico de las arcillas sensibles. Su licuefacción, movilización y rápida estabilización es característica singular.
- **Complejos.** Son el resultado de la combinación de más de un tipo de los diferentes movimientos de ladera, incluye también la combinación múltiple de más de un mismo tipo de rotura.

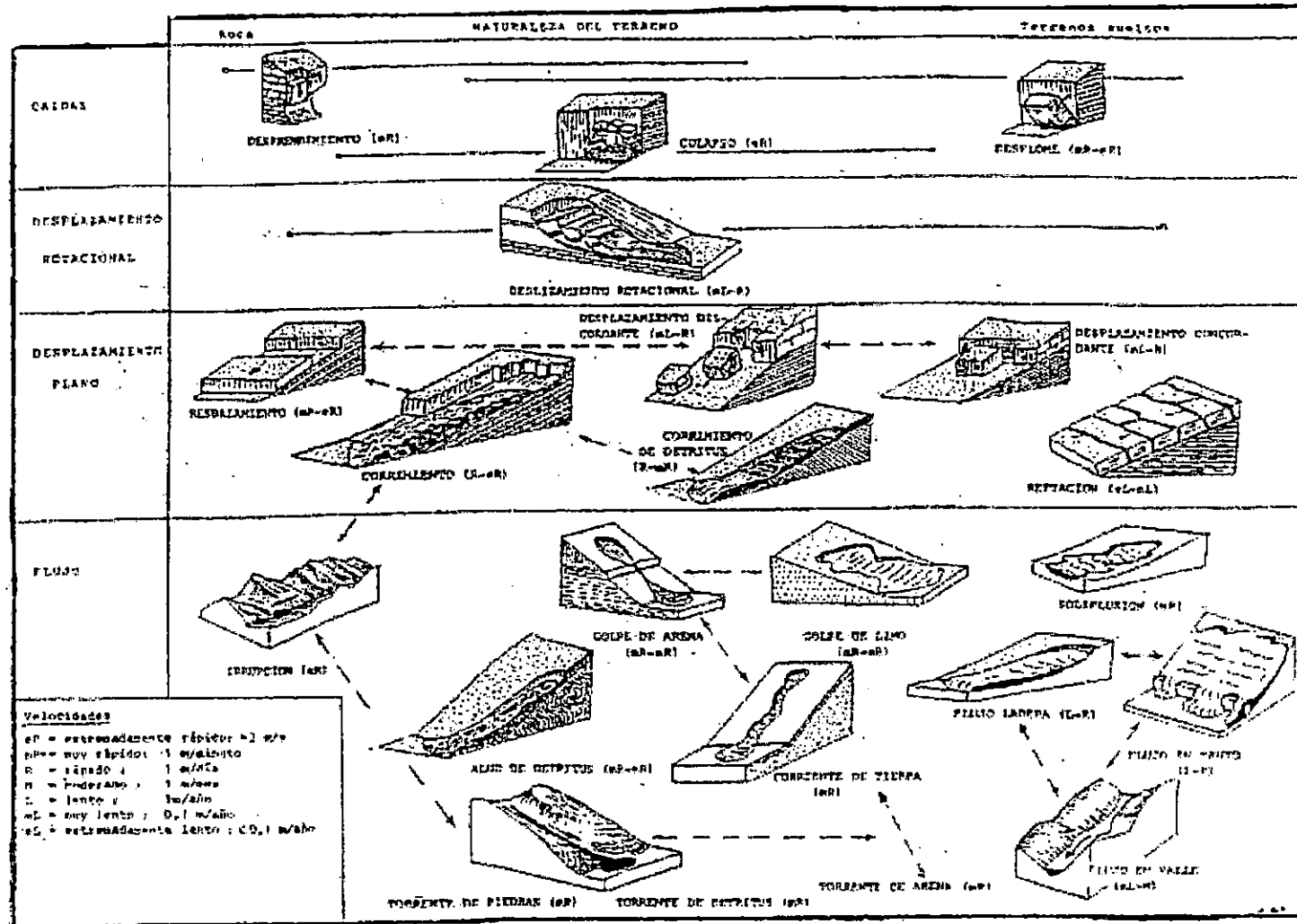


Figura 1.5 Clasificación tipológica de los movimientos de ladera según García Yague

1.14 ROTURA DE TALUDES

El macizo rocoso se compone de roca intacta. La roca, en general de elevada resistencia, se encuentra dividida por una serie de planos de discontinuidad, cuya resistencia es muy inferior al macizo rocoso. Estos planos de discontinuidad puede originarse por factores como, la sedimentación que origina planos de discontinuidad de grandes dimensiones, los esfuerzos tectónicos originan las diaclasas y fallas; cuando un macizo rocoso presenta planos de discontinuidad, estos están en función de la orientación relativa entre estos planos y los esfuerzos. Por esta razón un macizo rocoso puede ser un medio discontinuo, ya que tiene planos netos de discontinuidad en su masa resistente; esto provoca la falla en lugares de talud

1.14.1 Clases de Fallamiento de Taludes en Medios Rocosos.

La resistencia de los macizos rocosos, está condicionada por las discontinuidades de los planos de falla, lo que ha servido de base para clasificar la rotura de taludes clasificándolos en cuatro grupos siguientes:

a) Fallas por deslizamiento a través de uno o varios planos de discontinuidad que afloran en el pie del talud, se dan en las excavaciones, figura 1.6 Este tipo de falla está condicionado por las discontinuidades, (fracturas, diaclasas, fallas, etc.), a través de las cuales se produce el deslizamiento. Este tipo de rotura se produce generalmente en macizos rocosos con discontinuidades marcadas donde los esfuerzos tangenciales superan la resistencia al corte a lo largo del mismo.

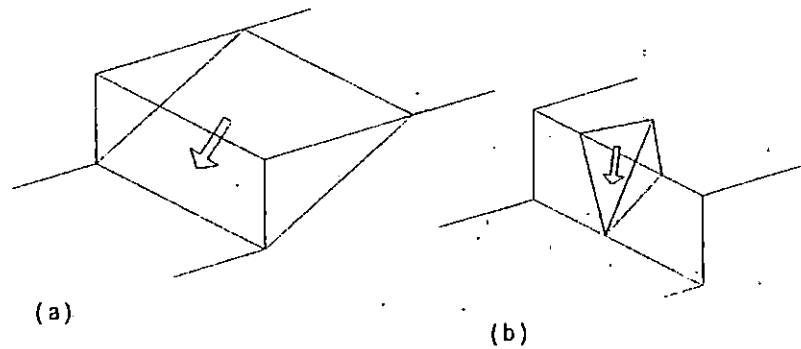


Figura 1. 6 Rotura a lo largo de planos de discontinuidad

b) Se produce movimiento relativo de bloques a favor de planos de discontinuidad no necesariamente aflorando estos en el talud figura 1.7 se distinguen dos casos: vuelco o cabeceo de estratos y pandeo. En ambos casos si las juntas no son lo suficientemente continuas se permite la rotura por movimientos acumulados a lo largo de las discontinuidades, llegando a ocurrir deslizamientos del talud; además se pueden producir deformaciones importantes e irreversibles que suponen la ruina de la estructura.

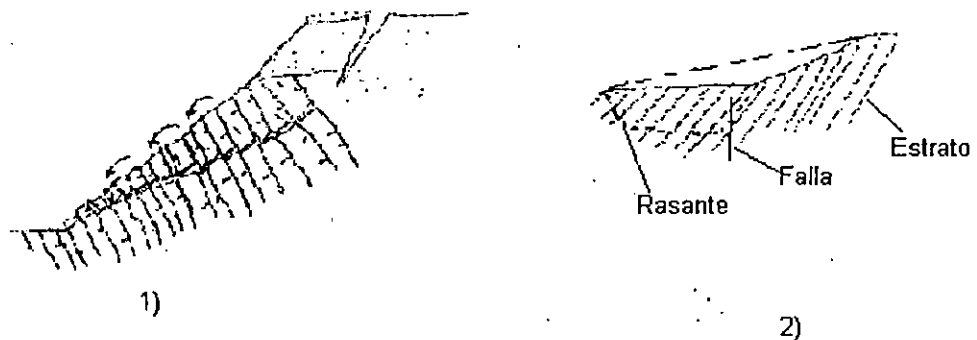


Figura 1. 7 1) Rotura por vuelco, 2) Rotura por pandeo

c) Deslizamiento¹⁷ a lo largo de los planos de discontinuidad, y por rotura a lo largo de planos de discontinuidad figura 1.8 se da en taludes de mucha altura, donde la continuidad de las juntas a lo largo de toda la altura es muy improbable. En la figura 1.8.b la rotura se produce por deslizamiento a lo largo de las juntas AB, por rotura al corte a lo largo de BC, y por separación del otro sistema de juntas en CD. El movimiento no es paralelo a la superficie media de rotura PG, sino al sistema de juntas AB, BC, DE, sino haciendo pasos como en bajada de gradas.

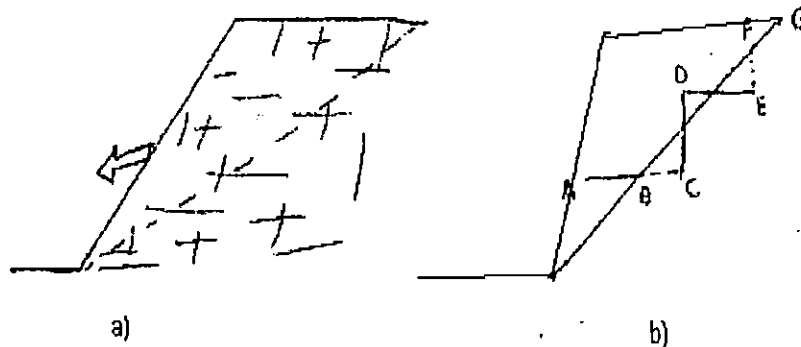


Figura 1. 8 Rotura a través de Planos de discontinuidad en roca

d) Roturas por deslizamiento a lo largo de una superficie circular, figura 1.9, puede darse en zonas altamente fracturadas, tal que el macizo rocoso haya perdido sus características de continuidad o en suelos cuyas propiedades físicas y mecánicas han sido vencidas y es más favorable la condición de carga por peso propio o acción de la gravedad sobre el; y que además ha perdido su estado de estructura, para adoptar otra posición similar a la que tenían, también en forma natural

¹⁷ Deslizamiento se usa para comodidad de explicación a la estabilidad del talud rocoso.

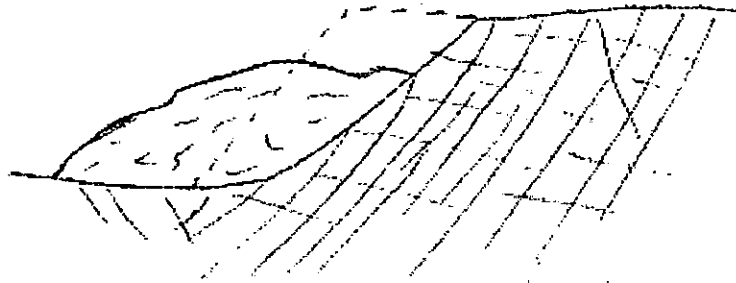


Figura 1. 9 Rotura circular

1.15 RELACIÓN ENTRE LA ALTURA DEL TALUD Y EL FACTOR DE SEGURIDAD

Al calcular el factor de seguridad para taludes, se hace tratando de encontrar el círculo más crítico respecto a la línea de falla, en el cual el factor de seguridad es mínimo; la altura de los taludes es importante respecto al grado de estabilidad; tal como en el método de Fellenius, donde cada dovela en que se divide el talud tiene altura diferente en una sección unitaria para su análisis, entre más altas son las dovelas aumenta su peso y los momentos motores que producen las fallas del talud. En suelos cohesivos y cohesivos friccionantes, al aumentar la altura de los taludes, aumentan las fuerzas tangenciales al círculo de falla crítica, contribuyendo esto a aumentar los momentos pasivos, que son los que contribuyen a mantener la estabilidad del talud. En el método de Donald W. Taylor, el número de estabilidad es inversamente proporcional a la altura del talud, el cual da un parámetro aproximado del círculo crítico, este es más pequeño para taludes de gran altura. El método de Bishop y Morgenstern introduce el concepto de coeficientes de estabilidad a partir de los esfuerzos efectivos, los cuales consideran el

factor adimensional ch/γ , la estabilidad del talud disminuye a medida que este es más alto, también, las propiedades mecánicas de los suelos afectan la estabilidad de los taludes, las propiedades mecánicas de los suelos; el método gráfico de Jambú al igual que el método de Donald W. Taylor, considera que el factor de seguridad es inversamente proporcional a la altura del talud la cual condiciona las coordenadas del posible círculo crítico el cual es más grande en la medida que el talud es más alto.

Los diferentes criterios para seleccionar¹⁸ el factor de seguridad en la estabilidad de taludes, se correlacionan por las consecuencias que este ocasionará a las poblaciones cercanas, así como aspectos económicos ocasionados por los movimientos de tierra en taludes de gran altura, contrario a lo que ocurre en taludes de mediana y pequeña altura, en los cuales, el factores de seguridad menor podría ser disminuido sin que por ello se tenga que desacatar cualquier norma ya establecida.

1.16 RELACIÓN ENTRE EL ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA Y EL FACTOR DE SEGURIDAD

El factor de seguridad representa de manera sintética el margen de confianza que posee el talud, a partir de un diseño adoptado o el estado natural que tiene, en los cuales influyen las propiedades físicas y mecánicas del suelo (cohesión, ángulo de fricción, permeabilidad, etc), como parámetros para determinarlo al aplicar cualquiera de los diferentes métodos de análisis de estabilidad de taludes. El ángulo de fricción interna de los suelos es una de las propiedades que condiciona el valor de la cohesión ya que la

¹⁸ Para el diseño atendiendo a normalización o experiencia el factor de seguridad puede variar de 1 a 3.

pendiente da la ley de resistencia en los suelos cohesivos friccionantes se toma como parámetro del ángulo de fricción interna, el cual tendrá mayor o menor importancia de acuerdo al método de análisis utilizado y de los parámetros que estos utilicen para el cálculo de la estabilidad de un talud; además qué tan sensibles son estos con las condiciones del terreno al que se va a aplicar (suelos cohesivos, friccionantes o cohesivos friccionantes), ya que en taludes donde el ángulo de fricción sea muy pequeño para lograr su estabilidad será necesario considerar obras de protección que garanticen que el factor de seguridad siempre sea mayor que el establecido por la norma vigente¹⁹.

El método de Fellenius para suelos friccionantes, considera que un talud es inestable para un ángulo de inclinación del talud mayor o igual que el ángulo de fricción interna del talud, en tanto que el método gráfico de Taylor determina el valor del número de estabilidad en función del ángulo de inclinación del talud, el ángulo de fricción interna del suelo considerando un valor límite de inclinación del talud de 53° para $\phi = 0^\circ$ para analizar falla por el pie del talud; al igual que Taylor, el método gráfico de Jambú utiliza al ángulo de fricción interna del suelo como un parámetro de resistencia el cual contribuye a aumentar el valor del factor de seguridad de forma inversamente proporcional a la contribución de la cohesión del suelo.

1.17 MÉTODOS PARA MEJORAR LA ESTABILIDAD DE TALUDES

Cuando un talud es inestable o su estabilidad resulta muy baja, una forma de actuar sobre

¹⁹ Norma técnica para el diseño de Cimentaciones y Estabilidad de taludes. Capítulo 6, Artículos 1, 2, 3. Ministerio de Obras Publicas, (1997), San Salvador. El Salvador

el es, modificando su geometría con el fin de disminuir las fuerzas que tienden al movimiento de la masa o aumentar la resistencia al corte del relleno haciendo: descabezamiento, construcción de tacones de tierra, construcción de bermas intermedias.

Descabezamiento. Consiste en eliminar de la masa de tierra potencialmente deslizante, el peso más alto del suelo que contribuye al deslizamiento y además, hay menos resistencia del mismo, dado que en la parte superior de este la superficie de falla tiene su máxima inclinación; esto produce aumentos del factor de seguridad. (Fig. 1.10)

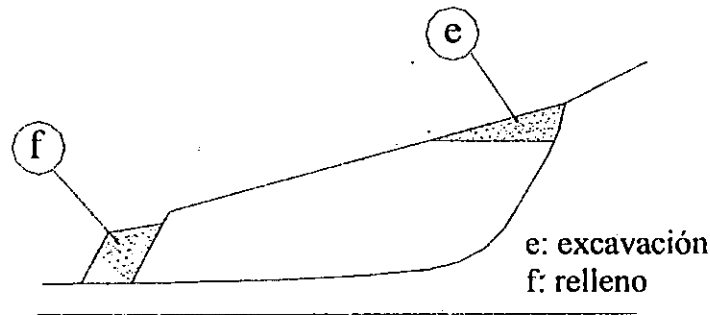


Figura 1. 10 Corrección de un deslizamiento causado por la excavación de una carretera en un terreno arcilloso.

Tacones de tierra o escollera. Estos pueden efectuarse en combinación con el descabezamiento, o como medida independiente. El peso del tacón colocado al pie del talud se traduce en aumento de las tensiones normales en la parte baja de la superficie de deslizamiento el cual depende del ángulo de rozamiento interno lo que aumenta su resistencia, por ello es más ventajoso construir el tacón encima del pie del talud, figura 1.11.1 y 1.11.2; es importante que la base del relleno sea drenante, pues en caso contrario

su efecto estabilizador puede disminuir, especialmente si el relleno se apoya sobre suelo arcilloso.

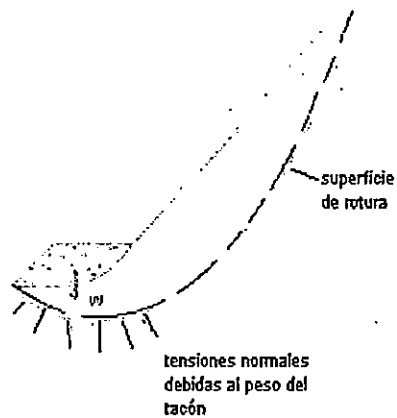


Figura 1.11.1 Efecto de un tacón sobre la resistencia del terreno



Figura 1.11.2 Tacón de escollera actuando como elemento resistente

Bermas intermedias. Se planifican en la fase de proyecto, a diferencia de la ejecución de descabezamientos y tacones, que se adoptan frecuentemente en taludes ya construidos o naturales cuando se prevén deslizamientos o donde estos ya han comenzado a producirse, las bermas son beneficiosas para la estabilidad del talud y son aconsejables también para facilitar el proceso constructivo y las operaciones de mantenimiento del talud; por lo general, se construyen del mismo suelo del talud; al aumentar la longitud del arco de falla aumenta proporcionalmente su momento resistente. (Fig. 1.12).

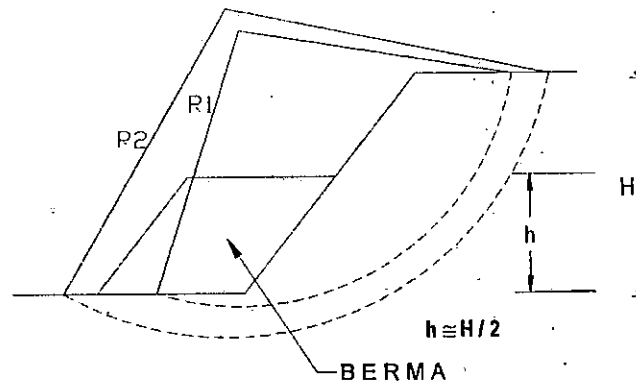


Figura 1. 12 Uso de bermas

Control del Drenaje

En un talud inestable por movimientos de masa deslizante debido al alto contenido de humedad en el suelo se vuelve necesario incluir un sistema de drenaje. En un proyecto estos deben ser considerados desde el inicio de la construcción para que permitan obtener el máximo beneficio para mantener intacta la resistencia del terreno. En ocasiones los sistemas de drenaje son poco o nada eficientes debido al desconocimiento de las condiciones hidrogeológicas del terreno estos se hacen de dos tipos siguientes:

Drenaje superficial, recoge las aguas superficiales o las recogidas por los drenajes profundos y las evacua lejos del talud, disminuyendo considerablemente la infiltración.

(Fig. 1.13)

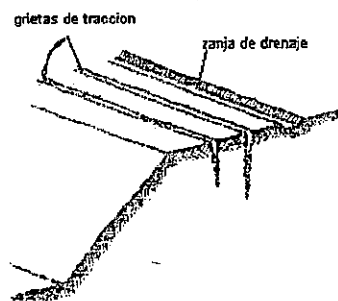


Figura 1. 13 Disposición de zanjas de drenaje en un talud

La zona en la que el agua superficial es potencialmente más perjudicial es la situada en la cresta del talud. Es más probable que el agua que quede encharcada en esa zona se filtre en el terreno por cualquier fisura o grieta de tracción; por ello, es conveniente dar cierta pendiente a estas superficies y eliminar apilamientos que pueden dar lugar a retenciones de agua. En algunas ocasiones puede ser necesario impermeabilizar totalmente la superficie de la cresta del talud, incluso el talud mismo. Las aguas de escorrentía se evacuan por medio de zanjas de drenaje, impermeabilizadas o no, paralelas al talud a poca distancia de la cresta del talud y detrás de la misma de forma que eviten que el agua llegue hasta la zona de posibles grietas de tracción.

Las zanjas deben tener una sección suficiente para evacuar el agua, el revestimiento ha de ser capaz de resistir la erosión del agua y es conveniente hacerlas impermeables, sobre todo si el terreno es arenoso.

Los drenajes profundos consisten en orificios que penetran en el terreno y que recogen el agua contenida en el mismo, atrayendo las líneas de corriente por detrás de la superficie de falla del talud. Se aplican generalmente en taludes excavados y en taludes naturales con síntomas de inestabilidad. (Fig. 1.14)

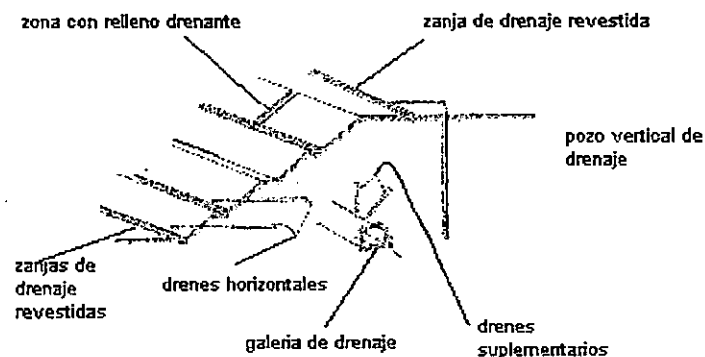


Figura 1. 14 Sistema de drenaje en un talud

Los drenes profundos se pueden clasificar en los siguientes grupos:

Drenajes horizontales, también conocidos como drenes californianos, consisten en tubos de pequeño diámetro, 6.3 a 15 cm, aproximadamente horizontales, 5° a 10° , espaciados entre 7.0 y 30.0 m. perforados desde la superficie del cuerpo del talud y son aplicables a taludes de altura pequeña o mediana ya que en taludes de altura superior a 100 metros es considerable la longitud de perforación requerida, lo cual los hace antieconómicos. Los drenes horizontales han sido utilizados con éxito en control de deslizamientos debido a que pueden aplicarse con relativa rapidez. (Fig. 1.15)

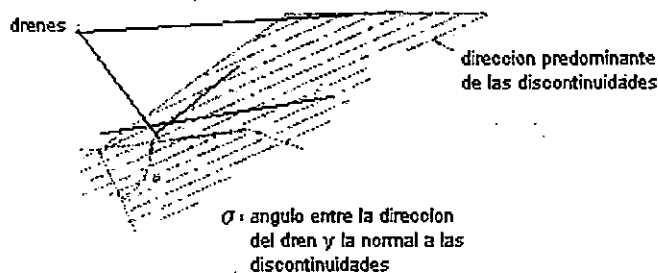


Figura 1. 15 Disposición del sistema de drenaje en taludes

Pozos verticales de drenaje, el agua que recogen se extrae mediante bombas sumergidas situadas en la parte inferior del pozo. Su principal ventaja respecto a los drenes horizontales es que pueden instalarse y funcionar antes de comenzar la excavación del talud, garantizando la estabilidad del talud durante la construcción facilita la construcción al disminuir la cantidad de agua que aflora por el frente de excavación y no verse interferida esta por la instalación de drenajes horizontales; el principal inconveniente es el

elevado costo del equipo de bombeo y la energía necesaria para su funcionamiento hidrostático. (Fig 1.16)

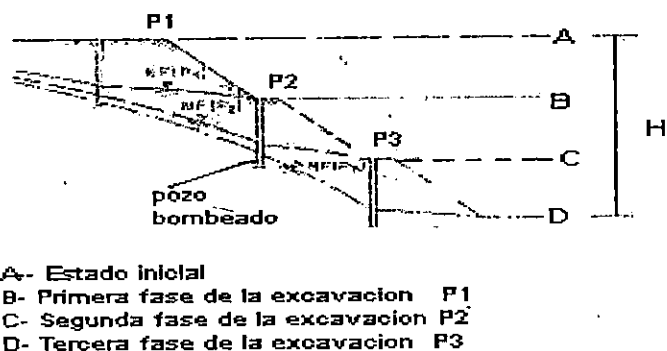


Figura 1.16 Instalación de varios niveles de pozos bombeados en las distintas fases de la excavación

Control por Anclajes Los anclajes trabajan a tracción y colaboran con la estabilidad del talud de dos formas: proporcionan una fuerza contraria al movimiento de la masa deslizante y producen un incremento de las tensiones normales en la existente o potencial superficie de rotura, lo que provoca un aumento de la resistencia al deslizamiento en la superficie. Los anclajes pueden ser de los siguientes tipos:

Anclajes provisionales. Tienen carácter de medio auxiliar y proporcionan las condiciones de estabilidad al talud durante el tiempo necesario para disponer otros elementos resistentes que los sustituyan.

Anclajes permanentes. Se dimensionan con mayores coeficientes de seguridad y están proyectados y hechos de materiales resistentes a la corrosión.

Anclajes pasivos. No se pretensa la armadura después de su instalación. El anclaje entra en tracción al empezar a producirse el movimiento del terreno.

Anclajes activos. Una vez instalado se pretensa la armadura hasta llegar a su carga admisible, comprimiendo el terreno comprendido entre la zona de anclaje y la placa de apoyo de la cabeza.

Anclajes mixtos. La armadura se pretensa con una carga inferior a la admisible, quedando una parte de su capacidad en reserva para hacer frente a posibles movimientos aleatorios del terreno.

Uso de Muros para Control de Deslizamientos. Se usan frecuentemente como elementos resistentes en taludes. En ocasiones se emplean para estabilizar taludes con deslizamientos existentes o potenciales a deslizar. Se proyectan como elementos de contención en el pie (Fig. 1.17). Esta forma de actuar puede tener varios inconvenientes: En primer lugar la construcción del muro exige una excavación al pie del talud, lo cual favorece la inestabilidad. Lo contrario ocurre cuando el muro está completamente instalado. Sin embargo, un muro a veces puede no ser capaz de evitar posibles deslizamientos, ocurriendo el desaparecimiento de este por no haber previsto su verdadera utilidad.

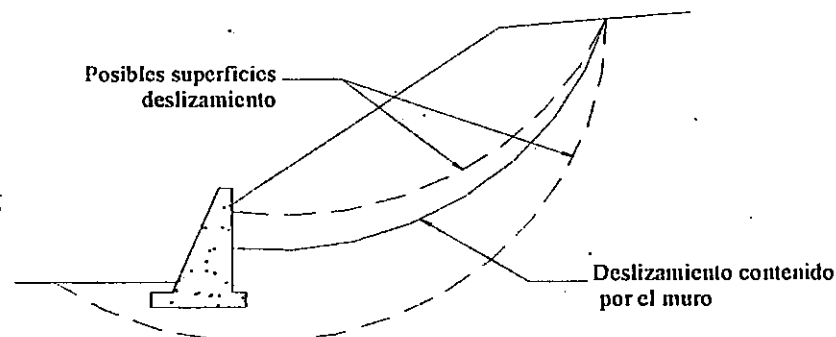


Figura 1.17 Contención de un deslizamiento mediante muro

Se tienen los siguientes tres tipos de muros

Muros de sostenimiento (Fig. 1.18). Se construyen separados del terreno natural y se rellenan posteriormente

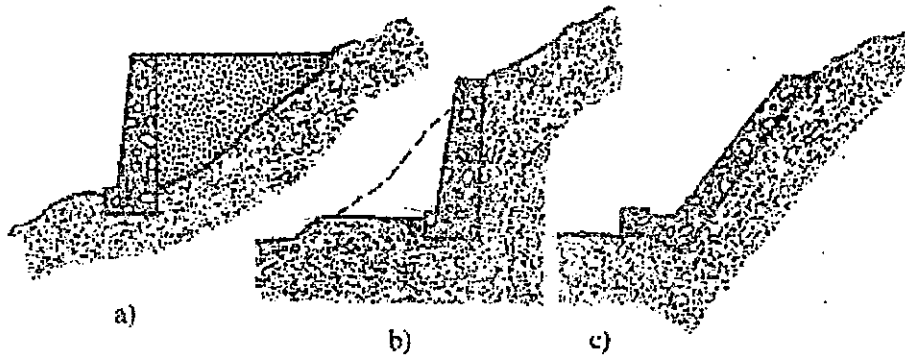


Figura 1. 18 Tipos de muros: a) Sostenimiento, b) Contención, c) Revestimiento

Muros de contención, generalmente van excavados y se construyen para contener un terreno que sin la acción del muro sería probablemente inestable.

Muros de revestimiento, su misión es esencialmente proteger el terreno de la erosión y la meteorización; además, proporcionan un peso estabilizador.

Corrección Superficial. Las medidas de corrección superficial de un talud se aplican en la superficie del mismo, tienen una acción que afectan solamente a las capas más superficiales de terreno y tienen fundamentalmente los siguientes fines: evitar o reducir la erosión y meteorización de la superficie del talud; eliminar los problemas derivados de las caídas de piedras en taludes rocosos; aumentar la seguridad del talud frente a pequeñas roturas superficiales.

Los principales métodos empleados en correcciones superficiales en taludes son:

Mallas de guiado de piedras, consisten en mallas de alambre metálico con la que se cubre la superficie de taludes rocosos para controlar la caída de fragmentos de roca, lo cual es siempre peligroso, especialmente en vías de transporte o cuando hay personal trabajando al pie del talud. Las mallas, por una parte retienen los fragmentos de roca y, por otra, conducen los trozos desprendidos hacia una zanja en el pie del talud. Es un tratamiento superficial relativamente barato y de instalación sencilla. Las mallas generalmente usadas suelen ir galvanizadas. En ocasiones se emplean mallas de alambre de gaviones, estas tienen la ventaja frente a otros tipos, que la malla no se deshace al romperse en una zona localizada, debido a su doble trenzado hexagonal.

Siembra en taludes. Mantener una cubierta vegetal en un talud produce efectos beneficiosos, como los siguientes: las plantaciones evitan la erosión superficial tanto hídrica como eólica que puede suponer a la larga la ruina del talud; la absorción del agua por las raíces de las plantas produce un drenaje de las capas superficiales del terreno. Las raíces de las plantas producen un aumento de la resistencia al esfuerzo cortante en la zona de suelo que ocupan. La resistencia del suelo con raíces suele ser 2.5 veces la del mismo suelo sin ellas, lo cual ha de tomarse como un valor meramente indicativo.

Concreto proyectado Consiste en una capa de concreto proyectado sobre la superficie de los taludes en rocas. El concreto proyectado es un tratamiento que evita la meteorización de la roca y su deterioro progresivo y los desprendimientos de pequeña magnitud. Es frecuente emplearlo en combinación con los anclajes.

1.18 SOBRECARGAS EN TALUDES

Son el resultado del incremento de peso debido a cargas externas que se aplican en el cuerpo o en la corona del talud, debido a construcciones o acopios de diversa índole sobre el terreno natural, la construcción de rellenos, y asimismo, terraplenes, bases de puentes y edificios, carreteras, canales, etc. Sobrecargar un talud con el peso de una estructura o por el peso del agua infiltrada en el terreno como consecuencia de fugas en conducciones, alcantarillados, canales y depósitos trae como consecuencia un incremento de esfuerzos cortantes al interior de la masa de suelo, disminuyendo la seguridad del talud contra el deslizamiento y modificando las condiciones de equilibrio existentes en el terreno, pudiendo ocurrir cualquier tipo de movimiento de la masa de suelo. Las sobrecargas impuestas deberán ser tomadas en cuenta en el análisis de estabilidad del talud para su diseño de manera que no lo vuelva a la inestabilidad.

1.19. LEGISLACIÓN EN EL PAÍS

La ley de urbanismo y construcción del año 1951, establecía, que la "Dirección de Urbanismo y Arquitectura (DUA) aprobará proyectos de urbanización, a través de Planes Reguladores, para el control del desarrollo físico de las ciudades"²⁰.

En el año 1979 se creó el Viceministerio de Vivienda y Desarrollo Urbano (VMVDU), adscrito al Ministerio de Obras Públicas (MOP), con la atribución principal de planificar, formular, coordinar y dirigir la política nacional de vivienda y desarrollo urbano. En el año 1986 por decreto legislativo, se emitió el Código Municipal, en el que se da

²⁰ Riesgo Sísmico en La Región Metropolitana de San Salvador, PRISMA (Programa Salvadoreño de Medio Ambiente)

competencia a los gobiernos locales a través de las Alcaldías para “la elaboración, aprobación y ejecución de planes de desarrollo urbano y rurales” de cada municipio (Art. 4). En el año 1991 se renovó la Ley de Urbanismo y Construcción, como respuesta al crecimiento espontáneo y desordenado de núcleos de población en toda la república, producto de parcelaciones y urbanizaciones no reguladas, haciendo necesario un ordenamiento del territorio a través de normas, en beneficio de los pobladores de las nuevas zonas urbanas; en esta ley se faculta al VMVDU para velar por el cumplimiento de las disposiciones y normas establecidas.

El reglamento del VMVDU establece que “los planes locales de cada municipalidad serán los que definirán los suelos urbanos, urbanizables y rurales, en los municipios que no cuenten con su propio plan de desarrollo local”.

1.20 NORMA TECNICA PARA EL DISEÑO DE ESTABILIDAD DE TALUDES

El alto riesgo sísmico en el área metropolitana de San Salvador, continuará aumentando; el acelerado y desordenado proceso de urbanización es un hecho, y futuros terremotos podrían provocar pérdidas humanas y económicas muy elevadas, el reglamento de diseño sísmico actual probablemente sea un apoyo en la mitigación del riesgo sísmico a largo plazo, sin embargo descuida lo relativo a deslizamientos y derrumbes, licuefacción y asentamiento de rellenos, solo regula el uso del suelo. Actualmente, ninguna institución encargada del uso del suelo en las zonas urbanas utiliza información sobre amenaza geológica y sísmica, para tomar en cuenta en la gestión urbana, considerando las ordenanzas.

1.20.1 Consideraciones Generales en la estabilidad de taludes: ²¹

La extensión de la zona a ser considerada en cualquier estudio de estabilidad de taludes será definida por el especialista de suelos de acuerdo a la importancia del talud y las condiciones del lugar. El diseño de un talud debe contar con un estudio geotécnico, considerando todas las superficies de fallas probables, así como el nivel freático. El análisis deberá tomar en cuenta las fuerzas estáticas y las fuerzas sísmicas F_s , estos se determinarán multiplicando el peso de cada cuña deslizante por el coeficiente sísmico correspondiente. El coeficiente sísmico horizontal, K_h , se tomará igual 1.16 para la zona I y 0.12 para la zona II. (Ver mapa fig. 1.19). El coeficiente sísmico vertical, K_v , se tomará igual a cero para ambas zonas. Los factores de seguridad se indican en la tabla 1.3

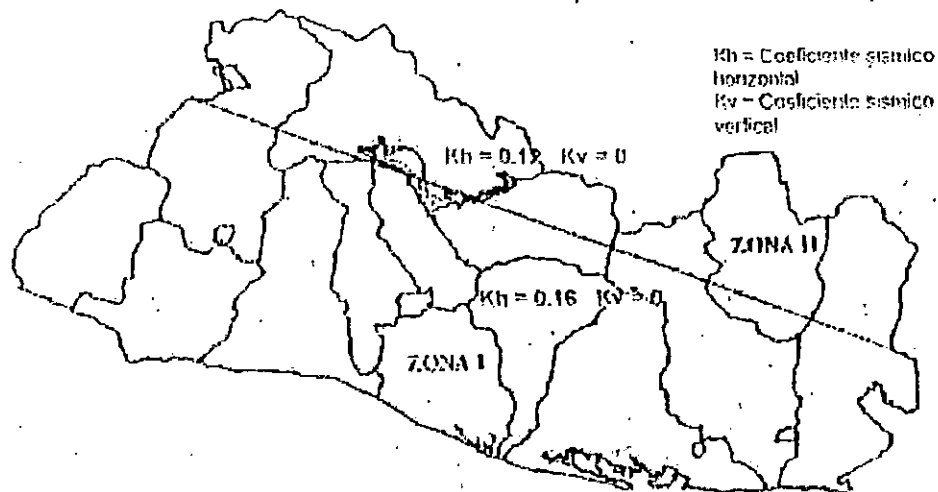


Figura 1. 19 Mapa de Zonificación Sísmica de El Salvador

²¹ Basados en Norma Técnica para el Diseño de Cimentaciones y Estabilidad de Taludes. Capítulo 6, Artículos 1, 2 y 3. Ministerio de Obras Públicas, (1994), San Salvador, El Salvador.

Se tomarán medidas para drenar eficientemente las aguas superficiales. Los acueductos y/o alcantarillados que atraviesen la zona deberán ser capaces de deformarse sin agrietarse.

Tabla 1. 3 Factores de seguridad según las normas Técnicas para el diseño de Estabilidad de Taludes.

Condición	Combinación de fuerzas	FS
I	F_g	1.4
II	$F_g + F_f + F_s$	1.1

Donde:

F_g : Fuerzas de gravedad

F_f : Fuerzas de filtración

F_s : Fuerzas sísmicas

FS : Factor de seguridad admisible.

1.21 REGLAMENTO DE LA OPAMSS.

En el año 1987 se publicó el reglamento a la Ordenanza del Desarrollo y Ordenamiento Territorial del Área Metropolitana de San Salvador y de municipios aledaños, en la actualidad, el acelerado crecimiento del AMSS ha superado las fronteras delimitadas en el Plano General de Zonificación, esto ha originado problemas, en la otorgación de permisos; así, hay proyectos casi vecinos con calificaciones diferentes. Es vital para la conservación de los recursos, definir claramente cuáles son las zonas de reserva forestal y

agrícola, en las cuales los proyectos deberán cumplir con los requerimientos especiales que eviten la depredación masiva de los ya escasos recursos naturales. No es posible frenar el desarrollo, con un déficit habitacional cercano al medio millón de viviendas; pero sí, se puede ordenar y controlar, ejecutando efectivamente lo dispuesto en los reglamentos, tal que concilien la ejecución de los nuevos proyectos con lo poco que queda de recursos, para encontrar un equilibrio y armonía necesario, entre el crecimiento de las ciudades, el medio y el ambiente.

CONCLUSIONES

Las características geológicas y geotécnicas indican el grado de seguridad que ofrecen los lugares donde se proyecta el crecimiento de las ciudades con el fin de garantizar la seguridad de los futuros habitantes; asimismo, el estudio de las Geoformas terrestres desde el punto de vista geológico, proporciona datos acerca de las características generales que en su conformación presentan a las laderas, de domos, volcanes y montañas, y son indicadores de condiciones de estabilidad e inestabilidad que se tienen en las laderas y talúdes, esto ayuda a tomar decisiones respecto a las medidas de corrección y control para mejorar las condiciones de amenaza hacia los desastres. Además, las normativas existentes en el país no toman en cuenta las condiciones geológicas de los suelos o rocas en la planificación de los espacios del desarrollo urbano de las ciudades por medio los cuales se garantizaría la seguridad de la población.

CAPITULO II

METODOS DE ANALISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES

CAPITULO II

METODOS DE ANALISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES

INTRODUCCION

El capítulo II comprende una descripción de las pruebas y ensayos de campo y laboratorio necesarios para un estudio de estabilidad de taludes, que incluye los procedimientos para la realización y cálculo de los parámetros obtenidos en las pruebas siguientes: prueba de penetración estándar, extracción de muestras inalteradas, gravedad específica, prueba de compresión triaxial, inspección visual manual y análisis granulométrico.

Luego se describe la aplicación de diferentes métodos de análisis de estabilidad de taludes, como son: el método sueco, el método gráfico de Donald W. Taylor y al método grafico de N. Jambú, en los cuales mencionamos las diferentes consideraciones para su aplicación a los distintos tipos de suelos y condiciones de carga sísmica y gravitacional. Además se describen otros métodos alternativos también usados para análisis de estabilidad de taludes en los cuales no se ha profundizado mucho en su estudio y aplicación ya que no serán utilizados para el análisis de estabilidad en el trabajo de graduación que se está realizando

2.1 PRUEBAS Y ENSAYOS DE CAMPO Y LABORATORIO

2.1.1 Ensayo Normal de Penetración, SPT

El ensayo de penetración estándar (SPT) fue desarrollado en 1927 y actualmente es uno de los más aplicados ampliamente para pruebas in situ; fue normalizado como la prueba ASTM D-1586 desde 1958.

El ensayo de penetración normal es una prueba in situ consiste en realizar una perforación determinando el número N de golpes con un martillo de 140 lbs de peso y 30 pulgadas de altura de caída, necesarias para hincar en el suelo inalterado una cuchara muestrera en una distancia de 1 pie. La cuchara muestrera, roscada en el extremo inferior de las barras de perforación, se baja lentamente al fondo de la cavidad, una vez esta se haya limpiado perfectamente con el barreno. Después que el toma muestras toca el fondo, el martillo debe golpearlo a través de las barras hasta penetrar 6 pulgadas; en este momento se inicia el conteo del número N de golpes para penetrar 1 pie.

Terzaghi y Peck (1967)¹ propusieron la guía preliminar (tabla 2.1) para formarse un concepto sobre la compacidad natural in situ de los depósitos de suelos granulares sin cohesión.

¹ Ref. Vargas Manuel Delgado, Ingeniería de Cimentaciones, Alfaomega 2da Edición. Pág. 73.



Tabla 2. 1 Valores de compacidad de los suelos según Terzaghi y Peck

No. De golpes N	Densidad relativa
0-4	Muy suelta
4-10	Suelta
10-30	Mediana
30-50	Densa
Mayor de 50	Muy Densa

Terzaghi y Peck (1967)^{Ref. 1} han recomendado que, si el suelo es arena saturada muy fina o limosa y el valor registrado de N es mayor que 15, debe usarse un valor ajustado para el diseño, N' , dado por la siguiente fórmula:

$$N' = 15 + (N - 15)/2,$$

Basada en la suposición de que la relación de vacíos crítica se presenta aproximadamente cuando $N = 15$.

En la tabla 2.2 se ofrece una relación aproximada entre la resistencia a la compresión inconfiada, q_u , y el número de golpes N. Una correlación válida entre N y la resistencia al cortante de suelos cohesivos ($\phi - c$) sólo puede hacerse con carácter local, siempre que se haga un número de ensayos suficientemente grande para permitir un análisis estadístico confiable. En donde sea necesario determinar con cierta precisión la resistencia al corte de los suelos cohesivos, no debieran omitirse los ensayos de compresión inconfiada realizados sobre muestras inalteradas, u otros ensayos in situ

como los descritos.

Tabla 2. 2 Valores empíricos de q_u y consistencia de suelos cohesivos, relacionados con el número de golpes N, del ensayo de penetración.

Consistencia	N	Resistencia a la compresión confinada q_u (kg/cm ²)	Intervalo Aproximado de γ_{sat} (t/m ³)
Muy blanda	0-2	0-0.25	1.6-1.90
Blanda	2-4	0.25-0.50	
Media	4-8	0.50-1.00	1.76-2.07
Consistente	8-15	1.00-2.00	1.90-2.24
Muy consistente	15-30	2.00-4.00	
Dura	≥ 30	≥ 4.00	

La correlación entre N y la resistencia al corte Q_u está dada por la expresión siguiente:

$$Q_u = CN$$

donde:

C: constante de proporcionalidad.

El valor de C debe evaluarse a partir de resultados de la prueba de penetración estándar y la prueba de compresión triaxial. Las características de las arcillas (plasticidad, cohesión, etc.) afectan notablemente el valor de C. Se ha encontrado que para arcillas de baja plasticidad el valor de C varía entre 0.1 y 0.2, en arcillas limosas o arenosas el intervalo de variación es bajo entre 0.05 a 0.15. Estas correlaciones sólo constituyen una guía conveniente para identificar resultados erróneos en pruebas de laboratorio y

ensayos in situ y no son útiles para diseño.

2.1.2 Extracción de Muestras Inalteradas Mediante Pozos a Cielo Abierto²

El objetivo de esta prueba es extraer muestras del suelo tal que conserven sus características principales: humedad, estructura, compacidad, etc. . Lo cual sirve para obtener parámetros de resistencia del suelo, importantes, para un proyecto de ingeniería civil. Las pruebas de laboratorio que se hacen sobre estas muestras son: gravedad específica, ensayo de compresión triaxial, contenido de humedad, ensayo de corte directo.

El procedimiento que se sigue para la obtención de las muestras inalteradas es el siguiente: verificar el sitio donde se realizara la excavación y trazar las dimensiones del pozo, de manera que haya facilidad de excavación, más o menos de 1.5 a 2.5 mts por lado, luego se procede a la excavación tratando de que las paredes del pozo sean verticales hasta la profundidad deseada, terminada la excavación y habiendo ubicado el lugar de donde se extraerá la muestra se procede a extraerla así: se hace una excavación en una pared del pozo de manera de ir formando un cubo de dimensiones aproximadas de 20 cm. de lado como mínimo, quitando el suelo de alrededor con cuidado, si el suelo es lo suficientemente firme, se corta el trozo y se retira del hueco cuidadosamente. Luego se aplican tres capas de parafina derretida con brocha alrededor de toda la muestra, dejando enfriar y endurecer cada capa de parafina antes de aplicar la siguiente,

² Calderón, Néstor Mauricio y otros, Guía para Pruebas de Suelos, TBG UES, 1993, Págs. 155,156

para muestras que son débiles o que no vayan a usarse pronto, se envuelven en tela blanca de algodón y se refuerza con manila, se aplican tres capas de parafina.

2.1.3 Ensayo de Gravedad Específica³

Se determina la gravedad específica de los suelos para ser usada en los cálculos de otros ensayos como por ejemplo la prueba de compresión triaxial. La muestra que se requiere para este ensayo es alterada y secada al horno, durante 12 horas como mínimo a 110° C y el peso seco de la muestra será de 25grs como mínimo, ésta previamente se ha pasado por el tamiz No 40 si son suelos finos.

El procedimiento para la determinación de la gravedad específica es el siguiente: se pesa un matraz calibrado con agua teniendo que estar este totalmente limpio y seco luego se le agrega la muestra de suelo secado al horno y se vuelve a pesar; le agrega agua hasta cerca de la marca de aforo, una vez hecho esto se lleva el matraz con suelo y agua al baño de maría para remover el aire atrapado (desairar); hervir lentamente por lo menos durante 10 minutos; ocasionalmente rodando el matraz entre las manos para ayudar a remover el aire, hasta que este no suelte burbujas, dejando que la temperatura baje en un intervalo de 30° C hasta los 18° C, aforando el matraz, procurando no introducir aire y sacarlo de la olla, limpiar el cuello interiormente y secar el exterior del matraz, pesarlo y tomar la temperatura.

³ Calderón, Néstor Mauricio, Guía para Pruebas de Suelos, TBG UES, 1993, Págs. 165

Con la temperatura que se registró el peso del matraz más agua más suelo (W_{mws}), se ubica en el eje de temperatura del gráfico de calibración del matraz y sobre ese punto tirar una línea vertical hasta interceptar la curva y ubicar el peso correspondiente de matraz más agua (W_{mw}); con los datos registrados de peso seco de suelo, peso del matraz más agua, y el peso del matraz más agua más suelo, calcular la gravedad específica por medio de la formula:

$$G_s = \frac{W_s}{W_{mw} + W_s - W_{mws}}$$

donde:

G_s : gravedad específica de los sólidos del suelo

W_s : peso del suelo seco

W_{mw} : peso del matraz con agua

W_{mws} : peso del matraz con suelo y agua

En esta prueba deben realizarse dos ensayos y los resultados se comparan, y si el cociente del mayor entre el menor resultado es mayor de 1.02 la prueba se repite, de lo contrario se saca un promedio de entre los dos.

2.1.4 Prueba de Compresión Triaxial de Resistencia al Esfuerzo Cortante.⁴

Las pruebas de compresión triaxial son las más usadas para determinar las características de esfuerzo deformación y de resistencia de los suelos. Son pruebas en las que se podrían variar a voluntad las presiones actuantes en tres direcciones

⁴ Juárez Badillo, Mecánica de Suelos, tomo 1, Pág.382.

ortogonales sobre un espécimen de suelo, efectuando mediciones sobre sus características mecánicas en forma completa (deformación y resistencia al corte). En las pruebas que hoy se realizan en laboratorio, los esfuerzos en dos direcciones son iguales. Los especímenes de prueba son cilíndricos y están sujetos a presiones laterales, generalmente causadas por agua, que se protegen con una membrana impermeable. El confinamiento se logra colocando herméticamente el espécimen en el interior de una cámara cilíndrica hecha de con bases metálicas lucita con bases metálicas (Fig. 2.1). En las bases de la muestra se colocan piedras porosas, cuya comunicación con una bureta exterior puede establecerse a voluntad con segmentos de tubo plástico (tubo Sarán), con el agua de la cámara se puede hacer variar la presión según se desee, por la acción de un compresor comunicado con ella. La carga axial se transmite al espécimen por medio de un vástago que atraviesa la base superior de la cámara.

La presión que se ejerce con el agua que llena la cámara es hidrostática y produce, por lo tanto, esfuerzos principales sobre el espécimen, iguales en todas las direcciones, tanto lateral como axialmente. En las bases del espécimen actuará, además de la presión del agua, el efecto transmitido por el vástago de la cámara desde el exterior.

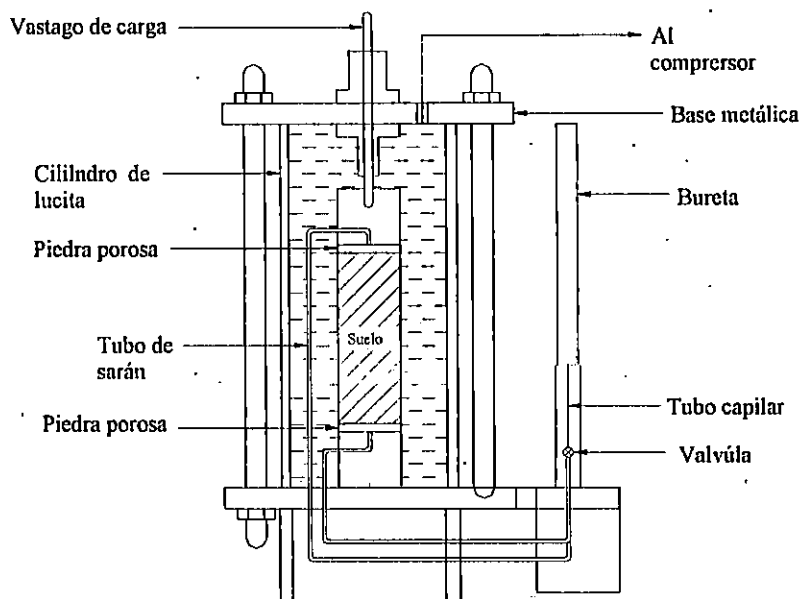


Figura 2. 1 Cámara de compresión triaxial

El valor de la presión que se transmite al espécimen por medio del vástago (presión p) sumada a la del agua (σ_c), dará el esfuerzo axial actuante (σ_a) sobre la muestra, esto es:

$$\sigma_a = \sigma_c + p$$

Es usual llamar σ_1 , σ_2 , σ_3 a los esfuerzos principales mayor, intermedio y menor, respectivamente. En una prueba de compresión confinada, la presión axial siempre es el esfuerzo principal mayor, σ_1 ; los esfuerzos intermedios y menor son iguales ($\sigma_2 = \sigma_3$) y quedan dados por la presión lateral. En una prueba de extensión, por el contrario, la presión axial siempre será el esfuerzo principal menor, (σ_3); el mayor y el intermedio son ahora iguales y están dados por la presión lateral del agua ($\sigma_1 = \sigma_2$).

Los esfuerzos en un instante dado se consideran uniforme en toda la muestra y pueden analizarse recurriendo a las soluciones gráficas con el círculo de Mohr, con σ_1 y σ_3 como esfuerzos principales mayor y menor, respectivamente.

En una cámara triaxial, el suelo está sujeto a un estado tridimensional de esfuerzos, que deben tratarse con la solución general de Mohr, que envuelve el manejo de tres círculos diferentes; pero como en la prueba, dos de los esfuerzos principales son iguales, en realidad los tres círculos devienen a uno solo y el tratamiento resulta simplificado.

Las pruebas triaxiales suelen considerarse constituidas por dos etapas:

En la primera, se aplica lateralmente la presión de la cámara (σ_c); si se permite el drenaje se abre la válvula de salida de agua a través de las piedras porosas, al no haber drenaje se mantiene cerrada la válvula.

En la segunda etapa, de carga propiamente dicha, la muestra se sujeta a esfuerzos cortantes, sometiéndola a esfuerzos principales que ya no son iguales entre sí; esto requiere variar la presión que comunica el vástago; esta segunda etapa puede ser o no drenada, según se maneje la misma válvula mencionada. En realidad, la alternativa en la segunda etapa sólo se presenta si la primera etapa de la prueba fue drenada, pues no tiene mucho sentido permitir drenaje en la segunda etapa, después de no haberlo permitido en la primera.

2.1.4.1 Prueba Rápida. Prueba sin Consolidación y sin Drenaje.⁵

No se permite en esta prueba en ninguna etapa, consolidación de la muestra. La válvula de comunicación entre el espécimen y la bureta permanece siempre cerrada impidiendo el drenaje. En primer lugar se aplica al espécimen una presión hidrostática y, de inmediato, se hace fallar la probeta de suelo con la aplicación rápida de la carga axial.

Los esfuerzos efectivos en esta prueba no se conocen bien ni tampoco su distribución, en ningún momento, sea anterior o durante la aplicación de la carga axial. Al someter una muestra, consolidada en la naturaleza a presión γ_s , a esa misma presión con el agua de la cámara, teóricamente la estructura del suelo tomará esa presión, puesto que el suelo ya había sido consolidado a ella y el agua de la muestra pasará al mismo tiempo a un estado de presión nula a partir del estado de tensiones adoptado al ser extraído el espécimen de su lugar natural. Por otra parte, si la presión ejercida con el agua es mayor que la presión que el suelo tenía en la naturaleza, todo el exceso lo tomará, en teoría, el agua contenida en la muestra, sin que se modifique el grado de consolidación del espécimen ni la magnitud de los esfuerzos efectivos y ello independientemente del valor de la presión aplicada en la cámara. Consecuentemente, al no variar los esfuerzos efectivos, la resistencia mostrada por el suelo (P_c) es constante, cualquiera que sea la presión del agua en la etapa inicial.

El procedimiento para la realización de esta prueba consiste en labrar de una muestra de

⁵ Mendoza Mejía, Lesly E. Análisis de las Propiedades Mecánicas del Suelo Compactado en el Área Metropolitana de San Salvador, Trabajo de Graduación, UES, Pag. 75

suelo no alterado, tres probetas de un diámetro aproximado de 3 cm como mínimo, y 6 cm de altura, los cuales deben conservar una relación altura diámetro de 2 a 2.5; procurando dejar los extremos de los cilindros planos y paralelos entre sí, con el material que sobra del labrado se determina el contenido de humedad de la muestra. El espécimen labrado se pesa (W_o) y se toman las dimensiones de los diámetros superior (d_s), medio (d_m) e inferior (d_i), así como la altura inicial del cilindro (H_o)

Para la realización del ensayo de las probetas se siguen los siguientes pasos:

- Colocar el espécimen sobre la base de bronce que a su vez se sitúa sobre el pedestal de la base de la cámara de presión, y colocar una pieza de lucita en su parte superior, la cual será la que transmita la carga axial a la muestra.
- Con ayuda del expansor de membranas se coloca una de estas sobre la superficie cilíndrica del espécimen que a su vez quedará unida herméticamente al pedestal en la parte superior, se colocan bandas de hule en cada extremos para evitar la infiltración de agua a la muestra.
- En la parte superior del conjunto montado se coloca un balero que unirá posteriormente la pieza de lucita con el vástago de la cámara de presión.
- Colocar la cámara de presión sin fijarla a su base
- Sobre el vástago de la cámara de presión se coloca un nuevo balero que unirá este con el anillo de carga de la máquina.
- Ajustar el deformímetro del anillo de carga y bajar el anillo con las manivelas hasta que este haga contacto con el balero, teniendo cuidado de no dañar el espécimen,

aplicándole una carga prematura; para tal propósito, se puede usar una manivela secundaria para bajar el anillo con más precisión.

- Ajustar el deformímetro para medir los cambios de altura.
- Abrir las válvulas de agua hacia la cámara triaxial y cerrar la válvula de presión de aire, luego se procede a aplicar la presión deseada de confinamiento⁶
- Se verifica que todas las válvulas estén cerradas y que no hallan escapes, hecho esto se inicia la aplicación de la carga axial.
- Se toman lecturas de carga, deformación y tiempo cada 30 segundos hasta llegar a la falla.
- Una vez fallada la probeta se para la prueba, se abren las válvulas y se espera a que el agua salga de la cámara se desarma el conjunto y se retira el espécimen observado su falla, a la vez se dibuja en la hoja de control.
- Pesar la probeta fallada y colocarla al horno a 110°C durante 18 horas como mínimo para obtener su humedad.

Para el cálculo de la cohesión, el ángulo de fricción y la ley de resistencia se sigue el siguiente procedimiento:

- Llenar el cuadro que se muestra en el anexo 1, colocando las lecturas del anillo de carga (δ_a)
- Multiplicando las lecturas anteriores (δ_a) por la constante (K) de carga del anillo se obtiene la carga aplicada ($P = K_a \cdot \delta_a$)

⁶ Las presiones más usadas de confinamiento son 0.5 kg/cm², 1kg/cm² y 1.5kg/cm²

- En la siguiente casilla se coloca la lectura del anillo de deformación (δ_m)
- Para encontrar las deformaciones reales se multiplica las lecturas δ_m tomadas por 10^{-2} obteniendo datos en milímetro ($\Delta_H = K_H * \delta_m$)
- Calcular la deformación unitaria así:

$$\varepsilon = \frac{\Delta_h}{H_o} ,$$

donde H_o es la altura inicial del espécimen

- Calcular el término $1 - \varepsilon$, el cual servirá para calcular el área corregida de la probeta así: $A_c = A_m / (1 - \varepsilon)$
- Calcular el esfuerzo desviador así: $\sigma = P / A_c$
- Con todos los datos de la tabla obtenidos se dibuja la gráfica esfuerzo deformación unitaria, una vez dibujada, se traza una tangente a la curva en el punto de inicio de carga, con la pendiente de la tangente a la curva obtenemos el módulo de elasticidad

$$E = \frac{\sigma}{\varepsilon} ,$$

donde:

σ : esfuerzo desviador
 ε : deformación unitaria

- Calcular los esfuerzos principales así:

El esfuerzo principal menor σ_3 es igual a la presión de la cámara

El esfuerzo principal (σ_1) es igual a la suma de la presión de la cámara (σ_3) más el esfuerzo axial debido a la carga del vástago en el punto de falla

- Con los datos anteriores se procede a dibujar el círculo de Mohr correspondiente a la probeta ensayada; y se repiten los pasos anteriores para las probetas restantes
- Con el conjunto de círculos trazados dibujar una línea tangente a estos, la cual representará la envolvente de Mohr.
- Midiendo hasta el punto donde la tangente corta al eje de las ordenadas se obtendrá la cohesión (c), y la pendiente de esta dará el valor del ángulo de fricción interna del suelo ensayado (ϕ); con todos estos datos obtenidos se podrá establecer la ley de resistencia al esfuerzo cortante, mediante la ecuación de Coulomb así:

$$\tau = c + \sigma \tan \phi \text{ (kg/cm}^2 \text{)}$$

2.1.5 Descripción Visual Manual de los Suelos ⁷

Este procedimiento permite la clasificación rápida de cada una de las muestras alteradas obtenidas y que posteriormente son confrontadas con los resultados del laboratorio. Para ello, se proponen los siguientes ensayos:

Color de los suelos, por inspección visual, el color aparente de una muestra en estado seco y húmedo determinará la presencia de orgánicos u otros elementos presentes en el suelo, el color de los suelos es una característica que varía con el contenido de

⁷ Calderón, Néstor Mauricio y otros, Guía para Ensayos de Pruebas de Suelos, Trabajo de Graduación, 1993 pág. 143

humedad.

Forma de las partículas, describe las características de las partículas visibles. Se aplica únicamente a suelos con alto contenido de arenas y gravas, (suelos con partículas gruesas) para determinar su grado de angulosidad, redondez y tamaño de las partículas.

Ensayo de sacudimiento, este ensayo es útil para la identificación de suelos de grado fino, se toma una muestra de suelo y se le agrega agua, luego se sacude con la palma de la mano y si reacciona rápidamente se clasifica como una arena.

Ensayo de rotura, se usa para determinar la resistencia en seco de un suelo y es una medida de su cohesión, consiste en hacer rodar una muestra de suelo hasta que se corta.

Ensayo de plasticidad, se usa en suelos arcillosos para determinar la capacidad de un suelo, de ser moldeado bajo un contenido de humedad adecuado.

Ensayo al olor, se aplica a muestras de suelo para determinar la presencia de contenidos de materia orgánica la putrefacción puede ser leve o fuerte en olor característica que ayuda a su identificación, es intenso cuando el suelo está húmedo, disminuye con la exposición al aire y aumenta cuando se calienta.

Reacción al HCL, se realiza para determinar la presencia de orgánicos en el suelo, partiendo de la presencia de carbonato de calcio.

Ensayo de sedimentación, se aplica a suelos de grano fino para obtener de una forma

rápida su granulometría.

Ensayo al brillo, se aplica a suelos cohesivos con el objeto de conocer su grado de plasticidad, consiste en cortar una muestra de suelos y observar el color si es brillante o mate.

Ensayo al sonido se aplica a suelos de grano fino para determinar la presencia de arena.

La clasificación de los suelos haciendo uso de la inspección visual manual se indica en la tabla 2.3.

2.1.6 Análisis Granulométrico⁸

El tamaño de las partículas que constituyen un suelo permite clasificarlo por sus distintos diámetros. La prueba se realiza por cribado del suelo a través de diferentes mallas, esto se le conoce como “análisis granulométrico” para lo cual se pueden utilizar los siguientes grupos de mallas:

Grupo 1: 3”, 2”, 1½”, 1”, ¾”, ⅜”, N° 4, N° 10, N° 20, N° 40, N° 60, N° 140, N° 200

Grupo 2: 3”, 1½”, ¾”, ⅜”, N° 4, N° 8, N° 16, N° 30, N° 50, N° 100, N° 200

⁸ Mendoza Mejía, Lesly E. Análisis de las Propiedades Mecánicas del Suelo Compactado en el Área Metropolitana de San Salvador, Trabajo de Graduación, UES, Pág. 75

Tabla 2. 3 Clasificación visual manual de los suelos

NOMBRE DEL ENSAYO		PARAMETROS	SIMBOLOS	IDENTIFICACION
INSPECCION VISUAL	COLOR	café oscuro o negro	ON	suelo con alto contenido de orgánico
		rojizo o rojo oscuro	RO	contenido de oxido de hierro, combinaciones químicas del hierro
		amarillo o café amarillento	AC	contenido de hierro o hierro hidratado
		blanco	B	contenido de sílice, limo, compuestos d aluminio
	FORMA	muy angular	NA	canteras
		angular	AG	lentejas, piedra volcanica, chispa
		semi angular	SA	gravas
		muy redondeada	MR	cantos rodados
		semi redondeada	SR	piedra de rio
redondeada	R	canto rodado		
SEDIMENTACION	Inmediata	I(%)	arena	
	1 minuto	UM(%)	limo	
	1 hora o mas	UH(%)	arcilla	
SACUDIMIENTO	Reaccion rapida	RR	limo inorgánico, polvo de roca, arena muy fina	
	Reacción lenta	RL	limo, arcilla limosa	
	No reacciona	NR	turba (materia orgánica)	
ROTURA	Ligera	L	limo inorgánico, polvo de roca, arena limosa	
	Media	MR	arcilla inorganica(plasticidad entre baja y media)	
	Alta	A	arcilla inorgánica(altamente plástica)	
PLASTICIDAD	Cilindro tenaz	CT	arcilla de gran plasticidad	
	Cilindro moderada plasticidad	CM	suelo de plasticidad media	
	Cilindro débil	CD	suelo de baja plasticidad	
OLOR	Mal olor	MO	suelos orgánicos	
REACCION AL HCL	Efervescencia	E	carbonato de calcio	
BRILLO	Superficie brillante	SB	arcilla muy plástica	
	Superficie mate	SM	limo, arcilla de baja plasticidad	
SONIDO	Chasquido	CH	arena fina	
	Sin Chasquido	S.CH	arcilla plástica o limo sin arena	

El suelo necesario para realizar la prueba se calcula según las tablas 2.4 y 2.5

Tabla 2. 4 Agregado grueso

Tamaño máximo (pulgadas)	Peso seco mínimo a ensayar (gramos)
3/8	1000
1/2	2500
3/4	5000
1	10000
1½	15000
2	20000
2½	25000
3	30000
3½	35000

Tabla 2. 5 Agregado Fino

Para suelos arcillosos y limosos	500 grs
Para suelos arenosos	1000 grs

Procedimiento:

En la preparación de la muestra se deben seguir los siguientes pasos

- Secar una muestra de suelo al sol secada en el horno, una vez seco cuartear el suelo hasta obtener un peso según tablas 2.4 y 2.5
- Pasar la muestra por la malla N° 4 y determinar porcentajes de gravas y arenas, y una vez obtenidos se procede a analizar la muestra ya sea como gravas, arenas o por

análisis granulométrico combinado.

Para el calcular los pesos para el trazar la curva granulométrica se procede de la siguiente manera:

- Calcular los porcentajes de suelo parcial retenido en cada tamiz dividiendo el peso retenido en cada uno por el peso total seco. Con los porcentajes retenidos parciales se calcula los porcentajes retenidos acumulados y los porcentajes que pasan cada malla (tabla 2.6).
- Trazar la curva granulométrica del suelo en papel semi-logarítmico, la escala logarítmica son las aberturas de las mallas y en las ordenadas se tienen los porcentajes de suelo que pasan por las mallas. De la grafica se obtienen los diámetros característicos que se utilizan para calcular el coeficiente de uniformidad y el coeficiente de curvatura del suelo analizado, los cuales se calculan de la siguiente forma:

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

donde:

C_u : coeficiente de uniformidad del suelo

C_c : coeficiente de curvatura

D_{60} : es el tamaño tal, que el 60% en peso, del suelo sea igual o menor

D_{10} : es llamado diámetro efectivo, es el tamaño tal que sea igual o mayor que el 10% en

peso de suelo

D_{30} : es el tamaño tal que el 30% en peso del suelo es igual o menor.

Tabla 2. 6 Cálculo de los porcentajes parcial retenido, parcial acumulado, y porcentaje que pasa

Malla	Pesos retenidos w_i	% parcial retenido (Pr)	% retenido acumulado (Pa)	% que pasa (Pp)
1	w_1	$Pr_1 = (w_1/W_t) \times 100$	$Pa_1 = P_1$	$100 - Pa_1$
2	w_2	$Pr_2 = (w_2/W_t) \times 100$	$Pa_2 = P_1 + P_2$	$100 - Pa_2$
.
n	w_n	$Pr_n = (w_n/W_t) \times 100$	$Pa_n = P_1 + P_2 + \dots + P_n$	$100 - Pa_n$
	$W_t = w_1 + w_2 + \dots + w_n$			—

2.2 MÉTODOS DE ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES

2.2.1 Método Sueco⁹

El método considera que la superficie de falla es un cilindro cuya traza en el plano se calcula como arco de circunferencia de ancho unitario. Existen diferentes procedimientos para aplicar este método a los distintos tipos de suelo, estos son:

2.2.1.1 Suelos puramente cohesivos ($\phi = 0$; $c \neq 0$).

Para un talud homogéneo en cuyo suelo de cimentación la resistencia al esfuerzo cortante puede expresarse con la ley $\tau = c$ donde c es la cohesión como parámetro de resistencia. Este caso se aplica a las condiciones iniciales de un talud en un suelo fino

⁹ Juárez Badillo, Mecánica de Suelos, tomo II, Pág. 270

$$M_r = cLR \quad (\text{Ec. 2.2.1. 2})$$

En el instante de la falla incipiente $M_m = M_r$ de ahí que la $\Sigma wd = cLR$.

Si el factor de seguridad se define como la relación entre el momento resistente y el momento motor, entonces se tiene lo siguiente:

$$F_s = \frac{M_r}{M_m}, \quad \text{ó} \quad F_s = \frac{cLR}{\sum wd} \quad (\text{Ec. 2.2.1. 3})$$

A partir de la experiencia, el valor de 1.5 para el factor de seguridad (F_s) se acepta para que el talud sea estable. Así, se cumplirá que para la superficie hipotética seleccionada $F_s \geq 1.5$. Sin que de algún modo esté garantizado que la superficie de falla escogida sea la que represente las condiciones de falla más críticas del talud en estudio. Siempre existirá la posibilidad de que el F_s resulte menor al adoptar otra superficie de falla. Esto hace que en el método descrito se hagan distintos tanteos, para lo cual será necesario considerar otras superficies de falla de diferentes radios y centros, y se calcula el correspondiente factor de seguridad y se verifica que el F_s mínimo encontrado sea mayor que el valor establecido por la normativa vigente. En la práctica resulta recomendable fijar el F_s mínimo, encontrando primeramente el círculo crítico de los que pasen por el pie del talud y después el círculo de falla crítico en falla de base; el círculo crítico del talud será aquel en donde se calcule el menor factor de seguridad de los dos tipos de falla.

2.2.1.2 Suelos con cohesión y fricción ($c \neq 0$; $\phi \neq 0$).

El análisis con esfuerzos totales, se aplica a todos los suelos cuya ley de resistencia al esfuerzo cortante sea la siguiente:

$$\tau = c + \sigma \tan \phi, \quad (\text{Ec. 2.2.1. 4})$$

La aplicación del método sueco teniendo como parámetros de resistencia la cohesión (c) y la fricción (ϕ), propone un círculo de falla, de ancho unitario, el cual se divide en dovelas del modo indicado en la figura 2.3; el número de dovelas mínimas pueden ser cinco, pero a mayor número de dovelas los resultados son más confiables. El equilibrio de cada dovela se analiza como se muestra en la figura 2.3b

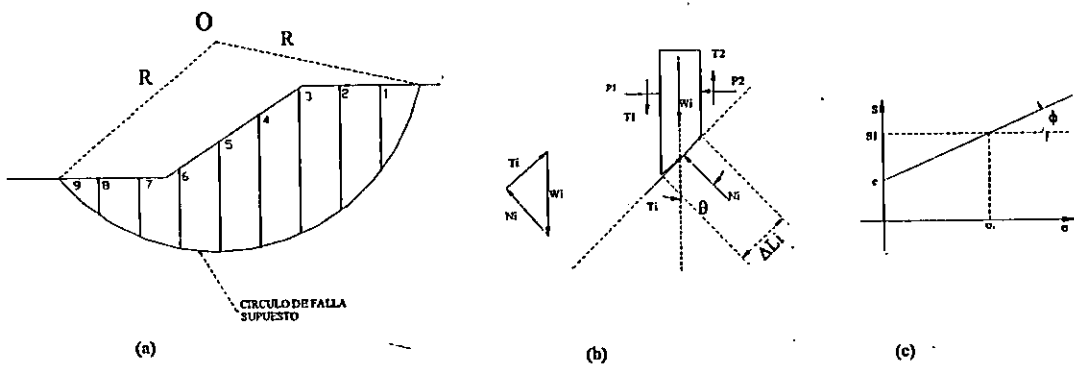


Figura 2.3 Procedimiento de las Dovelas o de Fellenius

Donde w_i es el peso de la dovela de espesor unitario. Las fuerzas N_i y T_i son las reacciones normal y tangencial del suelo a lo largo de la superficie de deslizamiento ΔL_i . Las dovelas adyacentes a la i -ésima, bajo estudio ejercen ciertas acciones sobre

estas, que pueden representarse por las fuerzas normales P_1 y P_2 y por las tangenciales T_1 y T_2 . Similar al procedimiento de Fellenius, se hace las hipótesis de que el efecto de las fuerzas P_1 y P_2 se contrarrestan, es decir las fuerzas son iguales, colineales y contrarias. También se acepta que el momento producido por las fuerzas T_1 y T_2 que se considera de igual magnitud y es despreciable. Esta hipótesis equivale a considerar que cada dovela actúa en forma independiente de las demás y que N_i y T_i equilibran a w_i .

El momento motor debido al peso de las dovelas puede calcularse como:

$$M_m = R \sum (T_i) \quad (\text{Ec. 2.2.1.5})$$

La componente normal del peso de la dovela, N_i , pasa por O, debido a que la superficie de falla es un arco de circunferencia, por lo tanto no hay momento de los N_i respecto a este punto. Si en la corona del talud existen sobrecargas, el momento deberá calcularse por la ecuación 2.2.1.5

$$M_m = R \sum (T_i) + Pd$$

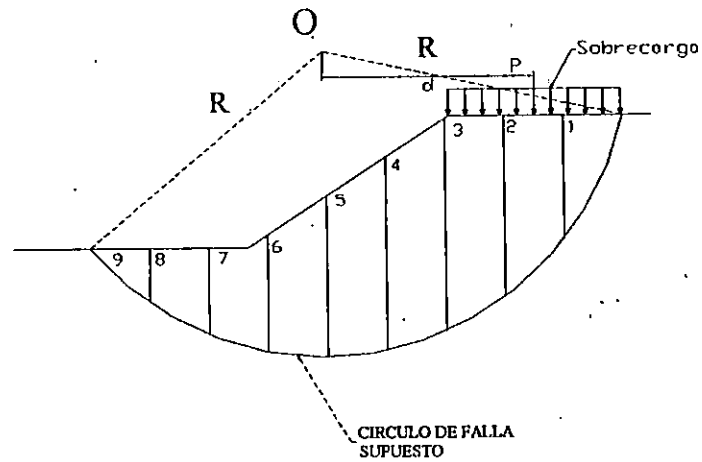


Figura 2.3 (d) Consideración de sobrecargas en la corona del Talud

El momento resistente se desarrolla en la superficie de deslizamiento de cada dovela y equivale a

$$M_r = R \sum \tau_i \Delta L_i \quad (\text{Ec. 2.2.1.6})$$

Calculados el momento de resistencia y el momento motor puede definirse el factor de seguridad como la relación entre el momento resistente entre el momento motor

$$FS = \frac{M_r}{M_m} = \frac{\sum \tau_i \Delta L_i}{\sum P_i} \quad (\text{Ec. 2.2.1.7})$$

El procedimiento descrito es aplicado a círculos de falla que pasen por la base y por el pie del talud.

2.2.1.3 Suelos con cohesión y fricción ($c \neq 0$; $\phi \neq 0$).

Basados en los esfuerzos efectivos la ley de resistencia al esfuerzo cortante es la siguiente:

$$\tau = c + \sigma \operatorname{tag} \phi \quad (\text{Ec. 2.2.1. 8})$$

Esta se obtiene haciendo una prueba triaxial lenta.

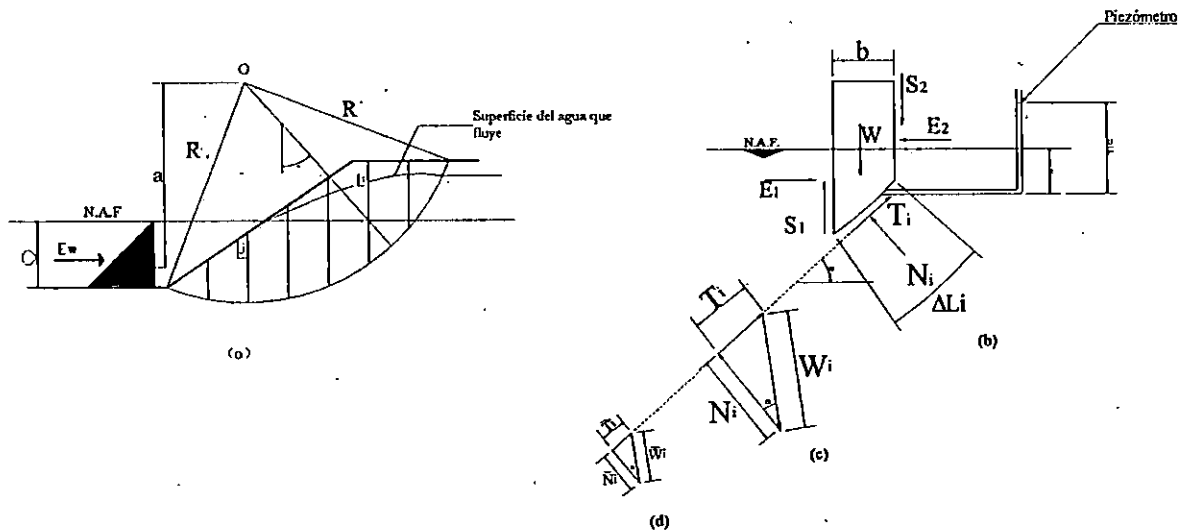


Figura 2. 4 Aplicación del Método Sueco a taludes con flujo y parcialmente bajo el N.A.F

En la figura 2.4 aparece un talud parcialmente sumergido sujeto a un flujo y con un tirante de agua en su parte exterior. Suponiendo un círculo de falla tentativo aplicando el método sueco o de las dovelas figura 2.4b, indicando las fuerzas actuantes. De acuerdo con las hipótesis originales las fuerzas totales normal y tangencial en la base de

la dovela están indicadas en el grafico 2.4(c), de donde se obtiene que N_i .

$$N_i = w_i \cos \alpha \quad (\text{Ec. 2.2.1. 9})$$

Donde w_i es el peso total de la dovela de ancho b , calculado en base a su γ_s saturado abajo del nivel del agua y quizás no saturado sobre el mismo. En el caso de que si la dovela está totalmente cubierta por el agua, el peso del agua sobre la dovela deberá incluirse en w_i , puesto que este es el peso total (suelo y agua) arriba de la base de la dovela considerada.

Con N_i , y $\cos \alpha = \frac{b}{\Delta L_i}$, el esfuerzo normal en la base de la dovela podrá calcularse

como:

$$\sigma = \frac{N_i}{\Delta L_i} = \frac{w_i \cos \alpha}{\Delta L_i} = \frac{w_i \cos^2 \alpha}{b} \quad (\text{Ec. 2.2.1. 10})$$

Puesto que se conoce la presión del agua en la base de la dovela el esfuerzo normal efectivo se evalúa así:

$$\bar{\sigma} = \sigma_1 - u = \frac{N_i}{\Delta L_i} = \frac{w_i \cos^2 \alpha}{b} - u \quad (\text{Ec. 2.2.1. 11})$$

Con este valor se entra en la envolvente de resistencia y podrá obtenerse un valor τ_i en la base de la dovela. Sin embargo este no es el único método de calcular σ_1 , este también puede calcularse de la siguiente forma:

Si w_{db} es el peso de la dovela de ancho b , donde el peso efectivo w_{ef} de la misma se obtiene restando al peso total la fuerza de subpresión, debido a la presión de poro u que es igual a ub ;

$$w_{spu} = ub$$

$$w_{ef} = w_{ab} - w_{spu} = w_{ab} - ub$$

Si en analogía con la figura 2.4 (c) se hace $N_i = w_{ef} \cos \alpha$, y $w_{ef} = w_{db} - ub$ la ecuación 2.2.1.1.2 se transforma de la siguiente manera:

$$N_i = (w_{db} - ub) \cos \alpha ; \quad (\text{Ec. 2.2.1. 12})$$

Además, para $\sigma : \frac{N_i}{\Delta L_i}$,

Por lo tanto

$$\sigma = \frac{(w_{db} - ub) \cos^2 \alpha}{b} \quad \text{ó} \quad (\text{Ec. 2.2.1. 13})$$

$$\sigma = \left(\frac{w_{ab}}{b} - u \right) \cos^2 \alpha$$

Como se observa en ambas ecuaciones 2.2.1.11 y 2.2.1.13, para calcular σ conducen a resultados diferentes excepto cuando $\alpha = 0$.

El primer método parece más apropiado para evaluar σ en aquellos casos en que existe tensión horizontal efectiva en los taludes, esta situación es fácil de encontrarse en la práctica pues muchos de los taludes se agrietan, sobre todo en zonas próximas a la corona. El segundo método parece más apropiado para calcular σ en aquellos casos

donde no tenga sentido pensar que existan tensiones horizontales efectivas. Todo esto sucede en taludes tendidos y laderas naturales o en muchos taludes artificiales que se construyen para larga vida.

Sea cual sea el método utilizado para calcular σ una vez obtenido este valor podrá calcularse el momento resistente a la superficie de deslizamiento, por medio de la expresión:

$$M_r = R \sum \tau_i \Delta l_i \quad (\text{Ec. 2.2.1. 14})$$

El momento motor ha de evaluarse a través del peso total de las dovelas, incluyendo suelo y el agua contenida en él.

$$M_m = R \sum w_i \text{sen } \alpha \quad (\text{Ec. 2.2.1. 15})$$

Si existe un tirante de agua en la parte exterior del talud el momento motor sería

$$M_m = R \sum (w_i - z b \gamma_w) \text{sen } \alpha \quad \text{Ec. 2.2.1. 16)$$

Donde z es el desnivel entre el agua fuera del talud y la base de cada dovela. Al igual que para el análisis de esfuerzos totales se define un factor de seguridad

$$F_s = \frac{M_r}{M_m} = \frac{R \sum \tau_i \Delta l_i}{R \sum w_i \text{sen } \alpha} \quad (\text{Ec. 2.2.1. 17})$$

y también se llegará al círculo crítico por medio de tanteos.

2.2.1.4 Suelos Estratificados

En la práctica, taludes están formados por diferentes estratos de suelos, como se

muestra en la figura 2.5 el cual está conformado por tres estratos: el primero I suelo puramente friccionante, el segundo II de suelo friccionante y cohesivo y el tercero III formado por suelo puramente cohesivo, considerando una masa de suelo deslizante correspondiente a un círculo supuesto por dovelas, de modo que ninguna base de la dovela caiga entre dos estratos, a fin de lograr la máxima facilidad en los cálculos. El peso de cada dovela se obtiene sumando las áreas parciales de cada estrato por el peso específico correspondiente. Las dovelas cuya base caiga en los estratos I y II, en el caso de la figura 2.5, estas deberán tratarse según el método de Fellenius, aplicando las ecuaciones 2.2.1.5 y 2.2.1.6 para suelos con cohesivos y friccionantes y trabajando en cada caso con la ley de resistencia al esfuerzo cortante del suelo de que se trate para obtener los momentos motores y momentos resistentes parciales. La zona correspondiente al estrato III, siempre con referencia a la figura 2.5 se calcula con las fórmulas 2.2.1.1 y 2.2.1.2 para suelos cohesivos homogéneos, obteniendo de esta forma los momentos resistentes y motores parciales. Los momentos motores y resistentes totales se obtienen como la suma de los parciales calculados y con ello se calcula el factor de seguridad mínimo ($F_{smín}$).

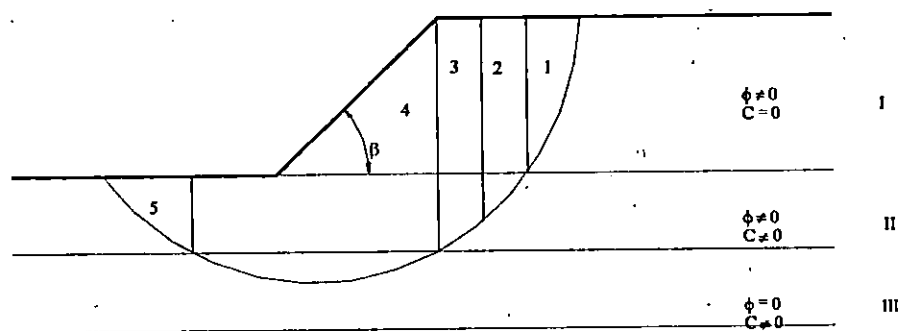


Figura 2. 5 Aplicación del Método Sueco a taludes en suelos estratificados

2.2.1.5 Consideración De Fuerzas Sísmicas¹⁰

El análisis de estabilidad de taludes con fuerza sísmica, en el método de Fellenius consiste en considerar las cargas producidas por un sismo, en forma de fuerzas estáticas. Solamente se analizan dos componentes de la aceleración: una en la dirección vertical y otra en la dirección horizontal.

Las fuerzas sísmicas que se toman en cuenta para realizar el análisis sísmico son: La fuerza sísmica horizontal ($K_h \cdot W_i$) y la fuerza sísmica vertical ($K_v \cdot W_i$) como se muestra en la figura 2.6. Ambas fuerzas están en función del peso w_i de la dovela así como también de los coeficientes sísmicos (K_h, K_v)

Las fuerzas normales (N_i) y fuerzas tangenciales (T_i) que se generan en la base de las dovelas debido al peso (w_i) y a las fuerzas sísmicas ($K_h \cdot W_i, K_v \cdot W_i$) se obtienen como sigue:

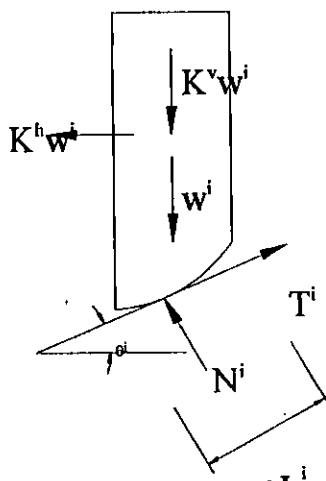


Figura 2. 6 Método de Fellenius considerando fuerzas sísmicas

¹⁰ Alvarenga, Fredy Alexander y otros, Estabilidad de Taludes Aplicación de las Graficas de Taylor a los Suelos más Comunes de El Salvador, Trabajo de Graduación, UES, 1999 pag. 149

Donde:

K_v : coeficiente sísmico vertical

K_h : coeficiente sísmico horizontal

En la dovela de la figura 2.6, se indican las fuerzas componentes sísmicas en dirección horizontal y vertical o fuerzas motoras, además las fuerzas que se generan por la acción de ellas, principalmente las fuerzas tangenciales así mismo la variación normal sobre la superficie de falla, la cual se supone cilíndrica.

Haciendo la suma de todas las fuerzas en la dirección perpendicular a la base de la dovela y considerando hacia abajo, se tiene que

$$K_v w_i \cos \theta_i + w_i \cos \theta_i - N_i - K_h w_i \sin \theta_i = 0 \quad (\text{Ec. 2.2.1. 18})$$

$$N_i = (1 + K_v) w_i \cos \theta_i - K_h w_i \sin \theta_i \quad (\text{Ec. 2.2.1. 19})$$

En dirección paralela a la base de la dovela y positivo en la dirección del deslizamiento se tendrá lo siguiente

$$K_v w_i \sin \theta_i + w_i \sin \theta_i - T_i + K_h w_i \cos \theta_i = 0 \quad (\text{Ec. 2.2.1. 20})$$

$$T_i = (1 + K_v) w_i \sin \theta_i + K_h w_i \cos \theta_i \quad (\text{Ec. 2.2.1. 21})$$

El momento resistente (M_r) y el momento motor (M_m), son los siguientes:

$$M_r = R \sum (\tau_i \Delta L_i) \quad (\text{Ec. 2.2.1. 22})$$

$$M_m = R \sum T_i \quad (\text{Ec. 2.2.1. 23})$$

Si el esfuerzo cortante esta dado por la expresión

$$\tau = c + \sigma_i \tan \phi \quad (\text{Ec. 2.2.1. 24})$$

considerando que la dovela tiene un ancho unitario en dirección perpendicular al papel, se obtiene el momento resistente dado por la expresión

$$Mr = R \sum (c + \sigma_1 \operatorname{tag} \phi) \Delta L_i \quad (\text{Ec. 2.2.1. 25})$$

$$Mr = R \sum \left(c + \frac{N_i}{\Delta L_i} \operatorname{tag} \phi \right) \Delta L_i$$

$$Mr = R \sum (c \Delta L_i + N_i \operatorname{tag} \phi) \quad (\text{Ec. 2.2.1. 26})$$

Sustituyendo la ecuación 2.2.1.19 en la ecuación anterior

$$Mr = R \sum (c \Delta L_i + ((1 + K_v) w_i \operatorname{sen} \theta_i - K_h w_i \cos \theta_i) \operatorname{tag} \phi) \quad (\text{Ec. 2.2.1. 27})$$

Sustituyendo la ecuación 2.2.21 en la ecuación 2.2.23 se obtiene el momento motor así:

$$Mm = R \sum (1 + K_v) w_i \operatorname{sen} \theta_i + K_h w_i \cos \theta_i \quad (\text{Ec. 2.2.1. 28})$$

El factor de seguridad es igual a la razón del momento resistente entre el momento actuante:

$$FS = \frac{Mr}{Mm}$$

2.2.2 Método Gráfico de Jambú

Jambú, elaboró una serie de ábacos para el análisis de estabilidad de taludes; para obtener el factor de seguridad mínimo y la posición del centro del círculo de falla más crítico por el pie del talud.

Las gráficas son aplicables a taludes simples, es decir, con una sección transversal

como la que se muestra en la figura, y a taludes que presentan las mismas características descritas por el método gráfico de Taylor; suelo son un estrato homogéneo con el suelo de cimentación, no considera fuerzas sísmicas, ni sobrecargas.

El factor de seguridad mínimo correspondiente a la falla por el pie del talud, Jambú obtuvo el factor de seguridad en función de la cohesión y el número de estabilidad como sigue:

$$FS_{MIN} = \frac{NeC}{\gamma_s H}, \quad (\text{Ec.2.2.2. 1})$$

donde Ne; es el número determinado por Jambú (diferente al Ne de D. W. Taylor), que la grafica de la figura 2.7 se puede obtener interpolando los valores de β y $\lambda_{c\phi}$; el parámetro adicional $\lambda_{c\phi}$ puede calcularse por la expresión:

$$\lambda_{c\phi} = \frac{\gamma_s H \tan(\phi)}{C} \quad (\text{Ec.2.2.2. 2})$$

Jambú, también elaboró los ábacos de la figura 2.8, que proporciona los parámetros X_o y Y_o (Ec. 2.2.2.3 y 4) que definen la posición del centro del círculo crítico por el pie del talud.

$$X = X_o \cdot H \quad (\text{Ec.2.2.2. 3})$$

$$Y = Y_o \cdot H \quad (\text{Ec.2.2.2. 4})$$

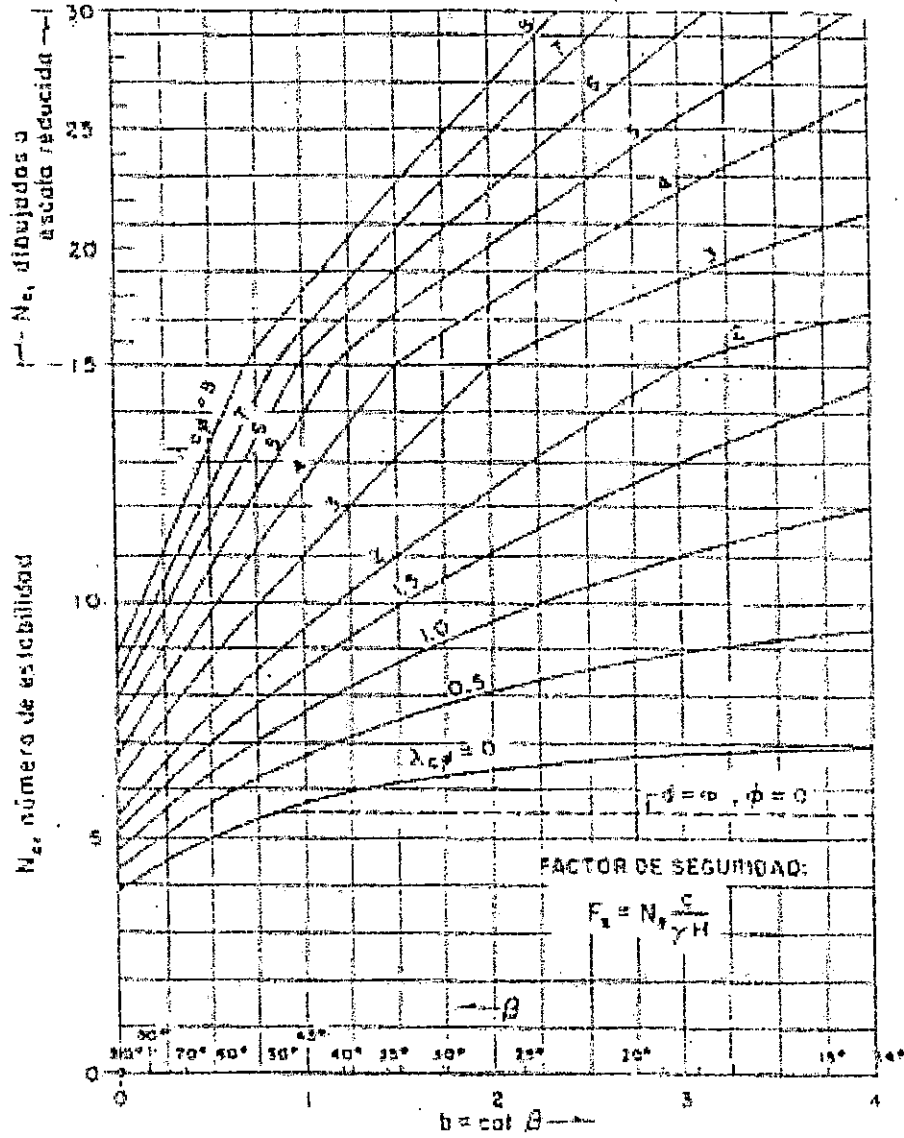


Figura 2. 7 Números de estabilidad asociados a círculos críticos por el pie del Talud según N. Jambú¹¹

¹¹ Tomado de Juárez Badillo, Mecánica de Suelos Tomo II. Pag 317

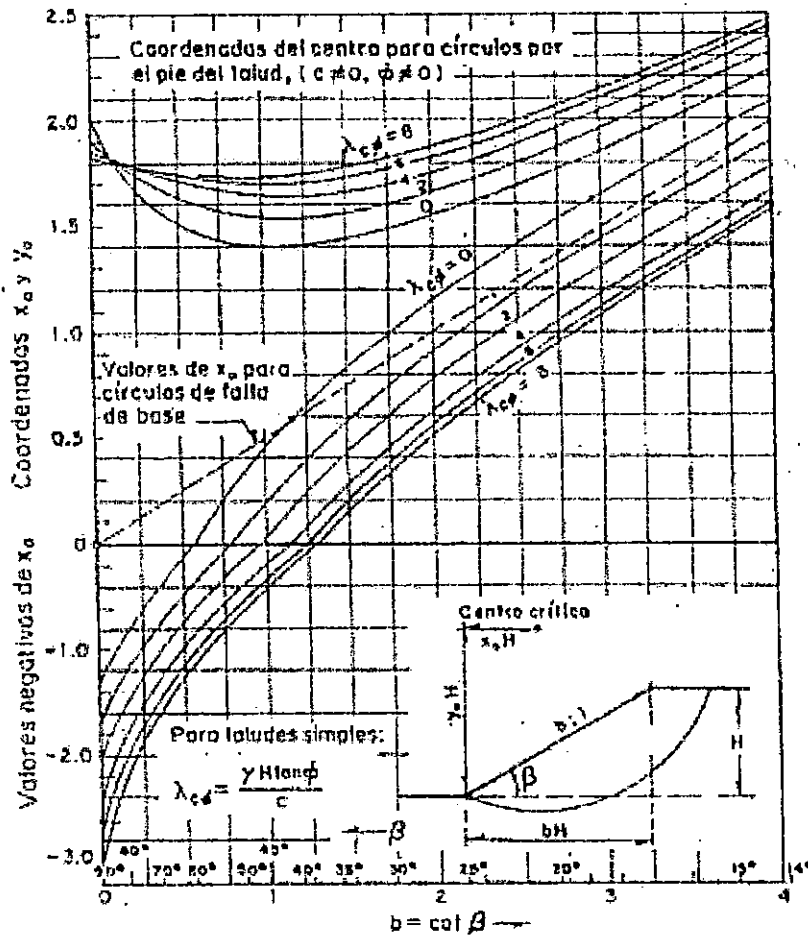


Figura 2. 8 coordenadas de los centros de los círculos críticos por el pie del talud según N. Jambú¹²

2.2.3 Método Gráfico de Donald W. Taylor

Taylor, desarrolló un método sin tanteos para el análisis de estabilidad de taludes, en términos de esfuerzos totales para los suelos cohesivos y cohesivos friccionantes, el cual

¹² Tomado de Juárez Badillo, Mecánica de Suelos; Pag. 318

consiste en el uso de gráficas, figura 2.9, para la determinar el factor de seguridad mínimo de un talud, de una manera más rápida que por el método como el de las dovelas.

Las graficas son aplicables a taludes únicamente formados por un solo estrato de suelo, ya sea de material cohesivo o cohesivo friccionalante. Estas gráficas no consideran el efecto sísmico, la sobrecarga en el cuerpo y la corona del talud y las fuerzas de filtración.

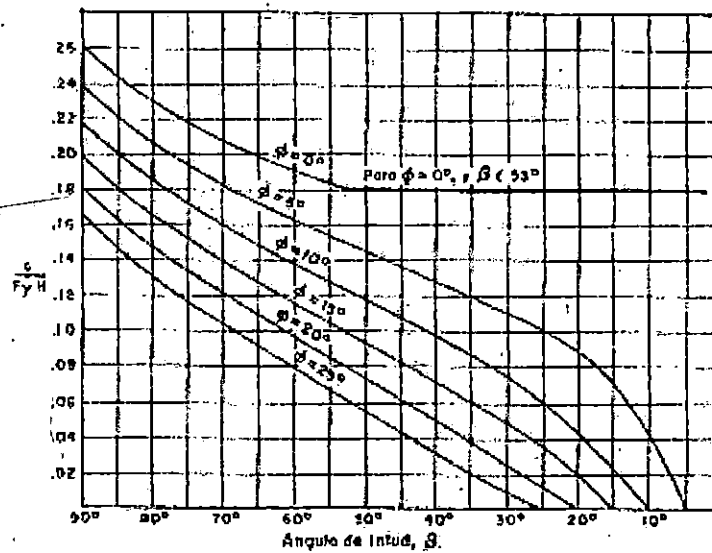


Figura 2. 9 Gráfica de Taylor para determinar los números de estabilidad en taludes con suelos cohesivos homogéneos con el terreno de cimentación

Taylor, para elaborar sus gráficas tomó como base el método del círculo de fricción, mediante el análisis de esfuerzos totales; llegó a determinar la ecuación y su solución , graficando las curvas de la figura 2.9, o sea, representó el valor del número de

estabilidad en función del ángulo de inclinación del talud y el ángulo de fricción interna del suelo, así:

$$\frac{C}{FS\gamma_s H} = f(\beta, \phi) = Ne \quad (\text{Ec.2.2.3. 1})$$

donde :

C: cohesión

FS: factor de seguridad

γ_s : peso específico del suelo que forma el talud y el terreno de cimentación

H: altura del talud

β : Angulo de inclinación del talud

ϕ : Angulo de fricción interna del suelo

Ne: constante de proporcionalidad llamado número de estabilidad

El resultado que se obtiene al sustituir un valor cualquiera de β y ϕ en la ecuación 2.9 es un constante Ne llamada número de estabilidad, que corresponde al círculo de falla más crítico respecto a la falla de base o de pie, según sea el caso.

2.2.3.1 Análisis para Cuando un Talud es de Material Cohesivo Homogéneo ($\Phi = 0$)

Según Taylor, la cohesión necesaria para que un talud de material cohesivo homogéneo sea estable, este debe ser directamente proporcional al peso específico del material (γ_s) y a la altura total del talud (H), de la siguiente manera:

$$C \propto \gamma_s H \quad (\text{Ec.2.2.3. 2})$$

La relación anterior puede escribirse también como:

$$C = Ne\gamma_s H \quad (\text{Ec.2.2.3. 3})$$

En la gráfica de la figura 2.9, para la relación anterior se consideran dos casos críticos evaluados para los ángulos ϕ y β respectivamente, así:

- 1) falla por el pie ($\phi = 0^\circ$ y $\beta \geq 53^\circ$)

La superficie de falla más crítica siempre pasa por el pie del talud; para valores de $\beta \geq 53^\circ$, esta condición corresponde al tramo curvo de la gráfica para $\phi = 0$ en la figura 2.9

- 2) falla por la base ($\phi = 0^\circ$ y $0^\circ < \beta < 53^\circ$)

El círculo más crítico pasa delante del pie del talud, produciéndose falla de la base, esto para un ángulo, comprendido entre 0° y 53° . El número de estabilidad para esta condición es 0.181 que define el tramo recto de la curva superior en la figura 2.9.

El valor de $Ne = 0.181$ resulta del análisis para encontrar el círculo de falla más crítico respecto a la falla por la base, tal como se describe a continuación:

Para encontrar el círculo más crítico, es necesario buscar aquel que dé un factor de seguridad mínimo. Para ello se analizan tres condiciones:

donde d_i : es la distancia entre el centro de gravedad de cada dovela con respecto a la vertical que pasa por el punto "O". En el cociente M_r / M_m

$$M_m = M_I + M_{II} + M_{III} + M_{IV} \quad (\text{Ec.2.2.3. 5})$$

donde

M_I : es el momento correspondiente a la sección I del talud de la figura 2.10 y su valor siempre es cero ya que su centroide está sobre la vertical que pasa por "O".

M_{II} : es el momento correspondiente a la cuña triangular DEF según la figura 2.10 su valor es:

$$M_{II} = \frac{1}{2} b H \gamma_s (a - m) \quad (\text{Ec.2.2.3. 6})$$

M_{III} : es el momento del área DEBG respecto a "O" y su valor es

$$M_{III} = (R \text{sen} \varepsilon - a) H \gamma_s \frac{R \text{sen} \varepsilon + a}{2} \quad (\text{Ec.2.2.3. 7})$$

M_{IV} : es el momento respecto a "O" y su valor es constante ya que el arco escogido no varía horizontalmente por lo que su valor se representa por K

La ecuación general puede escribirse como sigue:

$$M_m = \frac{1}{2} b H \gamma_s (a - m) + \frac{H \gamma_s}{2} (R^2 \text{sen} \varepsilon - a^2) + K \quad (\text{Ec.2.2.3. 8})$$

El valor máximo del momento motor (M_m) se obtiene derivando con respecto a la variable "a", lo cual permite obtener la posición del centro del círculo crítico, en la horizontal descrita, según la siguiente ecuación:

$$\frac{\partial}{\partial a} \left[\frac{1}{2} b H \gamma_s (a - m) + \frac{H \gamma_s}{2} (R^2 \operatorname{sen} \varepsilon - a^2) \right] + K \quad (\text{Ec.2.2.3. 9})$$

de donde
$$\frac{1}{2} b H \gamma_m + \frac{H \gamma_m}{2} (-2a) = 0 \quad (\text{Ec.2.2.3. 10})$$

$$\frac{b}{2} - a = 0$$

por tanto la posición del círculo estará dada por el valor siguiente:

$$a = \frac{b}{2}, \quad (\text{Ec.2.2.3. 11})$$

de lo cual se deduce que el círculo de falla más crítico respecto a la falla de base, será aquel cuyo centro esté en la vertical que pase por el centro del talud

- b) El radio varía y el ángulo central 2θ se mantiene fijo, o sea, que el centro "O" se mueve sobre una línea vertical que pase por "O"; el valor del radio correspondiente para este caso resulta ser infinito y la deducción del valor de R se vuelve complicada.
- c) Solo variando el ángulo central 2θ , para hacer el análisis que permita obtener el valor de 2θ , es necesario calcular la cohesión; para mantener el equilibrio con el mínimo FS, teniendo en cuenta que el radio para el círculo es infinito, puede escribirse la ecuación de acuerdo a la figura 2.11

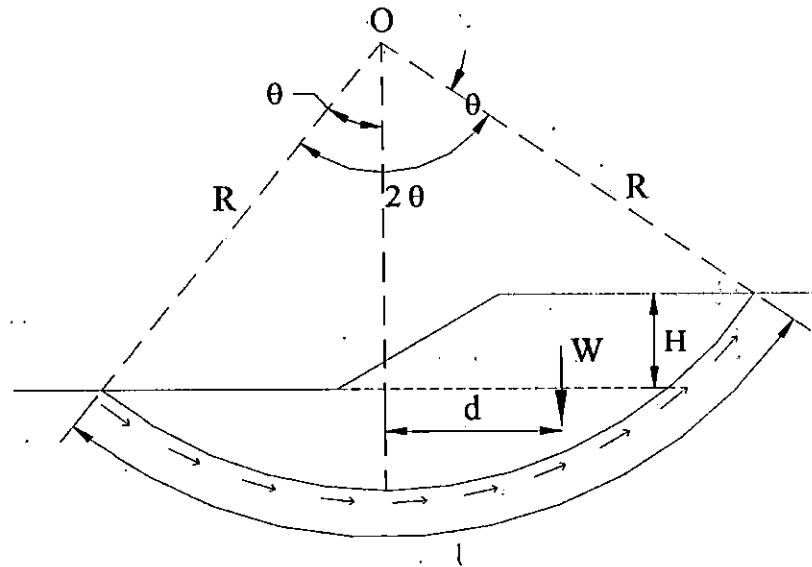


Figura 2. 11 Talud unitario cohesivo homogéneo con el terreno de cimentación.
Variación del ángulo central 2θ

$$W = \gamma_s HR \text{sen} \theta \quad (\text{Ec.2.2.3. 12})$$

También podrá escribirse: $W = w_1 + w_2 + w_3 + \dots + w_i$

$$d = \frac{R \text{sen} \theta}{2}$$

y desde luego $L = 2\theta R$

Para falla incipiente se tiene: $wd = cLR$

Despejando "c" se tiene:

$$c = \frac{wd}{LR} = \frac{\frac{1}{2} \gamma_s HR^2 \text{sen}^2 \theta}{2\theta R^2} \quad (\text{Ec.2.2.3. 13})$$

$$c = \frac{\gamma_m H \operatorname{sen}^2 \theta}{4 \theta} \quad (\text{Ec.2.2.3. 14})$$

el valor más crítico posible de θ será el que haga que la “c” requerida para mantener la

estabilidad sea máximo, por lo tanto derivando con respecto a θ tenemos

$$\frac{d}{d\theta} \left[\frac{\operatorname{sen}^2 \theta}{\theta} \right] = 0$$

$$\frac{2\theta \operatorname{sen} \theta \cos \theta - \operatorname{sen}^2 \theta}{\theta^2} = 0; \text{ para } \theta \neq 0$$

entonces, con $\theta^2 \neq 0$ y $2\theta \operatorname{sen} \theta \cos \theta - \operatorname{sen}^2 \theta = 0$

se obteniendo finalmente que: $\theta = \frac{\operatorname{tag} \theta}{2}$ (Ec.2.2.3. 15)

De donde por prueba y error se deduce un valor de $\theta_c = 66^\circ 45'$ o sea $2\theta = 133^\circ 30'$ si este valor se sustituye en la ecuación 2.2.3.14 se obtiene el siguiente valor de c:

$$c = \frac{\gamma_s H \operatorname{sen}^2 66^\circ 45'}{4 \cdot 66^\circ 45' \frac{\pi}{360^\circ}} = 0.181 \gamma_s H \quad (\text{Ec.2.2.3. 16})$$

Si se compara este resultado con la ecuación 2.2.2.3 podrá verse que para el caso de talud infinito, $2\theta = 133^\circ 30'$, el centro del círculo sobre la vertical media del talud “cohesivo homogéneo con terreno de cimentación”, el número de cimentación resultaría ser igual a 0.181.

2.2.3.2 Talud con Terreno Cohesivo Homogéneo y Limitado por un Estrato Horizontal Resistente

Horizontal Resistente

Taylor, dedujo que para suelos limitados por un estrato horizontal resistente, el círculo crítico será siempre tangente al estrato resistente cuando éste se encuentre a una profundidad mayor que tres veces la altura del talud, el número de estabilidad del círculo crítico es muy cercano a 0.181, por lo que el cálculo para esta condición se justifica para una profundidad comprendida entre $0h$ y $3h$, para lo cual se utiliza el concepto de factor de profundidad "D", definido según se desprende de la grafica de la figura 2.12

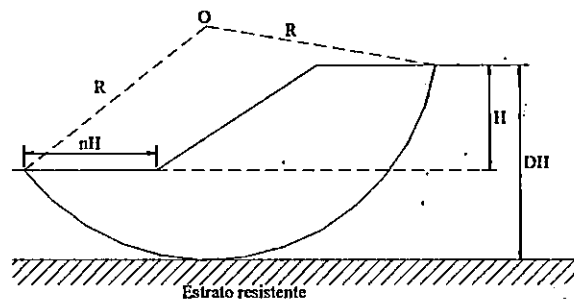


Figura 2. 12 Esquema para definir los conceptos de Factor de profundidad, D, y factor de alejamiento

Basados en los cálculos realizados por Taylor, él pudo trazar las curvas que aparecen en la figura 2.13, en las cuales se puede obtener el valor de N_e y el de "n" factor de alejamiento (distancia horizontal donde aflora la falla).

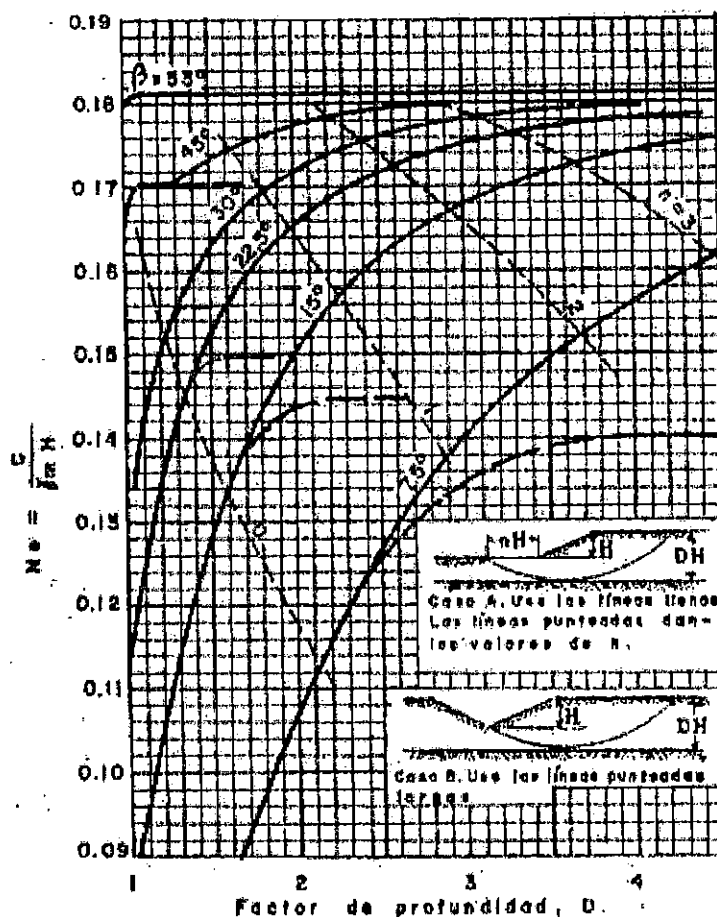


Figura 2. 13 Graficas de Taylor Para determinar el número de estabilidad y el factor de alejamiento en círculos tangentes a un estrato resistente

2.2.3.3 Método de Taylor para Taludes de Suelos con Cohesión y Fricción

Siguiendo un procedimiento análogo al expuesto para taludes cohesivo homogéneos, Taylor también estudió los materiales con cohesión y fricción en la figura 2.14 en esta se presentan las curvas que relacionan el ángulo de talud β con el número de estabilidad, N_e ; en función del ángulo de fricción interna del suelo ϕ en los círculos correspondientes a la falla por el pie del talud. A las graficas se entra con el ángulo β de

diseño que se desea verificar y el valor de ϕ obtenido en pruebas de laboratorio de donde se obtiene el valor de N_e correspondiente según la definición del número de estabilidad usado por Taylor puede escribirse:

$$FS = \frac{N_e c}{\gamma_s H} \quad (\text{Ec.2.2.3. 17})$$

donde FS es el valor del factor de seguridad en términos de la cohesión

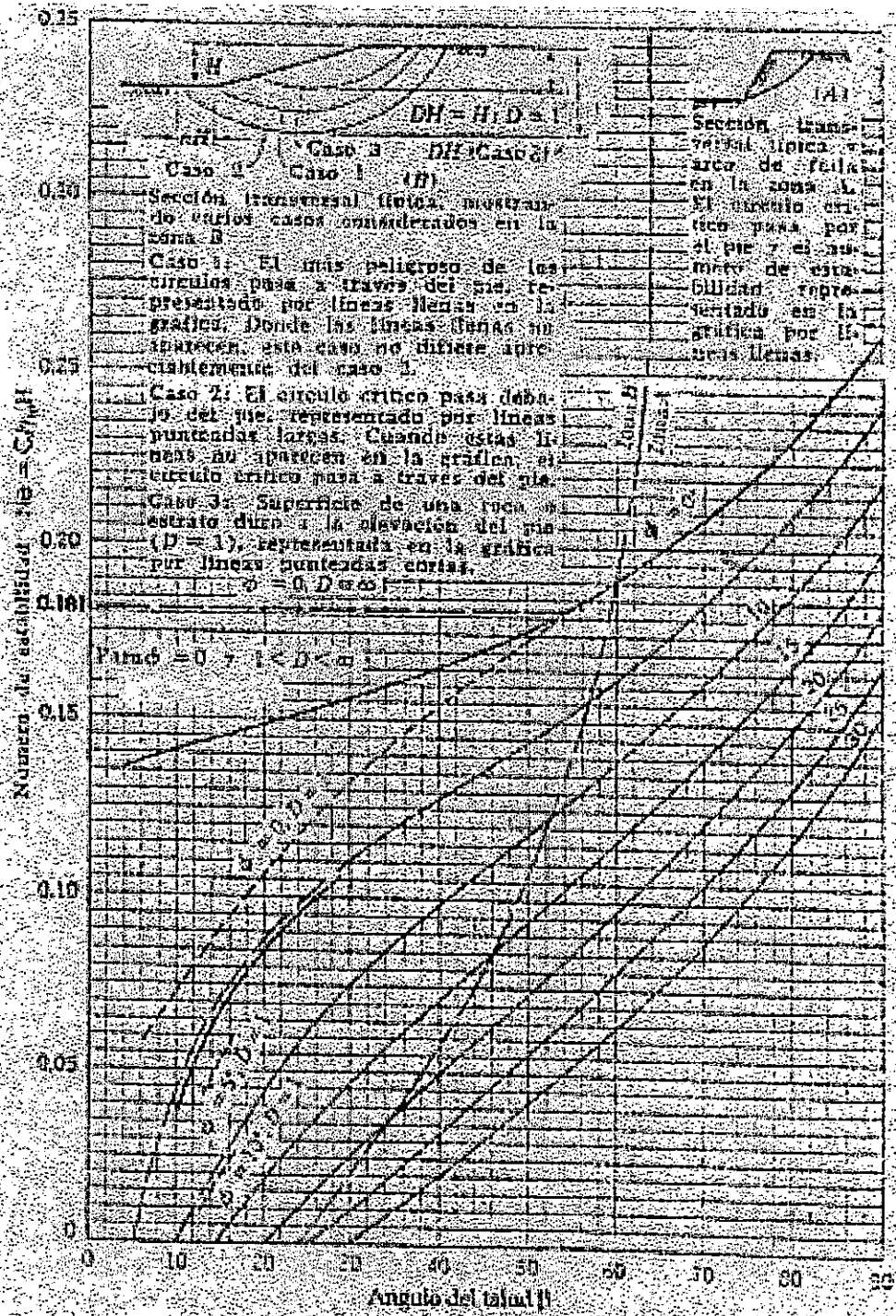


Figura 2. 14 Gráfica de Taylor para determinar el número de estabilidad de un talud, con cohesión y fricción

2.3 OTROS METODOS DE ANALISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES

2.3.1 Método de la Cuña

Este método es aplicado para analizar estabilidad de taludes si se considera que la falla es plana y en la práctica, el método se ha ligado más bien a fallas de tipo traslacional, donde el caso típico de aplicaciones es el de un talud con un estrato blando en el interior o en su base, o cuando el talud descansa sobre un estrato muy resistente. En este método, la superficie de deslizamiento potencial es representada por dos o más segmentos de recta \overline{AB} y \overline{BD} , como se indica en la figura 2.15. Para el análisis se divide la masa deslizante en dos o tres cuñas (I y II). La resistencia al esfuerzo cortante cumple la siguiente ley $S = C + \sigma \tan(\phi)$, que a lo largo de la superficie de deslizamiento ABD, se expresa en función de los parámetros de resistencia (C y ϕ)

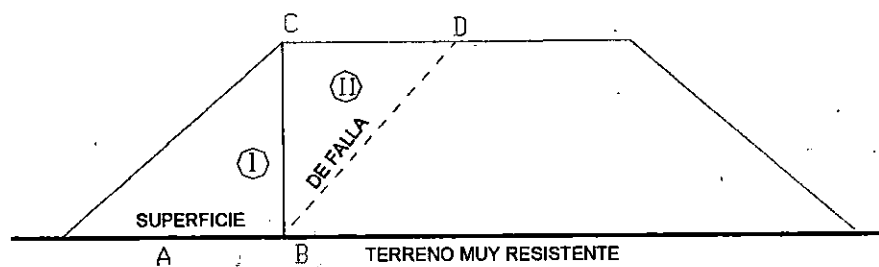


Figura 2. 15 Método de la cuña

Para determinar la superficie de falla crítica se analizan varias superficies de deslizamiento hasta encontrar el FS_{\min} . El procedimiento hace que por este método se determine la superficie crítica de falla a través de varios tanteos.

2.3.2 Método de Valle Rodas

Este método permite efectuar el análisis de estabilidad para taludes uniformes y con terrazas bajo cualquier condición de suelo existente, ya sea para taludes formados por suelos uniformes o suelos estratificados, y que haya o no presión de poros, o que actúe cualquier tipo de sobre carga. El método considera que la superficie de falla cilíndrica, que al trazarse sobre una sección normal al deslizamiento es una sección circular (figura 2.16), además se basa en la determinación de las fuerzas actuantes en la comparación de los momentos tomados con respecto al centro de rotación "O" de la curva circular de deslizamiento. El factor de seguridad se considera como la relación entre el momento de las fuerzas resistentes y el de las fuerzas actuantes que ocasionan el deslizamiento:

$$FS = \frac{Mr}{Mm}$$

Para determinar el círculo de falla crítico, se analizan varias superficies de deslizamiento; el círculo de falla más crítico será considerado en la superficie de deslizamiento donde se produce el menor factor de seguridad.

El método de Valle Rodas, comparado con el método sueco, llegándose a determinar que los resultados obtenidos en ambos son prácticamente los mismos.

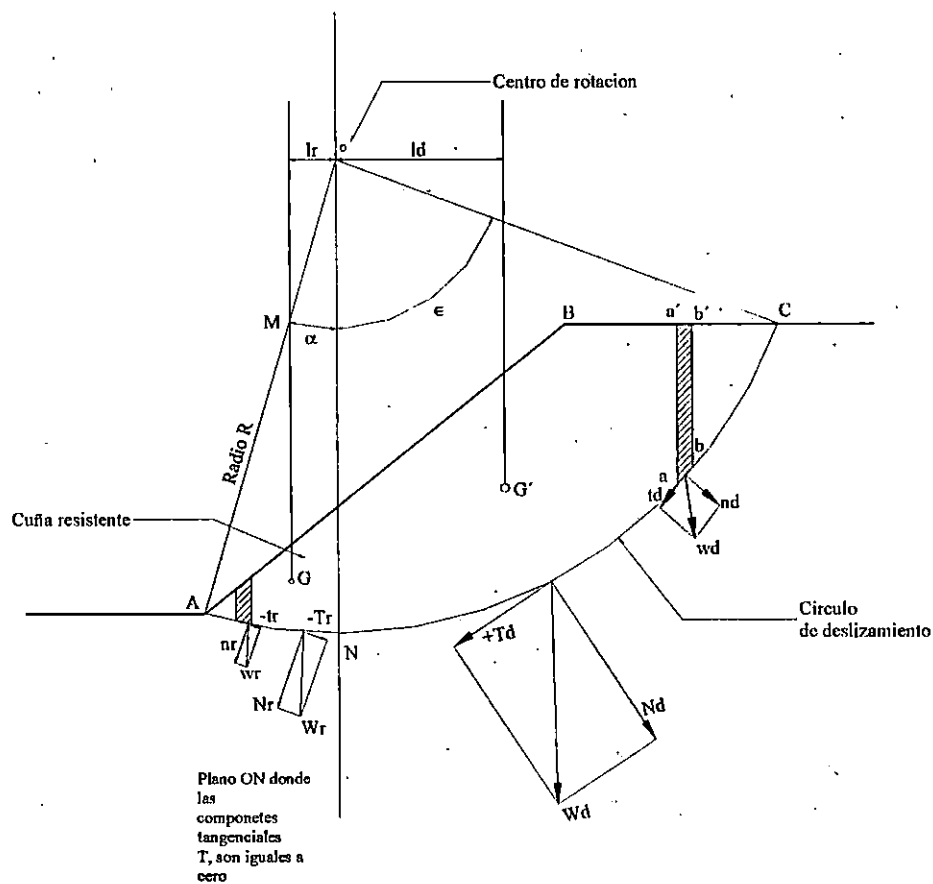


Figura 2. 16 Fuerzas actuantes en un talud según Valle Rodas

AMNA : Cuña resistente

NMBCN : Cuña deslizante

G : Centro de gravedad de la cuña resistente

G' : Centro de gravedad de la cuña deslizante

S : Pesos de la masa de suelo en las cuñas resistente y deslizante, respectivamente

W_T, W_d : Componentes normales

T_r, T_d : Componentes tangenciales

l_r, l_d : Brazos de palanca de las cuñas resistente y deslizante, respectivamente

$ab = l$: Longitud de la base de sección a, a', b', b

2.3.3 Método Estático de Bishop

El método de Bishop al igual que en el de Fellenius divide la masa de suelo ABCD en dovelas verticales como se muestra en la figura 2.17.

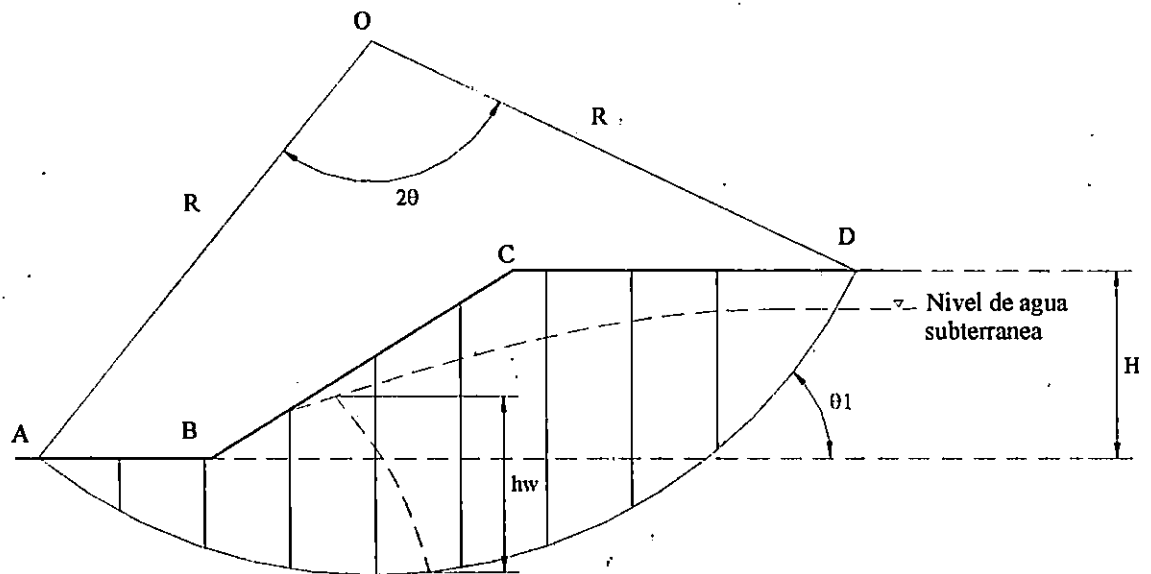


Figura 2. 17 División de un Talud en Dovelas

Donde h_w es la carga de presión de poro.

Las fuerzas que actúan en cada una de las dovelas son evaluadas por medio del equilibrio límite figura 2.18 (se considera que un talud se encuentra en equilibrio límite de falla cuando $FS = 1$, es decir que las fuerzas que tienden a provocar el movimiento son iguales a las que tienden a detenerlo).

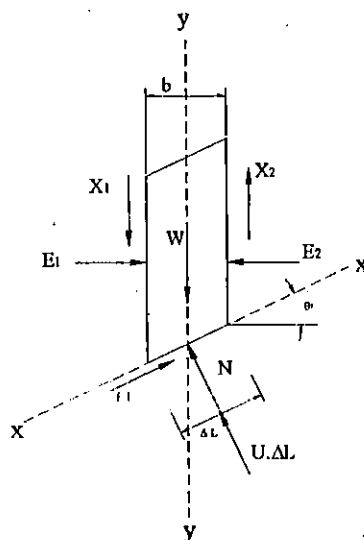


Figura 2. 18 Fuerzas que actúan en un talud

En la figura se muestra las fuerzas que actúan en cada una de las dovelas, para un espesor unitario de talud, y estas son:

- w_i : el peso de la dovela
- E_1 y E_2 : fuerzas normales entre dovelas
- X_1 y X_2 : fuerzas tangenciales entre dovelas.
- N_i : fuerza normal de reacción en la base de la dovela.
- ΔL_i : Longitud de la dovela a lo largo del eje x-x.
- b : Proyección horizontal de ΔL .
- U : presión de poros
- θ_i : ángulo que forma el eje x con la horizontal. T
- τ_i : fuerza cortante a lo largo de la base de la dovela

El método considera que en condiciones uniformes y cuando la relación de presión de

poros ($r_u = \frac{U}{\gamma_s h}$) es constante, las fuerzas interdovelas tangenciales y normales son

iguales y opuestas, esto es: $X_1 = X_2$, y $E_1 = E_2$. Haciendo equilibrio respecto al eje x, y

asumiendo valores positivos hacia la derecha, se tiene:

$$\tau - w_i \text{sen}(\theta) = 0$$

o también $\tau = w_i \text{sen}(\theta)$ (Ec. 2.3.3. 1)

Si se asume que el talud no se encuentra en el límite de falla, entonces $FS > 1$; la fuerza tangencial f_t es igual a la resistencia cortante en la base de la dovela, dividida por FS , esto es:

$$\frac{c\Delta L_i + N_i \tan(\phi)}{FS} = w_i \text{sen}(\theta_i) \quad (\text{Ec. 2.3.3. 2})$$

Igualando con la ecuación 2.3.3.1 se tiene:

$$\tau = \frac{c\Delta L_i + N_i \tan(\phi)}{FS} \quad (\text{Ec. 2.3.3. 3})$$

Despejando FS se tiene:

$$FS = \frac{c\Delta L_i + N_i \tan(\phi)}{w_i \text{sen}(\theta_i)} \quad (\text{Ec. 2.3.3. 4})$$

El análisis anterior es válido para una dovela, el valor de FS para todas las dovelas a lo largo del círculo de falla viene dado por la ecuación:

$$FS = \frac{\sum [c\Delta L_i + N_i \tan(\phi)]}{\sum [w_i \text{sen}(\theta_i)]} \quad (\text{Ec. 2.3.3. 5})$$

Haciendo equilibrio respecto al eje Y , asumiendo signo positivo hacia arriba y considerando que $FS > 1$, de la figura 2.5.3.2 se obtienen las siguientes ecuaciones

$$X_2 - X_1 + N_i \cos(\theta_i) + U \Delta L_i + \tau_i \sin(\theta_i) = 0 \quad (\text{Ec. 2.3.3. 6})$$

Como $X_2 = X_1$ y sustituyendo

$$\tau_i = \frac{[c \Delta L_i + N_i \tan(\phi)]}{FS} \quad (\text{Ec. 2.3.3. 7})$$

$$N_i \cos(\theta_i) + U \Delta L_i + \frac{[c \Delta L_i + N_i \tan(\phi)]}{FS} \sin(\theta_i) - w_i = 0 \quad (\text{Ec. 2.3.3. 8})$$

Despejando N_i se tiene lo siguiente:

$$N_i \cos(\theta_i) + \frac{N_i \tan(\phi) \sin(\theta_i)}{FS} = w_i - U \Delta L_i \cos(\theta_i) + \frac{c \Delta L_i \sin(\theta_i)}{FS} \quad (\text{Ec. 2.3.3. 9})$$

Donde

$$N_i = \frac{w_i - U \Delta L_i \cos(\theta_i) - \frac{c \Delta L_i \sin(\theta_i)}{FS}}{\cos(\theta_i) + \frac{\tan(\phi) \sin(\theta_i)}{FS}} \quad (\text{Ec. 2.3.3. 10})$$

Sustituyendo $\Delta L_i = B / \cos(\theta_i)$ y N_i en la ecuación 2.3.3.5 se obtiene el factor de seguridad como sigue

$$FS = \frac{1}{\sum w_i \sin(\theta_i)} \sum \frac{[c.b + (w_i - U.b) \tan(\phi)] \sec(\theta_i)}{1 + \frac{\tan(\theta_i) \tan(\phi)}{FS}} \quad (\text{Ec. 2.3.3. 11})$$

La ecuación 2.3.3.11 debe usarse como un proceso de aproximaciones sucesivas para hallar la solución. Este proceso inicia asumiendo un valor de prueba para FS, en el miembro derecho de la ecuación, a la vez, las propiedades c , ϕ y la geometría del talud, son sustituidas en la ecuación. Si ambos lados de la ecuación son iguales, se confirma el valor de FS, pero si el valor calculado difiere apreciablemente del asumido, se realiza

una segunda aproximación hasta que ambos lados de la ecuación sean iguales. Entonces se tiene un factor de seguridad satisfactorio.

Al hacer la sustitución del denominador de la ecuación (2.3.3.11) por una variable que se denominará M_i , se tendrá lo siguiente:

$$M_i = \cos(\theta_i) \frac{1 + \tan(\theta_i) \tan(\phi)}{FS}$$

Sustituyendo M_i en la ecuación 2.3.3.11 FS se escribe como sigue:

$$FS = \frac{1}{\sum w_i \sin(\theta_i)} \sum \frac{(cb + (w_i - Ub) \tan(\phi))}{M_i} \quad (\text{Ec. 2.3.3. 12})$$

La forma de encontrar FS en la ecuación 2.3.3.12 es la siguiente:

- 1) Se asume un valor de FS para calcular el valor de $\tan(\phi)/FS$, con el objetivo de encontrar este valor en la curva correspondiente.
- 2) En el eje de las abscisas de la figura 2.19 se busca el valor de θ_i , luego se traza una vertical en ese punto y se intercepta la curva que corresponde al valor de $\tan(\phi)/FS$ del paso anterior. A partir del punto θ_i y $\tan(\phi)/FS$, se traza una horizontal para interceptar el eje de las ordenadas de la figura, al cual corresponde el valor de M_i que aparece en la ecuación 2.3.3.12

donde:

FS_1 : significa el primer valor de prueba de FS

FS_2 : significa el segundo valor de prueba de FS

El valor de FS se calcula de la sumatoria de la columna 9 entre la sumatoria de $w \text{sen}(\theta_i)$), esto es:

$$FS = \frac{\sum (9)}{\sum w \text{sen}(\theta_i)}$$

2.3.4 Método de Bishop y Morgensten

Bishop y Morgensten (1960), sugirieron un método basado en el uso de coeficientes de estabilidad, similar al N_e de Taylor, pero en términos de esfuerzos efectivos. El factor de seguridad depende de los siguientes términos:

- a) ángulo de inclinación del talud
- b) factor de profundidad, D, que es igual al cociente de la profundidad del estrato resistente que conforma el talud entre la altura del mismo.
- c) ángulo de fricción del suelo ϕ , con el que se define la ley de resistencia al corte del suelo
- d) parámetro adimensional, $\frac{c}{\gamma_s H}$
- e) coeficiente de presión de poro r_u

El factor de seguridad varía linealmente con r_u y está determinado por

$$FS = m - n \cdot r_u \quad (\text{Ec. 2.3.4. 1})$$

donde:

m y n : Coeficientes de estabilidad, relacionados con las variantes enumeradas

r_u : Coeficiente de presión de poros.

Para determinar los coeficientes m y n , se utiliza la tabla 2.7, la cual suministra intervalos de valores para $\text{ctg}\beta = 0.5$ a 5.0 , $\phi = 20^\circ$ a 40° , $D = 1$ a 1.5 y $\frac{c}{\gamma_s H} = 0$ a 0.150 .

El procedimiento para obtener el factor de seguridad es el siguiente:

- 1) Con los datos del suelo c , γ_s y la geometría del talud H , se calcula $\frac{c}{\gamma_s H}$, se selecciona una parte de la tabla 2.7, para la cual $D = 1$, y $\frac{c}{\gamma_s H}$, mayor que el obtenido por los datos reales del suelo en estudio.
- 2) Mediante interpolación lineal, se obtienen valores de m y n que corresponden a $\text{ctg}\beta$ y ϕ .
- 3) Los valores de m y n , son sustituidos en la ecuación 2.3.4.1 para encontrar el factor de seguridad (F.S.).
- 4) Si se encuentra que n está subrayado, en la tabla 2.7, esto significa que puede existir un círculo más crítico (con menor F.S.) a mayor profundidad. En este caso se usa la selección de la tabla para $D = 1.25$, y si fuese necesario para $D = 1.50$

hasta que se obtenga un valor de "n" no subrayado; luego se calcula un nuevo valor de FS. Este procedimiento se repite para secciones de la tabla 2.7 que corresponde a un valor de $\frac{c}{\gamma_s H}$ menor que el obtenido con lo datos reales del suelo en estudio

- 5) Según los numerales 3 y 4, con la ecuación 2.3.4.1 se obtienen los valores de FS, con los cuales se determina el valor verdadero de FS interpolando linealmente, de la siguiente manera:

$$FS = FS_1 + (FS_2 - FS_1) \frac{\frac{c}{\gamma_s H} - D_1}{D_2 - D_1} \quad (\text{Ec. 2.3.4. 2})$$

Donde:

D_1 : Primer valor de prueba del factor de seguridad

D_2 : Segundo valor de prueba del factor de seguridad

FS_1 : Factor de seguridad para la primera prueba de D

FS_2 : factor de seguridad para la segunda prueba

γ_m : Peso volumétrico del suelo

c: Cohesión del suelo

H: Altura del talud.

El valor de $c/\gamma_s \cdot H$ que aparece en la ecuación 2.3.4.2, se obtiene con los valores reales del suelo del talud en estudio.

Tabla 2. 7 Determinación de los coeficientes m y n para calcular el factor de seguridad según Bishop y Morgensten

$c\gamma/H=0$													
cot β de la pendiente		0.5:1		1:1		2:1		3:1		4:1		5:1	
D	φ^o	m	n	m	n	m	n	m	n	m	n	m	n
TODOS	20	0.18	0.90	0.36	0.72	0.73	0.90	1.08	1.21	1.45	1.54	1.81	1.88
	25	0.23	1.16	0.47	0.92	0.92	1.16	1.40	1.55	1.86	1.97	2.32	2.41
	30	0.29	1.43	0.58	1.15	1.15	1.43	1.72	1.91	2.30	2.44	2.88	2.98
	35	0.35	1.74	0.70	1.39	1.39	1.74	2.10	2.32	2.79	2.97	3.48	3.62
	40	0.42	2.09	0.83	1.67	1.67	2.09	2.51	2.79	3.34	3.55	4.18	4.34
$c\gamma/H=0.025$													
cot β de la pendiente		0.5:1		1:1		2:1		3:1		4:1		5:1	
D	φ^o	m	n	m	n	m	n	m	n	m	n	m	n
1.00	20	0.52	0.72	0.70	0.76	1.11	1.01	1.53	1.34	1.95	1.69	2.37	2.04
	25	0.59	0.79	0.83	0.96	1.35	1.27	1.87	1.69	2.39	2.13	2.91	2.59
	30	0.67	0.88	0.97	1.19	1.60	1.56	2.23	2.07	2.86	2.61	3.41	3.17
	35	0.76	1.00	1.13	1.44	1.87	1.88	2.63	2.50	3.38	3.15	4.14	3.83
	40	0.86	1.17	1.30	1.72	2.18	2.24	3.07	2.98	3.95	3.76	4.86	4.56
1.25	20	1.00	0.93	1.07	1.02	1.29	1.20	1.60	1.45	1.93	1.76	2.30	2.06
	25	1.22	1.18	1.31	1.30	1.60	1.53	1.97	1.87	2.42	2.25	2.87	2.65
	30	1.46	1.47	1.59	1.62	1.95	1.91	2.41	2.33	2.93	2.80	3.49	3.28
	35	1.74	1.76	1.90	1.96	2.32	2.31	2.89	2.83	3.50	3.38	4.17	3.98
	40	2.04	2.11	2.23	2.35	2.74	2.75	3.43	3.39	4.14	4.04	4.93	4.75
$c\gamma/H=0.050$													
cot β de la pendiente		0.5:1		1:1		2:1		3:1		4:1		5:1	
D	φ^o	m	n	m	n	m	n	m	n	m	n	m	n
1.00	20	0.69	0.78	0.90	0.83	1.37	1.06	1.83	1.38	2.32	1.77	2.77	2.08
	25	0.80	0.98	1.05	1.03	1.61	1.33	2.18	1.75	2.77	2.20	3.33	2.64
	30	0.91	1.21	1.21	1.24	1.88	1.62	2.56	2.15	3.24	2.68	3.91	3.24
	35	1.02	1.40	1.37	1.46	2.17	1.95	2.99	3.78	2.58	3.25	4.57	3.96
	40	1.14	1.61	1.55	1.71	2.50	2.32	3.44	3.06	4.40	3.91	5.30	4.64
1.25	20	1.16	0.98	1.24	1.07	1.50	1.26	1.82	1.48	2.22	1.79	2.63	2.10
	25	1.40	1.23	1.50	1.35	1.81	1.59	2.21	1.89	2.70	2.28	3.19	2.67
	30	1.65	1.51	1.77	1.66	2.14	1.94	2.63	2.33	3.20	2.81	3.81	3.30
	35	1.93	1.82	2.08	2.00	2.53	2.33	3.10	2.84	3.78	3.39	4.48	4.01
	40	2.24	2.16	2.42	2.38	2.94	2.78	3.63	3.38	4.41	4.07	5.22	4.78
1.50	20	1.48	1.28	1.55	1.33	1.74	1.49	2.00	1.69	2.33	1.98	2.68	2.27
	25	1.82	1.63	1.90	1.70	2.13	1.89	2.46	2.17	2.85	2.52	3.28	2.88
	30	2.18	2.01	2.28	2.09	2.56	2.33	2.95	2.69	3.42	3.10	3.95	3.56
	35	2.57	2.42	2.68	2.52	3.02	2.82	3.50	3.25	4.05	3.75	4.69	4.31
	40	3.02	2.91	3.16	3.02	3.55	3.37	4.11	3.90	4.77	4.48	5.50	5.12

Tabla 2.7 (continuación) Determinación de los coeficientes m y n para calcular el factor de seguridad según Bishop y Morgensten

		0.5:1		1:1		2:1		3:1		4:1		5:1		
10	m	n	m	n	m	n	m	n	m	n	m	n	m	n
20	0.85	0.80	1.09	0.84	1.61	1.10	2.14	1.44	2.66	1.80	3.17	2.13		
25	0.95	1.01	1.25	1.05	1.86	1.38	2.50	1.80	3.13	2.26	3.74	2.72		
30	1.06	1.24	1.42	1.30	2.14	1.69	2.88	2.20	3.62	2.76	4.36	3.33		
35	1.19	1.49	1.61	1.56	2.44	2.03	3.31	2.66	4.18	3.33	5.02	4.00		
40	1.33	1.76	1.80	1.82	2.77	2.39	3.78	3.15	4.79	3.95	5.78	4.76		
<hr/>														
		0.5:1		1:1		2:1		3:1		4:1		5:1		
10	m	n	m	n	m	n	m	n	m	n	m	n	m	n
20	1.34	1.02	1.39	1.09	1.69	1.29	2.07	1.54	2.49	1.82	2.95	2.17		
25	1.58	1.28	1.66	1.39	2.00	1.64	2.47	1.96	2.97	2.32	3.52	2.73		
30	1.83	1.56	1.94	1.70	2.35	2.01	2.89	2.39	3.50	2.86	4.15	3.36		
35	2.11	1.87	2.25	2.03	2.73	2.39	3.36	2.87	4.08	3.46	4.83	4.04		
40	2.42	2.21	2.58	2.40	3.15	2.84	3.89	3.43	4.73	4.13	5.60	4.83		
<hr/>														
20	1.64	1.31	1.71	1.35	1.92	1.51	2.20	1.73	2.55	1.99	2.93	2.27		
25	1.98	1.66	2.05	1.71	2.31	1.91	2.66	2.20	3.08	2.53	3.55	2.92		
30	2.34	2.04	2.43	2.10	2.74	2.36	3.16	2.71	3.66	3.13	4.22	3.59		
35	2.74	2.46	2.84	2.54	3.21	2.85	3.71	3.29	4.30	3.79	4.96	4.34		
40	3.19	2.93	3.31	3.03	3.74	3.40	4.33	3.93	5.03	4.53	5.79	5.19		
<hr/>														
		0.5:1		1:1		2:1		3:1		4:1		5:1		
10	m	n	m	n	m	n	m	n	m	n	m	n	m	n
20	0.98	0.80	1.25	0.86	1.83	1.13	2.41	1.46	2.97	1.83	3.53	2.15		
25	1.10	1.02	1.41	1.07	2.09	1.42	2.78	1.84	3.36	2.29	4.09	2.72		
30	1.21	1.25	1.58	1.30	2.37	1.72	3.17	2.25	3.91	2.80	4.71	3.34		
35	1.34	1.50	1.77	1.57	2.68	2.08	3.59	2.71	4.49	3.34	5.39	4.03		
40	1.48	1.78	1.99	1.87	3.01	2.44	4.07	3.21	5.10	3.97	6.14	4.80		
<hr/>														
20	1.48	1.03	1.52	1.09	1.86	1.29	2.27	1.55	2.74	1.83	3.23	2.15		
25	1.72	1.29	1.79	1.38	2.19	1.63	2.67	1.96	3.21	2.32	3.81	2.74		
30	1.99	1.59	2.08	1.73	2.53	2.00	3.09	2.41	3.73	2.84	4.42	3.35		
35	2.27	1.90	2.40	2.07	2.91	2.41	3.58	2.90	4.30	3.44	5.10	4.04		
40	2.58	2.23	2.74	2.44	3.33	2.85	4.09	3.44	4.96	4.11	5.88	4.84		
<hr/>														
20	1.77	1.30	1.85	1.36	2.07	1.52	2.38	1.73	2.76	2.00	3.14	2.28		
25	2.11	1.66	2.20	1.72	2.47	1.93	2.83	2.21	3.28	2.53	3.78	2.91		
30	2.48	2.05	2.58	2.11	2.90	2.38	3.33	2.72	3.86	3.12	4.44	3.59		
35	2.88	2.47	2.98	2.54	3.37	2.86	3.88	3.28	4.49	3.78	5.17	4.34		
40	3.33	2.94	3.45	3.03	3.90	3.42	4.49	3.92	5.21	4.51	5.99	5.16		

Tabla 2.7 (continuación) Determinación de los coeficientes m y n para calcular el factor de seguridad según Bishop y Morgensten

$c'\gamma/H=0.125$													
cot β de la pendiente		0.5:1		1:1		2:1		3:1		4:1		5:1	
D	φ_0	m	n	m	n	m	n	m	n	m	n	m	n
1.00	20	1.13	0.81	1.43	0.88	2.04	1.15	2.69	1.54	3.26	1.78	3.87	2.12
	25	1.25	1.04	1.60	1.11	2.32	1.45	3.06	1.91	3.74	2.27	4.45	2.72
	30	1.38	1.27	1.77	1.34	2.62	1.78	3.46	2.30	2.45	2.81	5.07	3.37
	35	1.50	1.51	1.96	1.59	2.93	2.12	3.88	2.71	4.82	3.41	5.77	4.05
	40	1.61	1.75	2.17	1.89	3.27	2.48	4.36	3.18	5.46	4.06	6.55	4.89
1.25	20	1.64	1.06	1.67	1.10	2.05	1.32	2.49	1.58	2.98	1.86	3.50	2.17
	25	1.89	1.33	1.94	1.40	2.38	1.67	2.89	1.99	3.48	2.38	4.08	2.75
	30	2.16	1.63	2.23	1.73	2.73	2.04	3.32	2.43	4.01	2.92	4.71	3.41
	35	2.45	1.95	2.56	2.09	3.11	2.45	3.80	2.93	4.59	3.50	5.41	4.13
	40	2.77	2.30	2.92	2.49	3.54	2.91	4.33	3.49	5.24	4.16	6.21	4.95
1.50	20	1.92	1.32	2.02	1.39	2.23	1.55	2.57	1.75	2.96	2.00	3.40	2.29
	25	2.26	1.68	2.37	1.75	2.64	1.97	3.03	2.23	3.50	2.55	4.02	2.91
	30	2.63	2.02	2.75	2.15	3.07	2.43	3.53	2.75	4.08	3.15	4.69	3.60
	35	3.04	2.50	3.16	2.58	3.55	2.92	4.08	3.32	4.73	3.81	5.44	4.36
	40	3.50	2.98	3.63	3.07	4.09	3.49	4.71	3.98	5.46	4.57	6.28	5.23
$c'\gamma/H=0.150$													
cot β de la pendiente		0.5:1		1:1		2:1		3:1		4:1		5:1	
D	φ_0	m	n	m	n	m	n	m	n	m	n	m	n
1.00	20	1.25	0.81	1.58	0.89	2.25	1.16	2.89	1.44	3.57	1.80	2.41	2.15
	25	1.37	1.02	1.75	1.12	2.53	1.45	3.24	1.80	4.01	2.27	4.78	2.77
	30	1.50	1.25	1.93	1.36	2.83	1.78	3.64	2.24	4.54	2.79	5.41	3.39
	35	1.65	1.53	2.12	1.61	3.14	2.14	4.09	2.71	5.10	3.38	6.09	4.09
	40	1.80	1.82	2.33	1.89	3.49	2.53	4.57	3.24	5.74	4.05	6.86	4.85
1.25	20	1.79	1.07	1.80	1.10	2.22	1.32	2.69	1.59	3.22	1.86	3.77	2.17
	25	2.03	1.33	2.07	1.40	2.55	1.68	3.09	2.01	3.71	2.37	4.33	2.76
	30	2.30	1.63	2.37	1.74	2.90	2.06	3.51	2.44	4.22	2.92	4.96	3.38
	35	2.60	1.96	2.69	2.08	3.28	2.47	4.00	2.94	4.81	3.50	5.66	4.10
	40	2.92	3.33	3.05	2.44	3.72	2.92	4.53	3.48	5.46	4.17	6.44	4.92
1.50	20	2.05	1.33	2.15	1.39	2.38	1.54	2.74	1.75	3.15	2.01	3.63	2.30
	25	2.39	1.68	2.51	1.76	2.77	1.97	3.19	2.23	3.67	2.55	4.23	2.90
	30	2.76	2.07	2.98	2.16	3.22	2.43	3.70	2.75	4.26	3.14	4.90	3.57
	35	3.16	2.50	3.30	2.59	3.69	2.92	4.24	3.31	4.90	3.79	5.64	3.33
	40	3.62	2.98	3.76	3.07	4.23	3.48	4.87	3.95	5.63	5.54	6.47	5.19

2.3.5 Método de Culmann¹³

El método de Culmann se basa en suponer que la falla ocurre sobre un plano a través del pie del talud.

Taylor en 1961, tomó como base el método de Culmann para determinar el número de estabilidad N_e en función del ángulo de inclinación del talud y del ángulo de fricción interna del suelo.

La figura 2.20 representa la sección a la cual puede ser aplicado el método de Culmann, también se ilustran las fuerzas que actúan sobre la masa de tierra de la cuña "abda", encima del plano de falla "ad", con una inclinación del ángulo θ

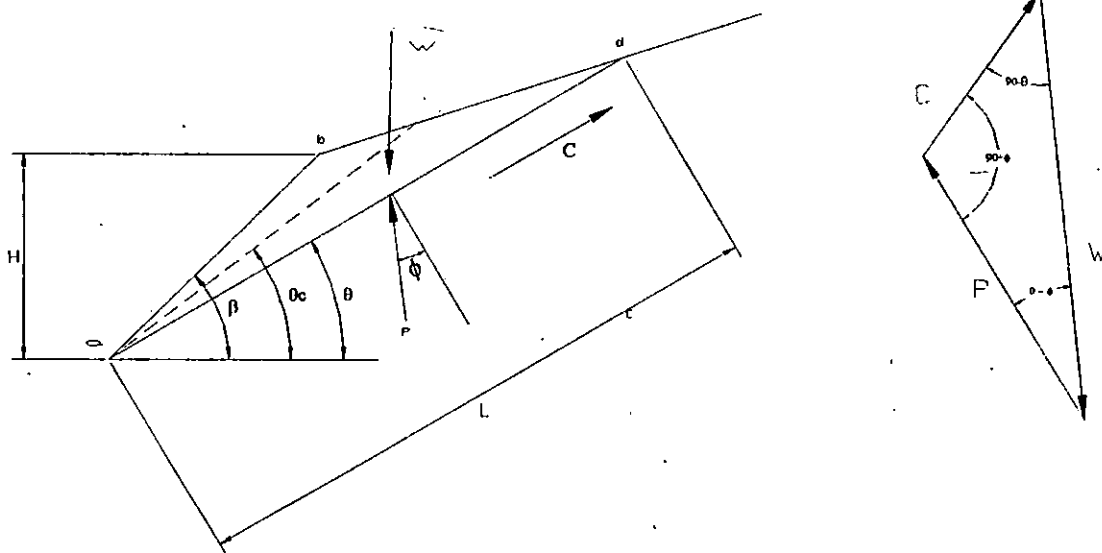


Figura 2. 20 Elementos de un talud para análisis por el método de Culmann

¹³ Donald W. Taylor. Fundamentos de Mecánica de Suelos, pág. 515

donde:

w : peso de la cuña de falla, $abda$.

P : Fuerza de reacción del suelo en la cuña de falla.

F_c : Fuerza debida a la cohesión del suelo a lo largo del plano de falla, ad .

β : Ángulo de inclinación del talud.

θ : Ángulo que forma el plano de prueba de falla con la horizontal.

θ_c : Ángulo que forma el plano crítico de falla con la horizontal.

A : Área de la cuña de falla, $abda$.

El peso W se obtiene utilizando el triángulo, $abda$ de la figura 2.21, de la siguiente manera:

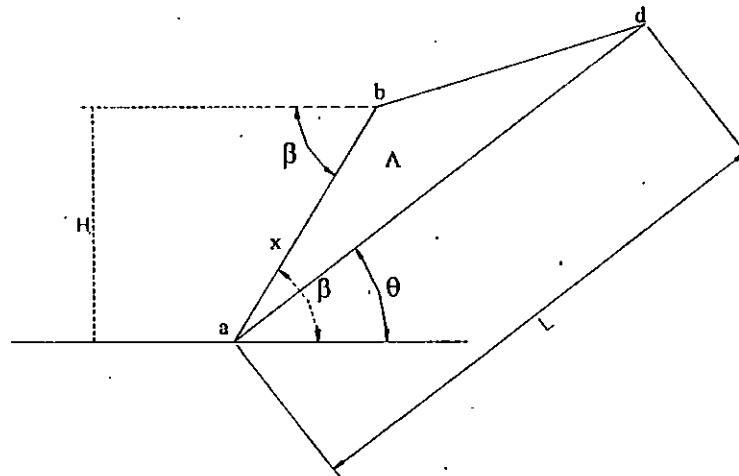


Figura 2. 21 Triángulo de fuerzas utilizado por el método de Culmann

$$w = A \cdot \gamma_m \quad (\text{Ec. 2.3.5. 1})$$

$$A = \frac{1}{2} LX \text{sen}(\beta - \theta)$$

$$\text{sen}(\beta) = \frac{H}{X}$$

$$X = \frac{H}{\text{sen}(\beta)}$$

Sustituyendo X y A en la ecuación anterior se tiene que el peso de la cuña será:

$$\frac{Fc}{\text{sen}(\theta - \phi)} = \frac{w}{\text{sen}(90^\circ + \phi)}$$

$$\frac{Fc}{w} = \frac{\text{sen}(\theta - \phi)}{\text{sen}(90^\circ + \phi)}$$

Sustituyendo en la ecuación anterior el valor de $\text{sen}(90^\circ + \phi)$:

Siendo: $\text{sen}(90^\circ + \phi) = \text{sen}90^\circ \cdot \cos(\phi) + \cos(90^\circ) \text{sen}(\phi)$, y $\text{sen}(90^\circ + \phi) = \cos(\phi)$

$$\text{Entonces } \frac{Fc}{w} = \frac{\text{sen}(\theta - \phi)}{\cos(\phi)} \quad (\text{Ec. 2.3.5. 2})$$

Sustituyendo en la ecuación W y $Fc = cL$ en la ecuación (2.3.5.2) se tiene:

$$\frac{c.L}{(1/2)\gamma_s.H.\csc(\beta).\sen(\beta-\theta)} = \frac{\sen(\theta-\phi)}{\cos(\phi)}$$

$$\frac{c}{\gamma_s.H} = \frac{(1/2)\csc(\beta).\sen(\beta-\theta).\sen(\theta-\phi)}{\cos(\phi)} \quad (\text{Ec. 2.3.5. 3})$$

donde :

c/γ_s es el numero de estabilidad (Ne).

El plano más critico de falla es aquel en el cual el numero de estabilidad es máximo.

Este valor máximo se obtiene derivando con respecto a θ la ecuación 2.3.5.3, e igualando a cero la derivada, esto es:

$$\frac{d}{d\theta} \left(\frac{\csc(\beta)\sen(\beta-\theta).\sen(\theta-\phi)}{2.\cos(\phi)} \right) = 0$$

$$\frac{\csc(\beta)\sen(\beta-\theta)\sec(\phi)\cos(\theta-\phi)}{2} = \frac{\csc(\beta)\cos(\beta-\theta)\sen(\phi)\cos(\theta-\phi)}{2} = 0$$

$$\theta = \theta_c = (\beta + \phi)/2$$

Este valor de θ_c corresponde al valor critico, es decir, que el plano critico de falla tendrá un ángulo θ_c con la horizontal como se muestra en la figura 2.20

Sustituyendo $\theta = (\beta + \theta)/2$ en la ecuación 2.3.5.3 se tiene:

$$\frac{c}{\gamma_s H} = \frac{\csc(\beta) \sin^2 \frac{\beta - \phi}{2}}{2 \cos(\phi)}$$

Sustituyendo $\sin^2((\beta - \phi) / 2) = 1 - \cos 2((\beta - \phi) / 2)$ se tiene

$$\frac{c}{\gamma_m H} = \frac{\csc(\beta) \left\{ 1 - \cos \left(\frac{\beta - \phi}{2} \right) \right\}}{2 \cos(\phi)}$$

Como $\csc(\beta) = 1/\sin(\beta)$ se tiene entonces que:

$$\frac{c}{\gamma_s H} = \frac{1 - \cos(\beta - \phi)}{4 \sin(\beta) \cos(\phi)}$$

$c/\gamma_s H$ representa el número de estabilidad (Ne), entonces puede escribirse la ecuación

2.3.5.4 de la siguiente manera:

$$Ne = \frac{1 - \cos(\beta - \phi)}{4 \sin(\beta) \cos(\phi)} \quad (\text{Ec. 2.3.5. 4})$$

Al sustituir el ángulo de inclinación del talud y el ángulo de fricción interna del suelo en la ecuación 2.3.5.4 se obtiene el número de estabilidad

Para encontrar FS se sustituyen los parámetros c , γ_s , H y Ne en la siguiente ecuación:

$$FS = \frac{c}{Ne\gamma_s H}$$

2.4 BREVE RESEÑA DE OTROS METODOS DE ANALISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES

2.4.1 Método de Análisis de Morgenstern – Price¹⁴

Morgenstern y Price(1965), basados en el método de las dovelas, desarrollaron un método de análisis en el que satisfacen todas las condiciones de equilibrio en cada dovela, ya que ellos consideran todas las fuerzas actuantes en cada dovela; la superficie de falla que se considera en este análisis, puede tener forma circular, no circular o compuesta.

Para determinar el factor de seguridad mínimo, el análisis involucra un proceso complejo de iteración, lo que hace que este método se vuelva a base de tanteos; para lo cual es esencial el uso de computadora.

2.4.2 Método de Newmark¹⁵

El Dr. Nathan M. Newmark(1965), desarrollo un método de análisis dinámico para evaluar las deformaciones potenciales en un talud. Considero, que cuando actúa una perturbación sísmica en la masa potencial de deslizamiento, el talud comenzara a falla en el momento en que las fuerzas de inercia sean lo suficientemente grandes para

¹⁴ Craig, Robert F, Mecánica de Suelos, México Primera Edición

¹⁵ Análisis Dinámico de Estabilidad de Taludes, Trabajo de Graduación Universidad Politécnica 1988, Pag. 125

superar la resistencia de cedencia, S , desarrollada en la superficie de falla.

La aceleración mínima del sismo necesaria para indicar los movimientos en la masa deslizante es llamada aceleración de cedencia, A_c , y su valor esta en función de la geometría del talud, de las propiedades mecánicas del suelo y de la masa potencial de deslizamiento (su centro de gravedad y en el centro del arco de circunferencia que define la superficie de falla).

Cuando la máxima aceleración del terreno (A_{max}), registrada en el talud correspondiente a las fuerzas de inercia excede a la aceleración de cedencia ($A_{max} > A_c$), en este caso la masa del talud se moverá a lo largo de la superficie de deslizamiento; la magnitud del desplazamiento de la masa deslizante puede encontrarse entonces aplicando el método de Newmark.

2.4.3 Procedimiento de Análisis de Sedd- Lee – Idress¹⁶

Sedd (1966), desarrollo un procedimiento alternativo de análisis dinámico para la evaluación de las deformaciones en las presas de tierra, el cual puede aplicarse a cualquier tipo de talud. Para su aplicación es necesario considerar las propiedades dinámicas de los suelos, tales como el Módulo de torsión (G), Módulo de Poison (ν) y Características de Amortización (λ).

¹⁶ Análisis Dinámico de Estabilidad de Taludes, Trabajo de Graduación Universidad Politécnica 1988, Pag. 135

CONCLUSIONES

- La prueba de compresión triaxial es la que proporciona las propiedades del suelo tales como la cohesión, el ángulo de fricción interna y la ley de resistencia del suelo, los cuales son indispensables para ser utilizados en el análisis de estabilidad de taludes.
- La prueba de penetración estándar, gravedad específica y granulometría son pruebas que sirven para complementar los resultados obtenidos de la prueba triaxial
- El método de Fellenius es el más completo de los procedimientos de análisis de estabilidad, ya que puede ser aplicado a taludes con distintos tipos de suelo, siendo estos suelos cohesivos, cohesivos friccionantes, friccionantes y suelos estratificados. Se puede analizar además las condiciones gravitacionales, sísmicas y sismo gravitacionales.
- Los métodos gráficos de Jambú y Taylor permiten realizar el análisis de estabilidad de un talud de una forma rápida, sin embargo poseen la limitante que únicamente se pueden aplicar a taludes que presentan un estrato de suelo homogéneo, además de que en su aplicación no consideran el efecto de las fuerzas sísmicas.

- El método de Taylor analiza superficie de falla circular por el pie y base del talud para suelos cohesivos homogéneos y únicamente falla por el pie para suelos cohesivos friccionantes; el método de Jambú considera únicamente falla circular por el pie del talud.

CAPITULO III

APLICACION DE LOS METODOS DE ANALISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES A LOS CASOS PRACTICOS DE ESTUDIO EN LA COLONIA SANTISIMA TRINIDAD

CAPITULO III

APLICACION DE LOS METODOS DE ANALISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES A LOS CASOS PRACTICOS DE ESTUDIO EN LA COLONIA SANTISIMA TRINIDAD

INTRODUCCIÓN

El capítulo III comprende la presentación del trabajo realizado tanto en campo como en el laboratorio concerniente a la aplicación de la teoría sobre la estabilidad e inestabilidad de taludes. Primero se hace una descripción de los taludes seleccionados, proporcionando datos como su ubicación, geometría, condiciones de carga así como condiciones externas visibles tales como presencia de vegetación, deslizamientos, grietas, etc. La descripción de las pruebas realizadas en campo y en laboratorio con las muestras de suelo tanto alteradas como inalteradas comprende la presentación de los resultados obtenidos en prueba de penetración estándar, prueba de compresión triaxial rápida, ensayo de gravedad específica, análisis granulométrico y contenido de humedad.

Después de ser presentados los resultados de las pruebas anteriores se plantean los criterios para utilizar los métodos de análisis de estabilidad de taludes propuestos y que está supeditado a las condiciones de campo, así como a la funcionalidad que presentan los métodos de análisis con base en las consideraciones que cada uno de ellos plantea. Al final se realiza el análisis matemático en la aplicación de los métodos de análisis de

estabilidad e inestabilidad de taludes, y así conocer su factor de seguridad contra el deslizamiento al analizarlos para condiciones de carga gravitatoria y combinación de carga gravitatoria y sísmica.

3.1 DESCRIPCION DE LOS TALUDES SELECCIONADOS

Comprende la localización, geometría, el tipo de suelo, condiciones reales de carga existentes, el riesgo, la peligrosidad y la geología. De la geometría es importante la inclinación del talud con respecto a la horizontal, la altura y las terrazas, siendo en estas y en la corona donde están las edificaciones que son los casos de estudio. Para la clasificación de los tipos de suelo que conforman los taludes se hicieron las siguientes pruebas de campo: penetración estándar, extracción de muestras de suelo inalteradas, y pruebas de laboratorio: prueba triaxial no consolidada no drenada, gravedad específica y granulometría. Conociendo la clasificación del suelo se recurre a la geología para tipificarlo, y de esta manera conocer la respuesta del suelo a la falla. Las condiciones de carga en los taludes son gravitatorias, sísmicas y las originadas por sobrecargas de las edificaciones construidas sobre ellos.

El riesgo y peligrosidad que representan los taludes, se ha evaluado tomando en cuenta que se trata de una zona urbanizada y que se está poblando rápidamente debido a su ubicación y accesibilidad al Nor-Poniente del AMSS, en el Municipio de Ayutuxtepeque, dentro de la colonia Santísima Trinidad, en los bloques A y F así como en áreas aledañas al sur de esos bloques. Los taludes, numerados del uno al cinco se

encuentran ubicados como sigue: los taludes 1 y 2 dentro del bloque F, los taludes 3 y 4 dentro del bloque A, y el talud 5 se encuentra al sur junto a la entrada principal del complejo habitacional. De los cinco taludes se obtuvieron los respectivos perfiles en una sección de posible debilidad.

a) Talud 1, bloque F.

El talud 1 está formado por un sistema de tres terrazas en elevación que se encuentran a lo largo de sus cuerpos. Se puede dividir en cuatro tramos, cuyos ángulos de inclinación con respecto a la horizontal y a partir del pie son: 48° , 55° , 62° y 42° ; las alturas de cada tramo inclinado y a partir del pie del talud son 6.8m, 19.8m, 15.4m y 6.88m, si se considera el talud total su altura es de 48.9m.

En la primera y segunda terraza se encuentra la sobrecarga ocasionada por la existencia de los edificios habitacionales (Las Gladiolas y Los Helechos) de cuatro pisos con 5.6 m de ancho, 26.55m de largo y 12m de altura. La tercera terraza pertenece a la zona verde y en ella se han sembrado árboles que se encuentran en su etapa de crecimiento. En las áreas donde se han construido los edificios cuentan con sistemas de cunetas y contra cunetas para la evacuación de las aguas lluvias, así como también se ha colocado malla geotextil para procurar el crecimiento de la vegetación y así evitar la erosión, ya que el suelo que conforma el talud es erosionable en caso de encontrarse sin la debida protección. Este efecto pudo ser observado en pequeña proporción en el último tramo antes de la corona, ya que esta zona carece de geotextil, y está apenas protegida por

maleza silvestre que ha crecido de manera natural.

b) Talud 2, bloque F.

El talud 2 está compuesto por dos tramos inclinados y una terraza intermedia, la inclinación respecto a la horizontal es de 41° y 45° respectivamente, las alturas son de 15.6m hasta llegar a la terraza y 18m hasta alcanzar la corona del talud, siendo su altura total de 33.6m. En la terraza se encuentra asentado un condominio habitacional (Las Margaritas) de iguales características a las descritas para el talud 1, en todo su cuerpo se ha instalado malla geotextil, la vegetación existente (grama negra) ha podido crecer y cubrir al talud, esto evita la erosión por escorrentía superficial en la época lluviosa.

c) Talud 3, bloque A.

El talud 3 consta de dos tramos inclinados y una terraza en las inmediaciones del cuerpo. Los tramos inclinados tienen ángulos con respecto a la horizontal y a partir del pie de 51° y 44° , y sus alturas son de 6.9m y 12.4m, siendo su altura total de 19.3m. la terraza tiene 5 m de ancho y sobre ella se ha construido una acera peatonal. En la corona existe sobrecarga aplicada por la presencia de casas unifamiliares de dos niveles en un terreno con dimensiones de 40.21m x 12.98m. Tal y como el talud 2 la malla geotextil ha posibilitado el crecimiento de la grama negra para evitar la erosión y dispone de drenaje superficial mediante el uso de cunetas y contra - cunetas.

d) Talud 4, Bloque A.

El talud 4 se puede considerar un talud típico, ya que consta de pie cuerpo y corona, no existiendo terrazas. Su ángulo de inclinación con respecto a la horizontal es de 53° con una altura de 21.2m, por el momento no existe sobrecarga en la corona y sobre el actuarán nada más las fuerzas producidas por su propio peso y las fuerzas sísmicas.

e) Talud 5, Comunidad tanque seco.

El talud 5, se considera un talud típico, con un ángulo de inclinación respecto a la horizontal de 90° y altura hasta la corona de 14.7 m. Sobre el se ejerce una sobrecarga producida por el asentamiento de la comunidad conocida como "Tanque Seco". En este talud se encuentran los signos más evidentes de deslizamientos provocados por los terremotos ocurridos el 13 de enero y 13 de febrero de 2001. Los deslizamientos han provocado que el talud se encuentre sin vegetación, y por ende vulnerable a los efectos de la erosión causada por la escorrentía superficial y las aguas de desecho tiradas sobre el cuerpo del talud por los mismos pobladores. Después de los terremotos principalmente en su zona oeste, el consorcio constructor de la colonia Santísima Trinidad construyó un muro de 2.5 m de altura que sirve de retención a una berma cuyo relleno es suelo del sitio, esto como medida de protección contra futuros desprendimientos del talud.

3.2 GEOLOGIA, GEOMORFOLOGIA Y GEOTECNIA DE LA ZONA DE ESTUDIO

3.2.1 La zona de estudio se ubica al nor-poniente del municipio de Ayutuxtepeque, con variaciones de elevación de 680 a 780 msnm, con topografía semi-plana predominan piroclastos en asociación con ceniza y pómez de origen volcánico, tobas color café, en asociación con rocas efusivas ácidas y medio ácidas; suelos predominantes limos arenosos color café claro y arenas limosas con mezcla de pómez. Al analizar los resultados obtenidos se determinó que los suelos predominantes en la zona son las arenas limosas color café con mezclas de pómez de tamaño de ½” y N° 4 así como un estrato de suelos arenosos conteniendo gravilla y pómez.

La estructura conocida como cerro El Carmen presenta las características de un domo en forma de dique por su forma alargada NNW y SSE.

3.2.2 Sitio de Estudio, se ubica entre los bloque A y F así como en la zona aledaña a la entrada la colonia Santísima Trinidad, Municipio de Ayutuxtepeque, la cual se encuentra asentada sobre el cerro El Carmen que ha sufrido cambios en su morfología por los trabajos de terracería efectuados durante la construcción de la colonia. Los suelos predominantes en el sitio son el limo arenoso, color café con porcentajes variables que van del 55% al 70% de limo y 30% al 45% de arena; la arena limosa, color café con mezclas de gravilla o de pómez, en porcentajes de 60% a 75% de arena y 25% a 40% de limo de baja plasticidad.

3.3 PRUEBAS REALIZADAS EN CAMPO Y LABORATORIO

Con el fin de obtener las propiedades físicas y mecánicas del suelo en los taludes, se realizaron las siguientes actividades de campo y laboratorio.

3.3.1 Trabajo de Campo.

Se realizó un levantamiento topográfico en el sector de los edificios, definiendo 5 perfiles; los perfiles 1 y 2 dentro del bloque F, los perfiles 3 y 4 dentro del bloque A y el perfil 5 se encuentra al sur junto a la entrada principal del complejo habitacional, tomando como criterio principal las condiciones de carga y sobrecarga existentes en cada talud para aplicarles el análisis de estabilidad. Se exploró el subsuelo con equipo de penetración estándar y se extrajeron 3 muestras inalteradas de excavaciones a cielo abierto ubicada en la corona, cuerpo y pie del talud ubicado en zona aledaña a la entrada principal de La Colonia Santísima Trinidad, ver anexo 1.

A continuación se describen las pruebas y ensayos que se realizaron a los taludes:

a) Prueba de Penetración Estándar (SPT)

Con esta prueba se estiman los parámetros del suelo como la compacidad, humedad, capacidad de carga la cual proporciona información útil para la descripción del subsuelo que conforma el talud.

Los suelos analizados son cohesivos friccionantes, la prueba permite conocer la

compacidad de los estratos; en suelos plásticos, la prueba de penetración estándar indica conservadoramente la resistencia a la compresión simple (q_u).

El objetivo de realizar esta prueba en los taludes fue conocer la estratigrafía y el parámetro de resistencia, capacidad de carga, del subsuelo por medio de perforaciones en la sección transversal de un talud, (ver anexo 3)

b) Extracción de Muestras a Cielo Abierto para Prueba Inalterada

Esta prueba permite extraer una muestra de suelo natural, tal que se conserven intactas sus características principales: humedad, estructura, compacidad, etc. El objetivo de la prueba es tomar la muestra inalterada que se extrajo en el campo para utilizarla en el laboratorio ensayando probetas de 5 cm de diámetro por 10 cm de altura, labradas manualmente, con lo que se obtendrá la ley de resistencia del suelo que constituye el talud. También, ayuda a realizar pruebas como: prueba de compresión triaxial, granulometría, gravedad específica, etc.

3.3.2 Trabajo de Laboratorio.

Como trabajo de laboratorio, se realizó la clasificación de los suelos en cada nivel del talud, se determinó el contenido de humedad natural, granulometría y se realizó la prueba de compresión triaxial rápida (no drenada, no consolidada) con las muestras inalteradas descritas.

a) Clasificación de los suelos.

La clasificación del suelo se efectúa basándose en el “ Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS)” desarrollado por el Dr. A. Casagrande. De acuerdo al tipo de suelo encontrado, se hicieron los ensayos siguientes: Contenido de Humedad Natural y Gravedad Especifica, siguiendo las normas de la ASTM (American Society for Testing and Materials) D-2216 y D-854, respectivamente.

b) Ensayo Triaxial

A través de la prueba de compresión triaxial se puede determinar con bastante confiabilidad la resistencia al corte de los suelos de alta y mediana permeabilidad manteniendo constante su contenido de humedad.

Con el objeto de obtener los parámetros que definan la ley de resistencia al esfuerzo cortante, es decir, la cohesión real o aparente del suelo (C) y el ángulo de fricción interna (ϕ) del mismo, se realizó la prueba de Compresión Triaxial Rápida (no drenada, no consolidada), según la Norma de la ASTM D-2850, para cada muestra inalterada extraída de los taludes en estudio, con el fin de obtener la ley de resistencia del suelo. Para cada muestra inalterada se labraron tres probetas cilíndricas con una relación longitud / diámetro de 2 a 3. Estas muestras se probaron en la cámara triaxial a velocidad de 1 mm/min. y presiones de confinamiento de 1 kg/cm², 2 kg/cm², y 3 kg/cm². Se tomaron lecturas de carga y deformaciones longitudinales a cada 30 seg.,

hasta llegar a la falla, según cada caso.

3.4 RESULTADOS DE LAS PRUEBAS DE CAMPO Y LABORATORIO.

En el sitio se desarrollaron pruebas de campo para determinar parámetros útiles al método de Donald W. Taylor, N. Jambú y el método de las Dovelas de análisis de estabilidad, para determinar el factor de seguridad que es un valor numérico que representa la condición de estabilidad o inestabilidad del talud.

3.4.1 Resultados de las Pruebas de Penetración Estándar.

Se realizaron tres sondeos exploratorios, dos de ellos con equipo motorizado (perforaciones 1 y 2), con el objeto de obtener muestras representativas y continuas para ser identificadas, determinando el contenido de humedad y la resistencia del suelo a la penetración según la norma de la ASTM D-1586 “prueba de Penetración Estándar y Muestreo de Suelos con Cuchara Partida”, el sondeo 3 fue realizado con equipo de perforación manual obteniendo iguales parámetros, según variante de la norma de la ASTM D-1586; en laboratorio se realizaron los ensayos que se describen a continuación: ASTM D-2216 “Determinación del Contenido de Humedad en el Laboratorio”, ASTM D-2448 “Descripción de Suelos, Procedimiento Visual Manual”, ASTM D-2487 “Clasificación de Suelos, para Propósitos de Ingeniería”. Los resultados obtenidos en la exploración del sub-suelo presentan los siguientes aspectos importantes:

a) La resistencia del suelo a la inca de la cuchara partida se da basándose en el número

de golpes de la prueba de penetración obteniéndose los siguientes resultados

Tabla 3. 1 Resistencia del suelo según la profundidad de perforación en la prueba de penetración estándar.

SONDEO No	PROFUNDIDAD EN METROS				
	0.5	1	1.5	2	2.5
1	1.30	2.10	2.10	3.00	>3.3
2	1.90	3.00	-	-	-
3	0.40	0.40	0.90	3.00	3.00

b) Humedades del suelo.

Los valores del contenido de humedad máximos, mínimos y promedios obtenidos de la corona, cuerpo y pie del talud han sido calculados basándose en la Norma ASDTM D-2216.

Tabla 3. 2 Tabla de humedades máxima mínima y promedio de cada sondeo

SONDEO	Humedad máxima	Humedad mínima	Humedad promedio
S-1	37.6 (0.50m)	13.2 (2.0m)	22.7
S-2	41.1 (1.0m)	33.9 (0.5m)	37.5
S-3	45.6 (1.0m)	15.2 (2.5m)	26.4

c) Estratigrafía Predominante en el sitio, son de dos tipos, limo arenoso, ML, y arena limosa, SM

Obteniendo para la corona del talud, el sondeo 1, la estratigrafía siguiente: para una profundidad de 0.5 m limo arenoso color café , con 45% de arena de mediana plasticidad; a una profundidad de 1.00 a 2.00 m arena limosa color café con variaciones de porcentaje de arenas 75% a 65% y porcentajes de limos de 25% a 75% y para un a profundidad de 2.5 donde se dio el rechazo se obtuvo suelo limo arenoso color café con 30% de arena y 70% de limos de mediana plasticidad

En el cuerpo del talud, sondeo No.2 se perforó 1.0 m encontrando limo arenoso compacto, color café, con 45% de arena y 55% de limo de mediana plasticidad (ML) y de consistencia compacta a 1.0 m de profundidad.

El pie del talud, sondeo No.2, se obtuvo en los primeros 0.5 m de profundidad arena limosa, color café, con 70% de arena con gravilla y 30% de limo de mediana plasticidad, con trazas de raíces; entre 1.0 m y 1.5m se encontró arena limosa, color café, con 60% de arena con pómez y 40% de limo de mediana plasticidad (SM) entre muy suelto y suelto; entre 2.0 m y 2.5 m se encontró arena limosa, color café, con 60% de arena con pómez y 40% de limo de mediana plasticidad con gravilla y compacidad entre compacto y semi compacto.

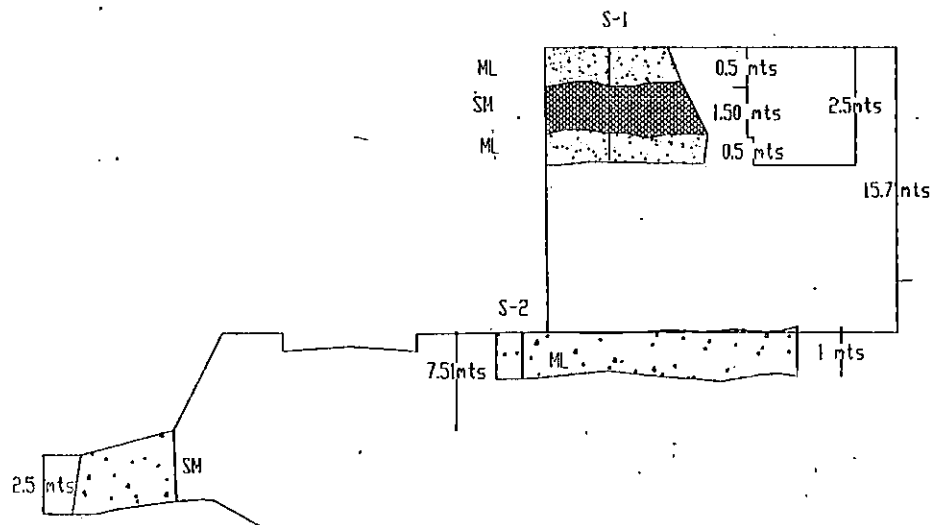


Figura 3. 1 Estratigrafía del suelo encontrada en los sondeos

d) El ensayo de penetración estándar proporciona parámetros del suelo, mismos que deberán ser sustituidos por datos obtenidos en ensayo triaxial preferentemente $R(c, u)$.

Peso volumétrico húmedo $\gamma_h = 1.65 \text{ ton/m}^3$

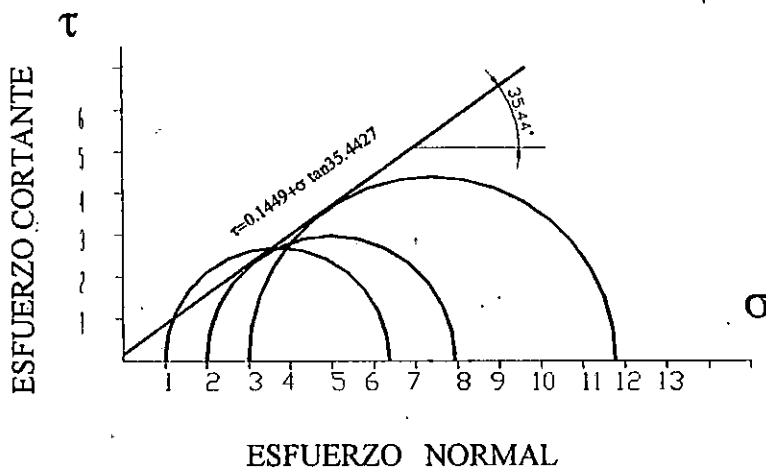
Ángulo de fricción $\phi = 33^\circ$

Cohesión $C = 5.0 \text{ ton}$

e) La prueba de penetración estándar se practicó en la superficie de los taludes elegidos en la urbanización Santísima Trinidad sin que este estudio sea el más representativo de las condiciones de mayor profundidad que subyacen al área utilizada para edificaciones existentes ya que a profundidades del orden de 10^2 ó 10^3 pudiera encontrarse lecho rocoso, trazas o evidencias del nivel freático u otra condición geotécnica no encontradas en este estudio, así mismo las muestras inalteradas utilizadas en la prueba triaxial y sus resultados.

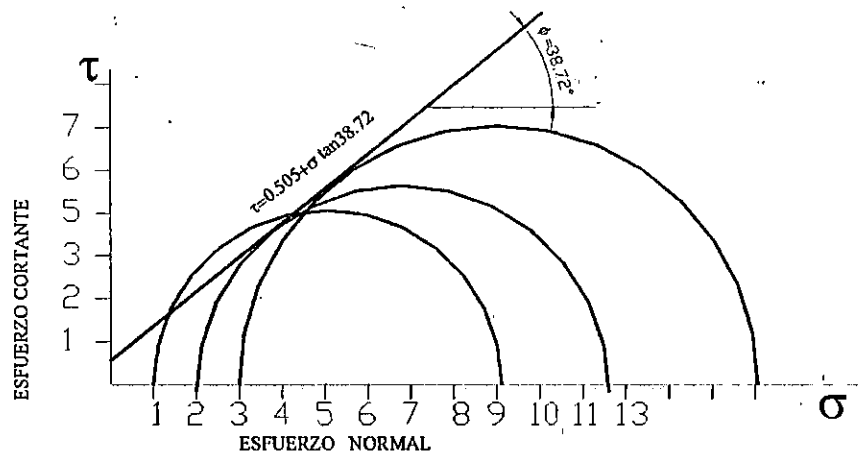
3.4.2 Resultados de Pruebas Triaxiales

Se realizaron tres pruebas triaxiales, de cada muestra inalterada obtenida en campo, con el objetivo de conocer las propiedades físicas del suelo componente del talud y la ley de resistencia del suelo; para ello se ensayaron las probetas a presiones de confinamiento de 1kg/cm^2 , 2kg/cm^2 y 3kg/cm^2 obteniendo tres leyes de resistencia del suelos. A partir de los datos obtenidos en laboratorio, se obtienen las gráficas de esfuerzo deformación (ver anexo 3), se puede deducir que los suelos componentes del talud son suelos cohesivos fricciantes en los cuales la resistencia del suelo al esfuerzo cortante aumenta en forma gradual de la corona hacia el pie del talud



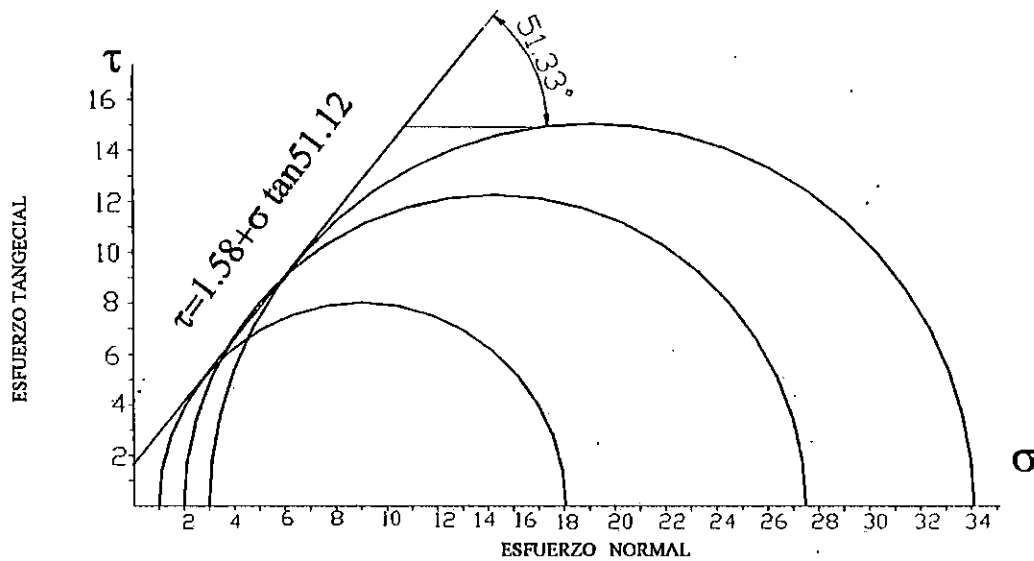
$$\tau = 0.144 \text{Kg/cm}^2 + \sigma \tan(35.44^\circ)$$

Figura 3.2 Envolvente del los círculos de Mohr, prueba inalterada en la corona del talud.



$$\tau = 0.505 \text{ Kg/cm}^2 + \sigma \tan(38.72^\circ)$$

Figura 3.3 Envolvente de los círculos de Mohr, prueba inalterada en el cuerpo del talud.



$$\tau = 1.58 \text{ Kg/cm}^2 + \sigma \tan(51.12^\circ)$$

Figura 3.4 Envolvente de los círculos de Mohr, prueba inalterada en el pie del talud.

3.4.3 Resultados del Análisis Granulométrico.

Según se puede observar en la grafica de gradación (Ver anexo 2) las partículas de suelo analizadas para las tres muestras presentan una granulometría en donde la formas de las partículas de suelo varían en un rango estrecho, lo que indica que el suelo es mal graduado, el porcentaje de finos no supera el 50% lo que limita obtener los limites de consistencia.

La tabla 3.3 contiene los resultados del análisis granulométrico de tres muestras de suelo situadas en la corona, cuerpo y pie del talud.

Tabla 3. 3 Resumen de datos obtenidos en laboratorio del análisis granulométrico de muestras inalteradas de la corona, cuerpo y pie del talud.

Ubicación	Coefficiente de uniformidad	Coefficiente de curvatura	% de gravas	% de finos	Tipo de material
Corona del talud	No se puede obtener	No se puede obtener	12.6	41.3	Arena limosa, mezclas de arena limo (SM) o Arena arcillosa, mezclas de arena y arcilla. Mal graduado
Cuerpo del talud	No se puede obtener	No se puede obtener	9.42	28.3	Igual que la corona
Pie del talud	22.5	4.44	27.62	7.31	Igual que la corona

¹ El porcentaje de finos que pasa la malla No. 200 es mayor que el 10% , por lo tanto no se pueden obtener los valores de los coeficientes de uniformidad y de curvatura.

3.5 Criterios e Hipótesis para el Cálculo

Para analizar la estabilidad de los taludes, se han establecido las siguientes consideraciones:

1) Características Físicas y Mecánicas del Suelo.

1a) Para los tres métodos de análisis se han utilizado únicamente los datos obtenidos de la ley de resistencia al esfuerzo cortante del cuerpo del talud, ya que al realizar las visitas de campo se ha podido analizar los suelos de los taludes tanto del Bloque A y Bloque F por medio de una inspección visual manual se determinó que los suelos de los taludes presentan características similares al encontrado en la muestra inalterada obtenida del cuerpo del talud, tales como la granulometría y color.

1b) Los valores de la cohesión y del ángulo de fricción interna obtenidos de la prueba triaxial $q(u-u)$ para este suelo se comparan con los datos de los mismos parámetros recomendados en el estudio de suelos para un análisis preliminar, resultando ser similares.

2) Cargas y Sobrecargas.

La carga considerada en el análisis de estabilidad viene dada por el peso volumétrico del suelo, siendo de 1.36 ton/mt^3 y una carga sísmica aplicada a la masa del suelo con un coeficiente sísmico $K_h = 0.16$ y $K_v = 0.0$ obtenido de la Norma Técnica para Diseño

de Cimentaciones y Estabilidad de Taludes.

La sobrecarga para ser utilizada en el análisis de estabilidad de los taludes ha sido calculada mediante el bajado de cargas realizado a un edificio tipo, Anexo 4, y a una vivienda de los bloques F y A respectivamente. Considerándose para la sobrecarga de la vivienda un valor equivalente a la mitad de la sobrecarga del edificio Obteniéndose los valores de 1.72 ton/mt^2 y 0.86 ton/mt^2 para el edificio y la casa respectivamente.

3) Geometría de los Taludes Analizados.

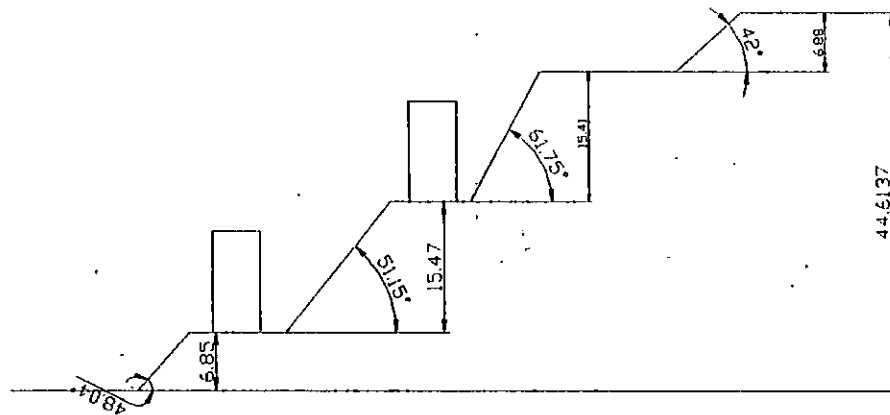
Para la determinación de la geometría se realizó un levantamiento topográfico, Anexo 5, con el fin de obtener las diferencias de nivel entre terrazas de taludes, ubicación de las sobrecargas y los ángulos de inclinación de cada terraza; obteniendo los perfiles de cada uno de los taludes analizados.

3.6 APLICACIÓN DE LOS MÉTODOS DE TAYLOR, FELLENÍUS Y JAMBÚ PARA ANALIZAR LA ESTABILIDAD A LOS TALUDES ESCOGIDOS

Calculo del factor de seguridad del Talud 1

Datos:

$C = 5.05 \text{ ton/m}^2$	$H_1 = 6.85 \text{ m}$	$\beta_1 = 48.03^\circ$
$\Phi = 38.72^\circ$	$H_2 = 14.91 \text{ m}$	$\beta_2 = 54.83^\circ$
$\gamma_m = 1.35 \text{ ton/m}^3$	$H_3 = 15.41 \text{ m}$	$\beta_3 = 61.75^\circ$
	$H_4 = 6.88 \text{ m}$	$\beta_4 = 42.00^\circ$



i) Análisis para la primera terraza $H_1 = 6.85 \text{ m}$

a) Análisis de estabilidad por el método gráfico de Donald W. Taylor

Análisis considerando la sobrecarga del Edificio

$$q = 1.72 \text{ ton/m}^2$$

Al utilizar las gráficas de Taylor en un talud que se encuentre sobrecargado, la carga “q” se transformará en un peso de suelo equivalente así:

$$H' = \frac{q}{\gamma_m} = \frac{1.72 \text{ ton} / \text{m}^2}{1.35 \text{ ton} / \text{m}^3} = 1.27 \text{ m}$$

$$H_t = 6.85 \text{ m} + 1.27 \text{ m}$$

$$H_t = 8.12 \text{ m}$$

Con los valores de $\phi = 38.72^\circ$ y $\beta = 48.03^\circ$ se entra a la figura 2.14 y se intercepta el eje de las ordenadas obteniendo el valor:

$$N_e = 0.018$$

Sustituyendo N_e en la ecuación 2.2.3.17

$$FS = \frac{C}{N_e \gamma_s H_t}$$

$$FS = \frac{5.05 \text{ tn} / \text{m}^2}{0.018 * (1.35 \text{ tn} / \text{m}^3 * 8.12 \text{ m})} = 25.6$$

b) Análisis de Estabilidad por el método Gráfico de Jambú

Con este método se obtiene un factor de seguridad para círculos críticos que pasan por el pie del talud.

Similar al método de Taylor se obtiene una altura total, $H_t = 8.12 \text{ m}$

El factor de seguridad viene dado por la ecuación 2.2.2.1

$$FS = \frac{NeC}{\gamma_m H}$$

El valor de $\lambda_{c\phi}$ se encuentra de la ecuación 2.2.2.2

$$\lambda_{c\phi} = \frac{\gamma_m H \tan(\phi)}{C}$$

Sustituyendo:

$$\lambda_{c\phi} = \frac{(1.35 \text{ ton/m}^3)(8.12 \text{ m}) \tan(38.72)}{5.05 \text{ ton/m}^2}$$

$$\lambda_{c\phi} = 1.74$$

Interpolando, figura 2.7, para los valores de $\beta_1 = 48.04^\circ$ y $\lambda_{c\phi} = 1.74$ se obtiene:

$$Ne = 8.7$$

Sustituyendo valores en la ecuación se obtiene.

$$FS = \frac{8.7(5.05 \text{ ton/m}^2)}{1.35 \text{ ton/m}^3(8.12 \text{ m})}$$

$$FS = 4.0$$

ii) **Análisis para la segunda terraza $H_2 = 14.91$ mt**

a) **Análisis de estabilidad por el método grafico de Donald W. Taylor**

Análisis considerando la sobrecarga del Edificio

$$q = 1.72 \text{ ton/m}^2$$

Al utilizar las gráficas de Taylor en un talud que se encuentre sobrecargado, la carga “q” se transformará en un peso de suelo equivalente así:

$$H' = \frac{q}{\gamma_m} = \frac{1.72 \text{ ton/m}^2}{1.35 \text{ ton/m}^3} = 1.27 \text{ m}$$

$$H_t = 14.91 + 1.27$$

$$H_t = 16.18 \text{ m}$$

Con los valores de $\phi = 38.72^\circ$ y $\beta_1 = 54.83^\circ$ se entra a la figura 2.9 y se intercepta el eje de las ordenadas obteniendo: $N_e = 0.0325$

Por lo que sustituyendo en la ecuación 2.2.3.17:

$$FS = \frac{5.05 \text{ tn/m}^2}{0.0325 * (1.35 \text{ tn/m}^3 * 16.18 \text{ m})} = 7.11$$

b) Análisis de Estabilidad por el método Gráfico de Jambú

Con este método se obtiene un factor de seguridad para círculos críticos que pasan por el pie del talud.

Similar al método de Taylor se obtiene una altura total, $H_t = 16.18$ m

El factor de seguridad viene dado por la ecuación 2.2.2.1

$$FS = \frac{NeC}{\gamma_m H}$$

El valor de $\lambda_{c\phi}$ se encuentra de la ecuación 2.2.2.2

$$\lambda_{c\phi} = \frac{\gamma_m H \text{tg}(\phi)}{C}$$

Sustituyendo:

$$\lambda_{c\phi} = \frac{(1.35 \text{ton}/\text{m}^3)(16.18(\text{tg}(38.72)))}{5.05 \text{ton}/\text{m}^2}$$

$$\lambda_{c\phi} = 3.47$$

Interpolando, figura 2.7, para los valores de $\beta_1 = 54.83^\circ$ y $\lambda_{c\phi} = 3.47$ se obtiene.

$$Ne = 10.5$$

Sustituyendo valores en la ecuación se obtiene.

$$FS = \frac{10.5(5.05 \text{ ton/m}^2)}{1.35 \text{ ton/m}^3(16.18 \text{ m})}$$

$$FS = 2.43$$

iii) Análisis para la tercera terraza $H_3 = 15.41 \text{ m}$

a) Análisis de estabilidad por el método gráfico de Donald W. Taylor

Sin sobrecarga.

Con los valores de $\phi = 38.72^\circ$ y $\beta_1 = 61.75^\circ$ se entra a la figura 2.9 y se intercepta el eje de las ordenadas obteniendo el valor: $N_e = 0.045$

Entonces:

$$FS = \frac{5.05 \text{ tn/m}^2}{0.045 * (1.35 \text{ tn/m}^3 15.41 \text{ m})}$$

$$FS = 5.37$$

b) Análisis de Estabilidad por el método Gráfico de Jambú

Con este método se obtiene un factor de seguridad para círculos críticos que pasan por el pie del talud.

El valor de $\lambda_{c\phi}$ se encuentra de la ecuación 2.2.2.2 y sustituyendo:

$$\lambda_{c\phi} = \frac{(1.35 \text{ ton/m}^3)(15.41 \text{ m})(\text{tg}(38.72))}{5.05 \text{ ton/m}^2}$$

$$\lambda_{c\phi} = 3.3$$

Interpolando, figura 2.7, para los valores de $\beta_1 = 61.75^\circ$ y $\lambda_{c\phi} = 3.3$ se obtiene.

$$N_e = 9.2$$

Sustituyendo valores en la ecuación 2.2.2.1 se obtiene.

$$FS = \frac{9.2(5.05 \text{ ton/m}^2)}{1.35 \text{ ton/m}^3(15.41 \text{ m})}$$

$$FS = 2.23$$

iv) Análisis para la cuarta terraza $H_4 = 6.88 \text{ m}$ (sin sobrecarga)

a) Análisis de estabilidad por el método gráfico de Donald W. Taylor

Sin sobrecarga.

Con los valores de $\phi = 38.72^\circ$ y $\beta_1 = 42.0^\circ$ se entra a la figura 2.9 y se intercepta el eje de las ordenadas obteniendo el valor: $N_e = 0.005$

$$FS = \frac{5.05 \text{tn/m}^2}{0.005 * (1.35 \text{tn/m}^3 * 6.88 \text{m})} = 108$$

b) Análisis de Estabilidad por el método Gráfico de Jambú

Con este método se obtiene un factor de seguridad para círculos críticos que pasan por el pie del talud.

El valor de $\lambda_{c\phi}$ se encuentra de la ecuación 2.2.2.2 y sustituyendo valores:

$$\lambda_{c\phi} = \frac{(1.35 \text{ton/m}^3)(6.88 \text{m})(\text{tg} 38.72)}{5.05 \text{ton/m}^2}$$

$$\lambda_{c\phi} = 1.47$$

Interpolando, figura 2.7, para los valores de $\beta_1 = 42.0^\circ$ y $\lambda_{c\phi} = 1.47$ se obtiene.

$$N_e = 8.9$$

Sustituyendo valores en la ecuación 2.2.2.1 se obtiene.

$$FS = \frac{8.9(5.05 \text{ton/m}^2)}{1.35 \text{ton/m}^3(6.88 \text{m})}$$

$$FS = 4.84$$

c) **Análisis por el método de las Dovelas**

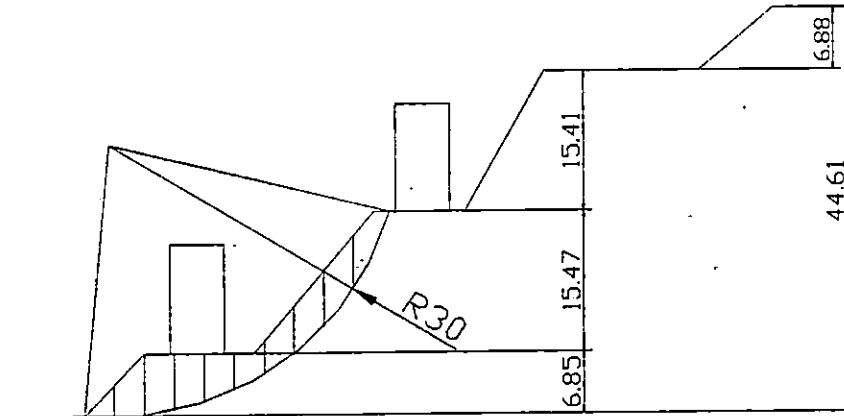
Para el análisis de estabilidad por el método de las Dovelas para el talud 1 se han supuesto cinco superficies de falla en las cuales se considera falla por el cuerpo y por el pie del talud, ubicando el centro de los círculos de forma aleatoria y comparando los resultados del factor de seguridad con los valores de 1.1 para condición sísmica y 1.4 para condición gravitacional; establecidos por la Norma Técnica De Cimentaciones y Estabilidad de Taludes; obteniendo los siguientes resultados:

Tabla 3. 4 Factores de seguridad por el método de las dovelas para el talud 1

CIRCULO	RADIO	FS				CONDICION	TIPO DE FALLA
		GRAVEDAD + SISMO		GRAVEDAD			
		SOBRECARGA + SISMO	SISMO	CON SOBRECARGA	SIN SOBRECARGA		
1.00	30.00	2.79	2.86	3.70	2.82	ESTABLE	PIE
2.00	40.00	2.18	2.30	2.88	3.09	ESTABLE	PIE
3.00	30.00	1.70	1.73	2.25	2.29	ESTABLE	CUERPO
4.00	30.00	1.94	2.07	2.46	2.67	ESTABLE	CUERPO
5.00	35.00	2.27	2.39	3.00	3.21	ESTABLE	CUERPO

TALUD 1

C	5.05	ton/m ²
φ	38.72	
γ _m	1.33	ton/m ³
R	30	m
P	1.72	ton/m
d ₁	9.11	m
d ₂	0	m
Kh	0.16	
Kv	0	
β ₁	48.03°	
β ₂	54.83°	
β ₃	61.75°	
β ₄	42°	

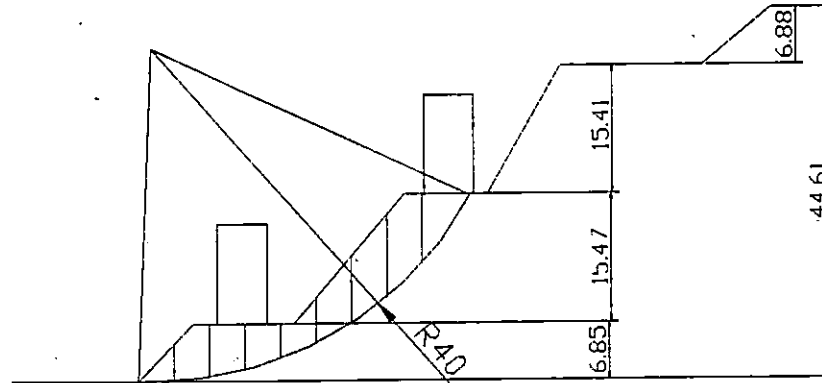


DOVELA No	V _i m ³	W _i ton	ΔL _i m	θ _i grados	GRAVEDAD + SISMO					GRAVEDAD				
					N _i	T _i	σ _i	S _i	Fr _i	N _i	T _i	σ _i	S _i	Fr _i
					ton	ton	ton/m ²	ton/m ²	ton	ton	ton	ton/m ²	ton/m ²	ton
1	5.51	7.3283	3.10183	-1.96754	7.36424	0.92023	2.37416	6.95342	21.5683	7.32398	-0.2516	2.36118	6.94302	21.536
2	15.95	21.2135	3.10741	3.95655	20.9287	4.8498	6.73512	10.4497	32.4715	21.1629	1.46373	6.81048	10.5101	32.6592
3	20.06	26.6798	3.14708	9.92351	25.545	8.80272	8.11703	11.5576	36.3728	26.2806	4.59782	8.35079	11.745	36.9626
4	17.84	23.7272	3.22496	16.0017	21.7613	10.1901	6.74779	10.4599	33.7326	22.8078	6.5408	7.0723	10.72	34.5716
5	14.48	19.2584	3.34991	22.2718	16.6538	10.1504	4.97142	9.03571	30.2689	17.8217	7.29893	5.32003	9.3152	31.2051
6	10.55	14.0315	3.53886	28.8379	11.2086	8.73449	3.16728	7.58928	26.8574	12.2914	6.76786	3.47327	7.8346	27.7256
7	13.74	18.2742	3.82455	35.8501	13.0998	13.0725	3.42518	7.79605	29.8164	14.8122	10.7026	3.87292	8.15501	31.1893
8	17.6	23.408	4.27727	43.551	14.3847	18.8425	3.36306	7.74625	33.1328	16.9652	16.1281	3.96636	8.22993	35.2016
9	18.64	24.7912	5.08123	52.4041	11.982	22.0629	2.35808	6.94053	35.2664	15.1248	19.6429	2.97661	7.43642	37.7862
10	13.06	17.3698	8.75755	64.9358	4.84098	16.9115	0.55278	5.49318	48.1068	7.35844	15.7341	0.84024	5.72364	50.1251
						114.537			327.594		88.6253			338.962

CONDICION	GRAVEDAD + SISMO		GRAVEDAD	
	SOBRECARGA + SISMO	SISMO	CON SOBRECARGA	SIN SOBRECARGA
Ecuacion	$F_s = \sum Fr_i / (\sum F_i + Pd)$	$F_s = \sum Fr_i / (\sum T_i)$	$F_s = \sum Fr_i / (\sum F_i + Pd)$	$F_s = \sum Fr_i / (\sum T_i)$
FS	2.79	2.86	3.70	3.82

TALUD 1

C	5.05	ton/m ²
φ	38.72	
γ _m	1.33	ton/m ³
R	40	m
P	1.72	ton/m
d ₁	9.69	m
d ₂	33.02	m
Kh	0.16	
Kv	0	
β ₁	48.03°	
β ₂	54.83°	
β ₃	61.75°	
β ₄	42°	

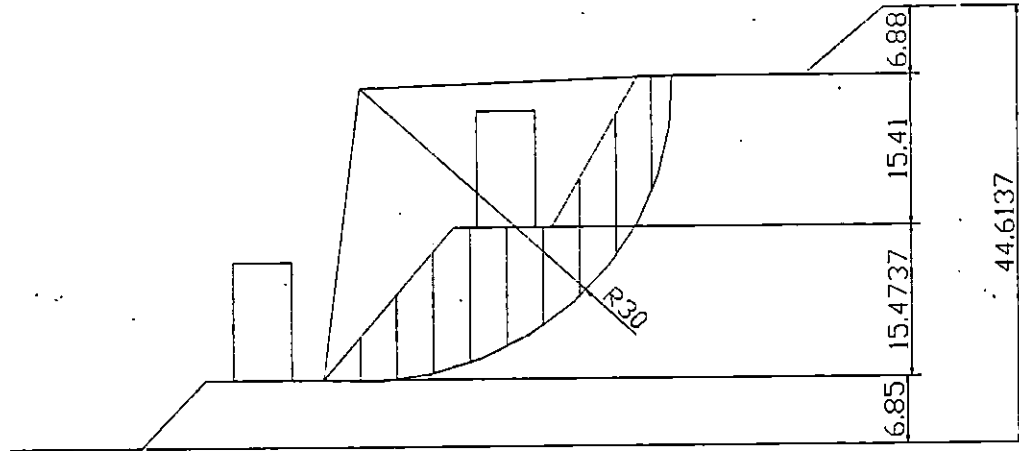


DOVELA No	V _i m ³	W _i ton	ΔL _i m	θ _i grados	GRAVEDAD + SISMO					GRAVEDAD				
					N _i ton	T _i ton	σ _i ton/m ²	S _i ton/m ²	Fr _i ton	N _i ton	T _i ton	σ _i ton/m ²	S _i ton/m ²	Fr _i ton
					1	8.83	11.7439	4.00003	0.21486	11.7368	1.92305	2.93417	7.4024	29.6098
2	23.81	31.6673	4.02015	5.73917	31.0019	8.2081	7.71162	11.2326	45.1567	31.5086	3.16673	7.83766	11.3336	45.5629
3	23.9	31.787	4.08248	11.537	30.1276	11.3406	7.37972	10.9665	44.7706	31.1448	6.3574	7.62888	11.1663	45.5861
4	19.67	26.1611	4.19314	17.4576	23.7004	11.8413	5.65218	9.58149	40.1765	24.9561	7.84833	5.95165	9.82158	41.1833
5	17.32	23.0356	4.36436	23.5782	19.6382	12.5922	4.49968	8.6575	37.7844	21.1125	9.21424	4.83748	8.92832	38.9664
6	27.49	36.5617	4.6188	30	28.7384	23.347	6.22205	10.0384	46.3652	31.6634	18.2809	6.85532	10.5461	48.7102
7	36.6	48.678	5	36.8699	34.2693	35.4376	6.85386	10.5449	52.7245	38.9424	29.2068	7.78848	11.2942	56.4711
8	40.81	54.2773	5.60112	44.427	32.6827	44.196	5.83503	9.72808	54.4882	38.7617	37.9941	6.92036	10.5982	59.3619
9	23.58	31.3614	6.66667	53.1301	14.8026	28.0998	2.22039	6.83014	45.5343	18.8168	25.0891	2.82253	7.31289	48.7526
10	2.75	3.6575	3.55138	60.6626	1.28185	3.47514	0.36094	5.33938	18.9621	1.792	3.18843	0.50459	5.45454	19.3711
							180.461			415.572		140.39		433.581

CONDICION	GRAVEDAD + SISMO		GRAVEDAD	
	SOBRECARGA + SISMO	SISMO	CON SOBRECARGA	SIN SOBRECARGA
Ecuacion	$F_s = \sum Fr_i / (\sum F_i + Pd)$	$F_s = \sum Fr_i / (\sum T_i)$	$F_s = \sum Fr_i / (\sum F_i + Pd)$	$F_s = \sum Fr_i / (\sum T_i)$
FS		2.30	2.88	3.09

TALUD 1

C	5.05	ton/m ²
φ	38.72	
γ _m	1.33	ton/m ³
R	30	m
P	1.72	ton/m
d ₁	13.96	m
d ₂	0	m
K _h	0.16	
K _v	0	
β ₁	48.03°	
β ₂	54.83°	
β ₃	61.75°	
β ₄	42°	

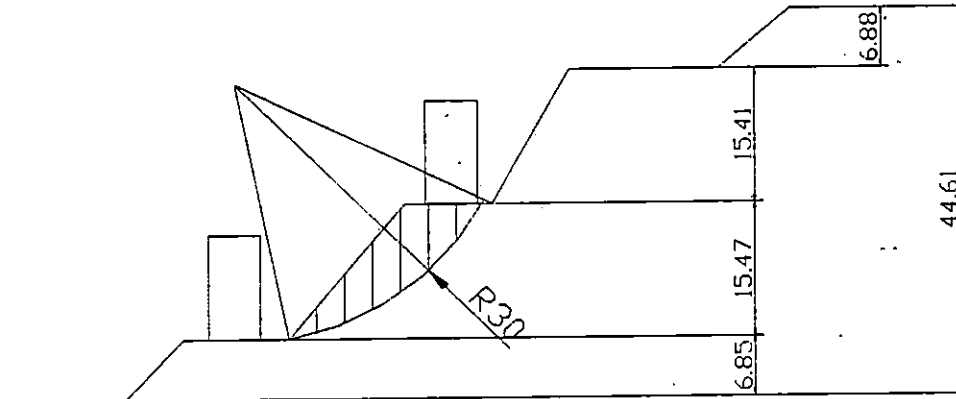


DOVELA No	V _i m ³	W _i ton	ΔL _i m	θ _i grados	GRAVEDAD + SISMO					GRAVEDAD				
					N _i ton	T _i ton	σ _i ton/m ²	S _i ton/m ²	Fr _i ton	N _i ton	T _i ton	σ _i ton/m ²	S _i ton/m ²	Fr _i ton
					1	7.66	10.1878	3.50611	-3.38242	10.2662	1.02613	2.9281	7.39753	25.9365
2	22.81	30.3373	3.50583	3.30589	30.0069	6.59534	8.55913	11.9121	41.7617	30.2868	1.74945	8.63898	11.9761	41.9861
3	36.94	49.1302	3.55443	10.0399	47.0074	16.3055	13.225	15.6528	55.6369	48.3779	8.56503	13.6106	15.9619	56.7356
4	47.74	63.4942	3.65832	16.9178	57.7901	28.1962	15.7969	17.7147	64.8062	60.7464	18.4768	16.605	18.3626	67.1764
5	45.52	60.5416	3.83297	24.0583	51.3335	33.526	13.3926	15.7872	60.5118	55.2824	24.6808	14.4229	16.6132	63.6777
6	38.99	51.8567	4.11033	31.6234	39.8062	34.2553	9.68444	12.8142	52.6708	44.1567	27.1902	10.7428	13.6628	56.1586
7	36.68	48.7844	4.56002	39.8664	32.4407	37.2618	7.11416	10.7536	49.0366	37.444	31.2708	8.21138	11.6333	53.0479
8	46.51	61.8583	5.36282	49.2589	32.8724	53.3274	6.12969	9.96432	53.4369	40.3713	46.868	7.528	11.0854	59.4489
9	48.92	65.0636	7.21165	60.9662	22.4751	61.9396	3.1165	7.54857	54.4377	31.577	56.8873	4.37862	8.56044	61.7349
10	11.89	15.8137	7.73569	75.0164	1.64434	15.9302	0.21257	5.22042	40.3835	4.08851	15.276	0.52853	5.47373	42.3431
									498.619		230.363			528.169

CONDICION	GRAVEDAD + SISMO		GRAVEDAD	
	SOBRECARGA + SISMO	SISMO	CON SOBRECARGA	SIN SOBRECARGA
Ecuacion	$FS = \sum Fr_i / (\sum F_i + Pd)$	$FS = \sum Fr_i / (\sum T_i)$	$FS = \sum Fr_i / (\sum F_i + Pd)$	$FS = \sum Fr_i / (\sum T_i)$
FS	1.70	1.73	2.25	2.29

TALUD 1

C	5.05	ton/m ²
φ	38.72	
γ _m	1.33	ton/m ³
R	30	m
P	1.72	ton/m
d ₁	23.25	m
d ₂	0	m
K _h	0.16	
K _v	0	
β ₁	48.03°	
β ₂	54.83°	
β ₃	61.75°	
β ₄	42°	

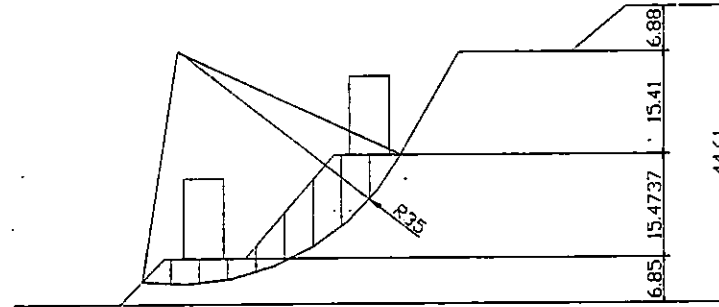


DOVELA No	V _i m ³	W _i ton	ΔL _i m	θ _i grados	GRAVEDAD + SISMO					GRAVEDAD				
					N _i ton	T _i ton	σ _i ton/m ²	S _i ton/m ²	Fr _i ton	N _i ton	T _i ton	σ _i ton/m ²	S _i ton/m ²	Fr _i ton
					1	4.46	5.9318	3.09243	14.044	5.52418	2.36017	1.78636	6.48216	20.0457
2	12.86	17.1038	3.19333	20.0394	15.1305	8.43183	4.73816	8.8487	28.2569	16.0683	5.8609	5.03182	9.08413	29.0087
3	20.17	26.8261	3.34565	26.2741	22.1546	15.7238	6.62191	10.3589	34.6574	24.0546	11.875	7.18981	10.8142	36.1807
4	26.21	34.8593	3.57165	32.8654	26.2533	23.6018	7.35047	10.943	39.0847	29.28	18.917	8.1979	11.6225	41.5113
5	26.68	35.4844	3.9157	39.991	23.5375	27.1544	6.01105	9.8692	38.6449	27.1862	22.8046	6.94287	10.6163	41.5702
6	18.01	23.9533	4.47988	47.9591	13.1943	20.3558	2.94524	7.41127	33.2016	16.0406	17.7893	3.58059	7.92065	35.4835
7	8.3	11.039	5.10906	57.0347	4.52479	10.2228	0.88564	5.76004	29.4284	6.00667	9.26172	1.17569	5.99258	30.6184
						107.851			223.32		87.948			234.601

CONDICION	GRAVEDAD + SISMO		GRAVEDAD	
	SOBRECARGA + SISMO	SISMO	CON SOBRECARGA	SIN SOBRECARGA
Ecuacion	$F_s = \sum Fr_i / (\sum F_i + Pd)$	$F_s = \sum Fr_i / (\sum T_i)$	$F_s = \sum Fr_i / (\sum F_i + Pd)$	$F_s = \sum Fr_i / (\sum T_i)$
FS	1.94	2.07	2.46	2.67

TALUD 1

C	5.05	ton/m ²
φ	38.72	
γ _m	1.33	ton/m ³
R	35	m
P	1.72	ton/m
d ₁	3.67	m
d ₂	27	m
K _h	0.16	
K _v	0	
β ₁	48.03°	
β ₂	54.83°	
β ₃	61.75°	
β ₄	42°	



DOVELA No	V _i m ³	W _i ton	ΔL _i m	θ _i grados	GRAVEDAD + SISMO					GRAVEDAD				
					N _i ton	T _i ton	σ _i ton/m ²	S _i ton/m ²	Fr _i ton	N _i ton	T _i ton	σ _i ton/m ²	S _i ton/m ²	Fr _i ton
					1	9.13	12.1429	4.01419	-4.81852	12.2632	0.91599	3.05496	7.49924	30.1033
2	14.91	19.8303	4.00184	1.73551	19.7251	3.77197	4.92902	9.00171	36.0234	19.8212	0.60057	4.95303	9.02096	36.1004
3	13.56	18.0348	4.04247	8.31246	17.4282	5.46257	4.31127	8.50645	34.387	17.8453	2.60732	4.41446	8.58918	34.7215
4	11.77	15.6541	4.14115	15.0023	14.4722	6.47146	3.49473	7.85181	32.5155	15.1205	4.05218	3.65129	7.97733	33.0353
5	22.57	30.0181	4.3114	21.9096	26.0578	15.657	6.04395	9.89558	42.6638	27.85	11.201	6.45963	10.2288	44.1006
6	34.82	46.3106	4.58105	29.1717	36.825	29.043	8.03856	11.4947	52.6578	40.4367	22.5731	8.82696	12.1268	55.5534
7	43.56	57.9348	5.00807	36.9928	40.8956	42.2639	8.126	11.5648	57.9174	46.2732	34.8602	9.23973	12.4577	62.3891
8	34.76	46.2308	5.72984	45.7252	26.9775	38.2651	4.70826	8.82472	50.5642	32.2737	33.1013	5.63258	9.56577	54.8103
9	14.41	19.1653	7.63625	56.4526	8.0356	17.6675	1.0523	5.89365	45.0054	10.5913	15.9729	1.38697	6.16197	47.0543
						159.518			381.838		123.949			397.737

CONDICION	GRAVEDAD + SISMO		GRAVEDAD	
	SOBRECARGA + SISMO	SISMO	CON SOBRECARGA	SIN SOBRECARGA
Ecuacion	$F_s = \sum Fr_i / (\sum Fi + Pd)$	$F_s = \sum Fr_i / (\sum Ti)$	$F_s = \sum Fr_i / (\sum Fi + Pd)$	$F_s = \sum Fr_i / (\sum Ti)$
FS	2.27	2.39	3.00	3.21

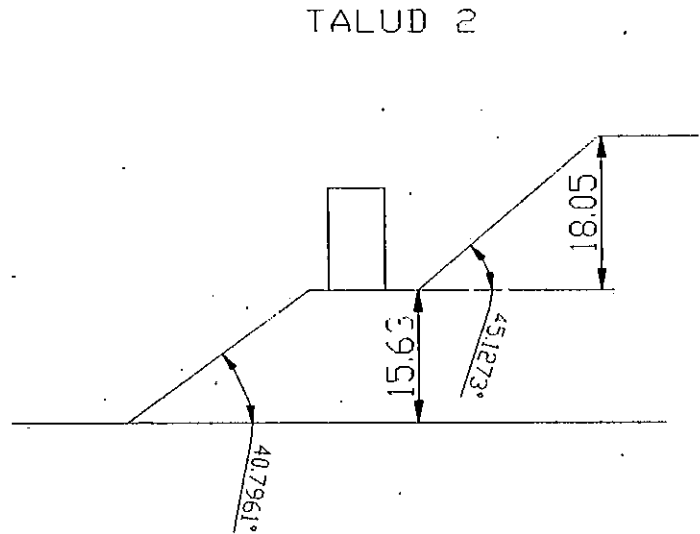
Calculo del factor de seguridad para el Talud 2

Datos:

$$C = 5.05 \text{ ton/m}^2 \quad H = 15.63 \text{ m}$$

$$\phi = 38.72^\circ \quad \beta_1 = 40.8^\circ$$

$$\gamma_m = 1.35 \text{ ton/m}^3 \quad \beta_2 = 45.1^\circ$$



i) Análisis para la primera terraza $H_1 = 15.63 \text{ m}$

a) Análisis de estabilidad por el método grafico de Donald W. Taylor

Análisis considerando la sobrecarga del Edificio.

$$q = 1.72 \text{ ton/m}^2$$

Al utilizar las graficas de Taylor en un talud que se encuentre sobrecargado, la carga "q" se transformará en un peso de suelo equivalente así:

$$H' = \frac{q}{\gamma_m} = \frac{1.72 \text{ ton/m}^2}{1.35 \text{ ton/m}^3} = 1.27 \text{ m}$$

$$H_t = 15.63 \text{ m} + 1.27 \text{ m}$$

$$H_t = 16.9 \text{ m}$$

Con los valores de $\phi = 38.72^\circ$ y $\beta_1 = 40.8^\circ$ se entra a la figura 2.9 y se intercepta el eje de

las ordenadas, en las cuales no se puede obtener el valor de Ne debido a que la curva asumida para $\phi = 38.72$ corta en cero el valor de Ne.

b) Análisis de Estabilidad por el método Gráfico de Jambú

Con este método se obtiene un factor de seguridad para círculos críticos que pasan por el pie del talud.

Similar al método de Taylor se obtiene una altura total, $H_t = 16.9$ m

El valor de $\lambda_{c\phi}$ se encuentra de la ecuación 2.2.2.2 y sustituyendo valores:

$$\lambda_{c\phi} = \frac{(1.35 \text{ ton/m}^3)(16.9 \text{ m})(\text{tg}(38.72))}{5.05 \text{ ton/m}^2}$$

$$\lambda_{c\phi} = 3.62$$

Interpolando, figura 2.7, para los valores de $\beta_1 = 40.8^\circ$ y $\lambda_{c\phi} = 3.62$ se obtiene.

$$N_e = 11.1$$

Sustituyendo valores en la ecuación 2.2.2.1 se obtiene:

$$FS = \frac{11.1(5.05 \text{ ton/m}^2)}{1.35 \text{ ton/m}^3(16.9 \text{ m})}$$

$$FS = 2.45$$

ii) **Análisis para la segunda terraza H = 18.05 m (sin sobrecarga)**

a) **Análisis de estabilidad por el método grafico de Donald W. Taylor**

Con $\phi = 38.72^\circ$ y $\beta_2 = 45.1^\circ$

Interpolando, figura 2.9, se obtiene el número de estabilidad: $N_e = 0.015$

$$FS = \frac{5.05 \text{tn/m}^2}{0.015 * (1.35 \text{tn/m}^3 * 18.05 \text{m})} = 13.8$$

b) **Análisis de Estabilidad por el método Grafico de Jambú**

Con este método se obtiene un factor de seguridad para círculos críticos que pasan por el pie del talud.

El valor de $\lambda_{c\phi}$ se encuentra de la ecuación 2.2.2.2 y sustituyendo valores:

$$\lambda_{c\phi} = \frac{(1.35 \text{ton/m}^3)(18.05 \text{m})(\text{tg}(38.72^\circ))}{5.05 \text{ton/m}^2}$$

$$\lambda_{c\phi} = 3.87$$

Interpolando, de la figura 2.7, para los valores de $\beta_1 = 45.1^\circ$ y $\lambda_{c\phi} = 3.87$ se obtiene.

$$N_e = 12.1$$

Sustituyendo valores en la ecuación 2.2.2.1 se obtiene.

$$FS = \frac{12.1(5.05 \text{ton/m}^2)}{1.35 \text{ton/m}^3(18.05 \text{m})}$$

$$FS = 2.5$$

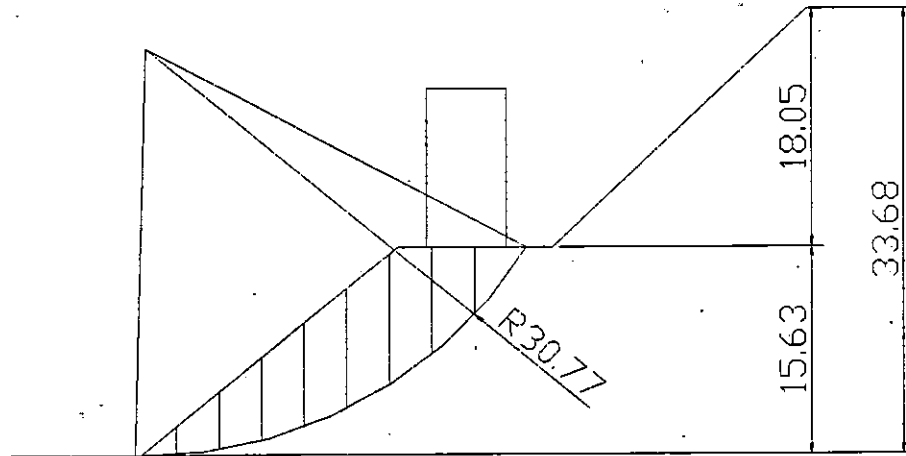
c) Análisis por el método de las Dovelas

Al igual que para el caso anterior se han supuesto cinco superficies de falla considerando falla por el cuerpo y por el pie del talud obteniendo los siguientes resultados:

CIRCULO	RADIO	FS				CONDICION	TIPO DE FALLA
		GRAVEDAD + SISMO		GRAVEDAD			
		SOBRECARGA + SISMO	SISMO	CON SOBRECARGA	SIN SOBRECARGA		
1	30.77	1.64	2.33	2.95	3.61	ESTABLE	PIE
2	33.61	2.30	2.49	2.94	3.24	ESTABLE	PIE
3	38.56	1.57	1.57	2.39	2.40	ESTABLE	PIE
4	30.77	2.31	2.44	3.11	3.33	ESTABLE	CUERPO
5	35.00	2.24	2.25	3.04	3.07	ESTABLE	CUERPO

TALUD 2

C	5.05	ton/m2
φ	38.72	
γ _m	1.33	ton/m3
R	30.77	m
P	1.72	ton/m
d1	22.55	m
d2	0.00	m
Kh	0.16	
Kv	0	
β ₁	40.79°	
β ₂	45.12°	

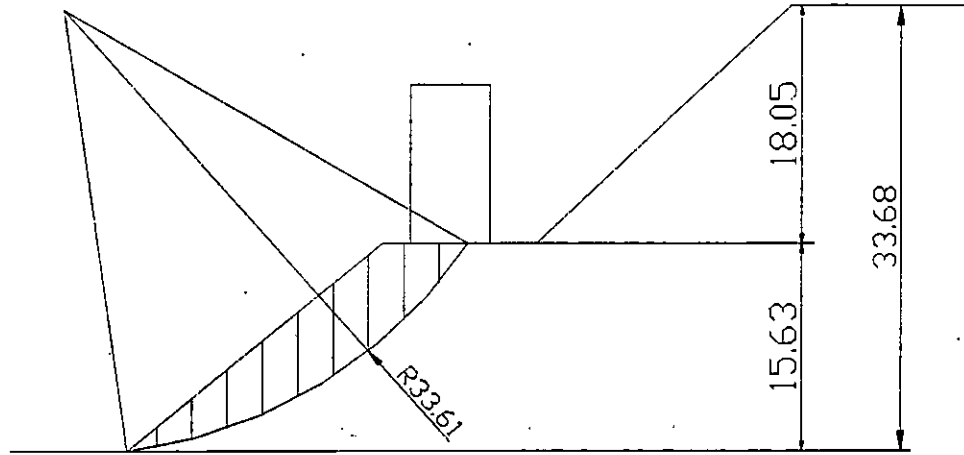


DOVELA No	V _i m ³	W _i ton	ΔL _i m	θ _i grados	GRAVEDAD + SISMO					GRAVEDAD				
					N _i ton	T _i ton	σ _i ton/m ²	S _i ton/m ²	Fr _i ton	N _i ton	T _i ton	σ _i ton/m ²	S _i ton/m ²	Fr _i ton
					1.00	2.65	3.52	2.91	1.32	3.44	0.79	1.18	6.00	17.46
2.00	9.17	12.20	3.02	6.85	10.65	3.88	3.53	7.88	23.80	12.11	1.45	4.01	8.26	24.97
3.00	15.89	21.13	3.07	12.52	16.05	8.71	5.22	9.24	28.39	20.63	4.58	6.71	10.43	32.06
4.00	21.16	28.14	3.16	18.32	17.87	14.19	5.66	9.58	30.29	26.72	8.84	8.45	11.83	37.38
5.00	25.41	33.80	3.29	24.32	16.88	20.08	5.13	9.16	30.16	30.80	13.92	9.36	12.55	41.32
6.00	28.47	37.87	3.49	30.61	13.30	25.80	3.82	8.11	28.27	32.59	19.28	9.35	12.54	43.73
7.00	27.61	36.72	3.77	37.36	6.91	28.12	1.83	6.52	24.60	29.19	22.28	7.73	11.25	42.46
8.00	19.92	26.49	4.23	44.77	0.15	22.42	0.04	5.08	21.46	18.81	18.66	4.45	8.62	36.42
9.00	9.27	12.33	6.20	54.28	-2.81	11.45	-0.45	4.69	29.06	7.20	10.01	1.16	5.98	37.08
						135.42			233.48		99.11			312.94

CONDICION	GRAVEDAD + SISMO		GRAVEDAD	
	SOBRECARGA + SISMO	SISMO	CON SOBRECARGA	SIN SOBRECARGA
Ecuacion	$F_s = \sum Fr_i / (\sum F_i + Pd)$	$F_s = \sum Fr_i / (\sum T_i)$	$F_s = \sum Fr_i / (\sum F_i + Pd)$	$F_s = \sum Fr_i / (\sum T_i)$
FS	1.64	2.33	2.95	3.16

TALUD 2

C	5.05	ton/m ²
φ	38.72	
γ _m	1.33	ton/m ³
R	33.6	m
P	1.72	ton/m
d ₁	27.34	m
d ₂	0	m
K _h	0.16	
K _v	0	
β ₁	40.79°	
β ₂	45.12°	

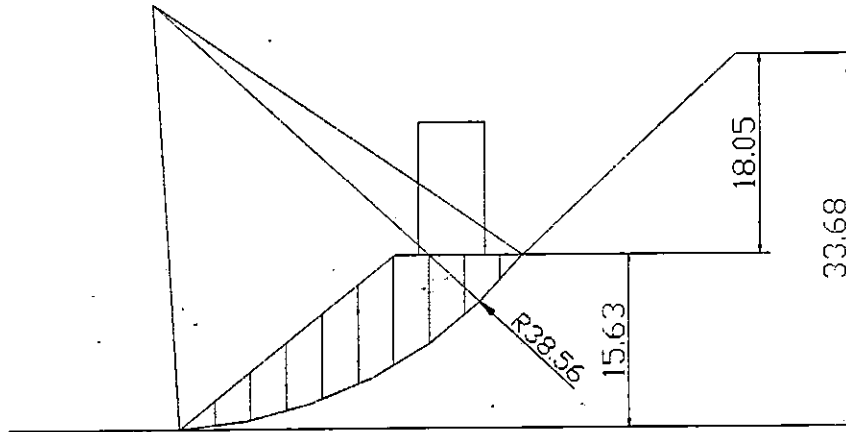


DOVELA No	V _i m ³	W _i ton	ΔL _i m	θ _i grados	GRAVEDAD + SISMO					GRAVEDAD				
					N _i ton	T _i ton	σ _i ton/m ²	S _i ton/m ²	Fr _i ton	N _i ton	T _i ton	σ _i ton/m ²	S _i ton/m ²	Fr _i ton
					1	1.6	2.128	2.53418	9.42117	2.04356	0.68422	0.8064	5.69651	14.436
2	5.67	7.5411	2.5704	13.4408	7.0541	2.92639	2.74436	7.25022	18.636	7.33455	1.75286	2.85347	7.33769	18.8608
3	9.31	12.3823	2.62671	17.8692	11.1771	5.68505	4.25515	8.46146	22.2258	11.785	3.79945	4.48658	8.647	22.7132
4	12.4	16.492	2.70425	22.4111	14.2404	8.727	5.26593	9.27183	25.0733	15.2464	6.28758	5.63794	9.57008	25.8798
5	14.91	19.8303	2.80849	27.1071	16.2063	11.8601	5.77048	9.67633	27.1759	17.6521	9.03577	6.28524	10.089	28.335
6	16.74	22.2642	2.94825	32.0095	16.9909	14.822	5.76306	9.67039	28.5107	18.8792	11.8014	6.40351	10.1839	30.0245
7	17.8	23.674	3.13821	37.1903	16.5699	17.3276	5.28003	9.28313	29.1324	18.8595	14.3101	6.00963	9.86806	30.9681
8	16.92	22.5036	3.40479	42.7553	14.0792	17.9208	4.1351	8.36521	28.4818	16.5235	15.277	4.85301	8.94077	30.4415
9	10.83	14.4039	3.80108	48.8748	7.73753	12.3658	2.03561	6.682	25.3988	9.47355	10.8501	2.49233	7.04816	26.7906
10	2.91	3.8703	3.51516	55.1235	1.70505	3.52923	0.48506	5.43888	19.1185	2.21307	3.17514	0.62958	5.55475	19.5258
						95.8482			238.189		76.6376			248.02

CONDICION	GRAVEDAD + SISMO		GRAVEDAD	
	SOBRECARGA + SISMO	SISMO	CON SOBRECARGA	SIN SOBRECARGA
Ecuacion	$F_s = \sum Fr_i / (\sum F_i + Pd)$	$F_s = \sum Fr_i / (\sum T_i)$	$F_s = \sum Fr_i / (\sum F_i + Pd)$	$F_s = \sum Fr_i / (\sum T_i)$
FS	2.30	2.49	2.94	3.24

TALUD 2

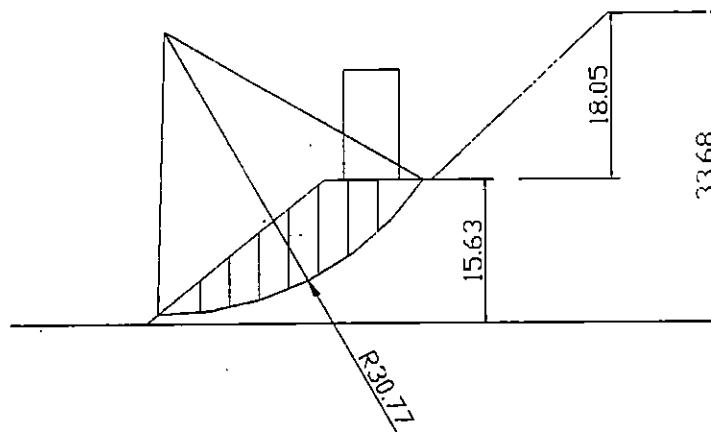
C	5.05	ton/m ²
φ	38.72	
γ _m	1.33	ton/m ³
R	38.56	m
P	1.72	ton/m
d ₁	25.04	m
d ₂	0	m
Kh	0.16	
Kv	0	
β ₁	40.79°	
β ₂	45.12°	



DOVELA No	V _i m ³	W _i ton	ΔL _i m	θ _i grados	GRAVEDAD + SISMO					GRAVEDAD				
					N _i	T _i	σ _i	S _i	Fr _i	N _i	T _i	σ _i	S _i	Fr _i
					ton	ton	ton/m ²	ton/m ²	ton	ton	ton	ton/m ²	ton/m ²	ton
1	3.46	4.6018	3.01346	5.41669	4.51175	1.1674	1.4972	6.25034	18.8351	4.58125	0.4344	1.52026	6.26883	18.8909
2	10.01	13.3133	3.04549	9.91571	12.7476	4.39085	4.18573	8.4058	25.5998	13.1144	2.29254	4.30618	8.50237	25.8939
3	16	21.28	3.09839	14.4775	19.7531	8.61668	6.37528	10.1612	31.4834	20.6043	5.32	6.65	10.3815	32.1658
4	2087	2775.71	3.17545	19.1353	2476.76	1329.45	779.971	630.372	2001.72	2622.34	909.88	825.817	667.127	2118.43
5	25.08	33.3564	3.2821	23.9288	28.3247	18.4077	8.63007	11.9689	39.2832	30.4894	13.5294	9.28962	12.4977	41.0187
6	28.36	37.7188	3.42701	28.9079	30.1016	23.5164	8.78364	12.0921	41.4396	33.019	18.2334	9.63492	12.7745	43.7785
7	26.98	35.8834	3.6246	34.1391	26.4778	24.8899	7.30504	10.9066	39.5321	29.6999	20.1379	8.19398	11.6193	42.1154
8	20.19	26.8527	3.90014	39.7176	17.9097	20.4638	4.59208	8.73158	34.0544	20.6552	17.159	5.29601	9.29594	36.2555
9	11.81	15.7073	4.30247	45.7913	9.15084	13.0114	2.12688	6.75517	29.0639	10.9523	11.2591	2.54558	7.09085	30.5082
10	2.28	3.0324	3.05507	51.3038	1.51716	2.67004	0.4966	5.44814	16.6444	1.89583	2.3667	0.62055	5.54751	16.948
						1446.59			2277.65		1000.61			2406.01
CONDICION	GRAVEDAD + SISMO					GRAVEDAD								
	SOBRECARGA + SISMO		SISMO			CON SOBRECARGA		SIN SOBRECARGA						
Ecuacion	$F_s = \sum Fr_i / (\sum F_i + Pd)$		$F_s = \sum Fr_i / (\sum T_i)$			$F_s = \sum Fr_i / (\sum F_i + Pd)$		$F_s = \sum Fr_i / (\sum T_i)$						
FS	1.57		1.57			2.39		2.40						

TALUD 2

C	5.05	ton/m ²
φ	38.72	
γ _m	1.33	ton/m ³
R	30.77	m
P	1.72	ton/m
d1	20.96	m
d2	0	m
Kh	0.16	
Kv	0	
β ₁	40.79°	
β ₂	45.12°	

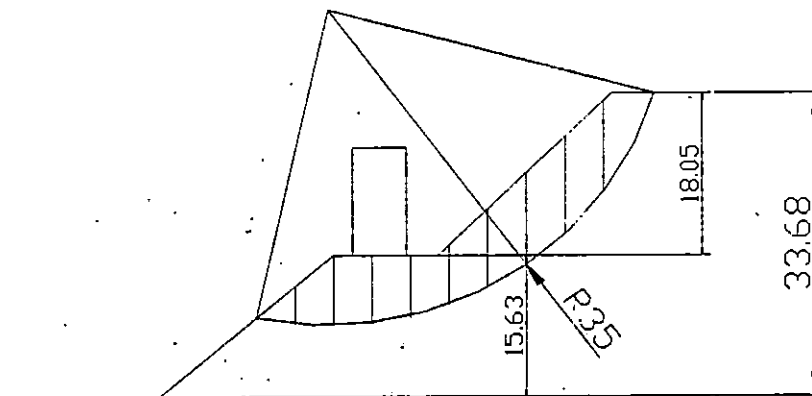


DOVELA No	V _i m ³	W _i ton	ΔL _i m	θ _i grados	GRAVEDAD + SISMO					GRAVEDAD				
					N _i ton	T _i ton	σ _i ton/m ²	S _i ton/m ²	Fr _i ton	N _i ton	T _i ton	σ _i ton/m ²	S _i ton/m ²	Fr _i ton
					1	7.61	10.1213	4.31453	2.62643	10.0365	2.0815	2.3262	6.91497	29.8349
2	13.71	18.2343	3.04157	9.48392	17.5044	5.88209	5.75503	9.66395	29.3936	17.9851	3.00448	5.91308	9.79066	29.779
3	19.5	25.935	3.10882	15.2047	23.9388	10.8063	7.70029	11.2235	34.8919	25.0271	6.80193	8.05036	11.5042	35.7644
4	24.31	32.3323	3.21529	21.0858	28.3063	16.4588	8.80366	12.1081	38.931	30.1674	11.6321	9.38249	12.5722	40.4231
5	28.07	37.3331	3.37332	27.2107	30.4701	22.3833	9.03268	12.2917	41.4639	33.2015	17.0711	9.84237	12.9409	43.6537
6	28	37.24	3.60573	33.6943	27.6786	25.6168	7.67627	11.2043	40.3995	30.984	20.6593	8.59301	11.9392	43.0496
7	21.21	28.2093	3.9578	40.7121	18.4386	21.821	4.65879	8.78507	34.7696	21.3825	18.3998	5.40263	9.38142	37.1298
8	13.32	17.7156	7.30779	50.8883	8.97626	15.534	1.22831	6.03477	44.1008	11.1756	13.7459	1.52927	6.27605	45.8641
						120.584			293.785		91.7783			305.558

CONDICION	GRAVEDAD + SISMO		GRAVEDAD	
	SOBRECARGA + SISMO	SISMO	CON SOBRECARGA	SIN SOBRECARGA
Ecuacion	$F_s = \sum Fr_i / (\sum F_i + Pd)$	$F_s = \sum Fr_i / (\sum T_i)$	$F_s = \sum Fr_i / (\sum F_i + Pd)$	$F_s = \sum Fr_i / (\sum T_i)$
FS	2.31	2.44	3.11	3.33

TALUD 2

C	5.05	ton/m ²
φ	38.72	
γ _m	1.33	ton/m ³
R	35	m
P	1.72	ton/m
d ₁	5.3	m
d ₂	0	m
Kh	0.16	
Kv	0	
β ₁	40.79°	
β ₂	45.12°	



DOVELA No	V _i m ³	W _i ton	ΔL _i m	θ _i grados	GRAVEDAD + SISMO					GRAVEDAD				
					N _i	T _i	σ _i	S _i	Fr _i	N _i	T _i	σ _i	S _i	Fr _i
					ton	ton	ton/m ²	ton/m ²	ton	ton	ton	ton/m ²	ton/m ²	ton
1	8.17	10.8661	4.04921	-8.94165	11.0043	0.02854	2.71763	7.22879	29.2709	10.734	-1.6889	2.6509	7.17529	29.0543
2	23.36	31.0688	4.00339	-2.35798	31.247	3.68854	7.80514	11.3076	45.2686	31.0425	-1.27826	7.75405	11.2666	45.1046
3	30.24	40.2192	4.01074	4.19452	39.6408	9.35958	9.88365	12.974	52.0352	40.1115	2.94175	10.001	13.0681	52.4126
4	28.44	37.8252	4.07217	10.8028	36.0205	13.0343	8.84555	12.1417	49.443	37.1549	7.08952	9.12411	12.365	50.3524
5	26.61	35.3913	4.19552	17.5606	32.0335	16.0768	7.63518	11.1713	46.8694	33.742	10.6781	8.04239	11.4978	48.2392
6	30.27	40.2591	4.39868	24.5823	33.9306	22.6054	7.71381	11.2344	49.4163	36.6102	16.7478	8.32301	11.7228	51.5646
7	37.66	50.0878	4.71799	32.0248	38.2157	33.3553	8.09999	11.544	54.4643	42.4654	26.5608	9.00074	12.2661	57.8714
8	40.08	53.3064	5.23188	40.1336	35.2575	40.8806	6.73898	10.4528	54.6878	40.7551	34.3598	7.78977	11.2952	59.0953
9	41.92	55.7536	6.14197	49.3635	29.5405	48.1186	4.80961	8.90598	54.7003	36.3099	42.309	5.91177	9.78961	60.1275
10	28.07	37.3331	11.3895	62.8912	11.6949	35.9537	1.02681	5.87322	66.8932	17.012	33.2318	1.49365	6.2475	71.1561
					223.101				503.049		170.951			524.978
CONDICION	GRAVEDAD + SISMO				GRAVEDAD									
	SOBRECARGA + SISMO		SISMO		CON SOBRECARGA		SIN SOBRECARGA							
Ecuacion	$F_s = \sum F_{r_i} / (\sum F_i + Pd)$		$F_s = \sum F_{r_i} / (\sum T_i)$		$F_s = \sum F_{r_i} / (\sum F_i + Pd)$		$F_s = \sum F_{r_i} / (\sum T_i)$							
FS	2.24		2.25		3.04		3.07							

Calculo del factor de seguridad para el Talud 3

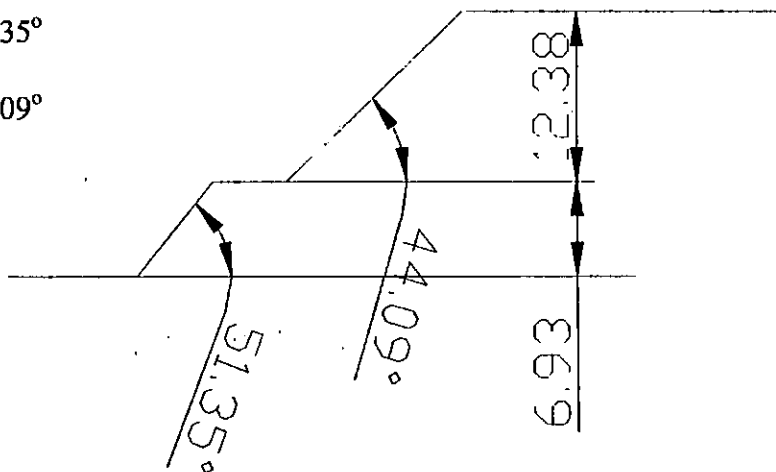
Datos:

$$C = 5.05 \text{ ton/m}^2 \quad H_2 = 12.37 \text{ m}$$

$$\phi = 38.72^\circ \quad \beta_1 = 51.35^\circ$$

$$\gamma_m = 1.35 \text{ ton/m}^3 \quad \beta_2 = 44.09^\circ$$

$$H_1 = 6.93 \text{ m}$$



i) Análisis para la primer terraza $H_1 = 6.93 \text{ m}$

a) Análisis de estabilidad por el método grafico de Donald W. Taylor

Análisis sin sobrecarga.

Con los valores de $\phi = 38.72^\circ$ y $\beta_1 = 51.35^\circ$ se entra a la figura 2.9 y se intercepta el eje de las ordenadas obteniendo el valor: $N_e = 0.025$

$$FS = \frac{5.05 \text{ tn/m}^2}{0.025 * (1.35 \text{ tn/m}^3 * 6.93 \text{ m})} = 21.6$$

b) Análisis de Estabilidad por el método Gráfico de Jambú

Con este método se obtiene un factor de seguridad para círculos críticos que pasan por el

pie del talud.

El valor de $\lambda_{c\phi}$ se encuentra de la ecuación 2.2.2.2 y sustituyendo valores:

$$\lambda_{c\phi} = \frac{(1.35 \text{ ton/m}^3)(6.93 \text{ m})(\text{tg}(38.72))}{5.05 \text{ ton/m}^2}$$

$$\lambda_{c\phi} = 1.49$$

Interpolando, figura 2.7, para los valores de $\beta_1 = 51.35^\circ$ y $\lambda_{c\phi} = 1.49$ se obtiene.

$$N_e = 8.1$$

Sustituyendo valores en la ecuación 2.2.2.1 se obtiene:

$$FS = \frac{8.1(5.05 \text{ ton/m}^2)}{1.35 \text{ ton/m}^3(6.93 \text{ m})}$$

$$FS = 4.37$$

ii) Análisis para la segunda terraza $H_2 = 12.37 \text{ m}$

c) Análisis de estabilidad por el método gráfico de Donald W. Taylor

Análisis considerando la sobrecarga de las casas de dos niveles

$$q = 0.86 \text{ ton/m}^2$$

Al utilizar las gráficas de Taylor en un talud que se encuentre sobrecargado, la carga “q” se transformará en un peso de suelo equivalente así:

$$H' = \frac{q}{\gamma_m} = \frac{0.86 \text{ ton/m}^2}{1.35 \text{ ton/m}^3} = 0.64 \text{ m}$$

$$H_t = 12.34 \text{ m} + 0.64 \text{ m}$$

$$H_t = 12.98 \text{ m}$$

Con $\phi = 38.72^\circ$ y $\beta_2 = 44.09^\circ$

Interpolando, figura 2.9, se obtiene el número de estabilidad:

$$N_e = 0.01$$

$$FS = \frac{5.05 \text{ tn/m}^2}{0.01 * (1.35 \text{ tn/m}^3 * 12.98 \text{ m})} = 28.8$$

b) Análisis de Estabilidad por el método Grafico de Jambú

Con este método se obtiene un factor de seguridad para círculos críticos que pasan por el pie del talud.

El valor de $\lambda_{c\phi}$ se encuentra de la ecuación 2.2.2.2 y sustituyendo valores:

$$\lambda_{c\phi} = \frac{(1.35\text{ton}/\text{m}^3)(12.98\text{m})(\text{tg}(38.72^\circ))}{5.05\text{ton}/\text{m}^2}$$

$$\lambda_{c\phi} = 2.78$$

Interpolando, de la figura 2.7, para los valores de $\beta_2 = 44.09^\circ$ y $\lambda_{c\phi} = 2.78$ se obtiene.

$$N_e = 12.0$$

Sustituyendo valores en la ecuación 2.2.2.1 se obtiene.

$$FS = \frac{12.0(5.05\text{ton}/\text{m}^2)}{1.35\text{ton}/\text{m}^3(12.98\text{m})}$$

$$FS = 3.46$$

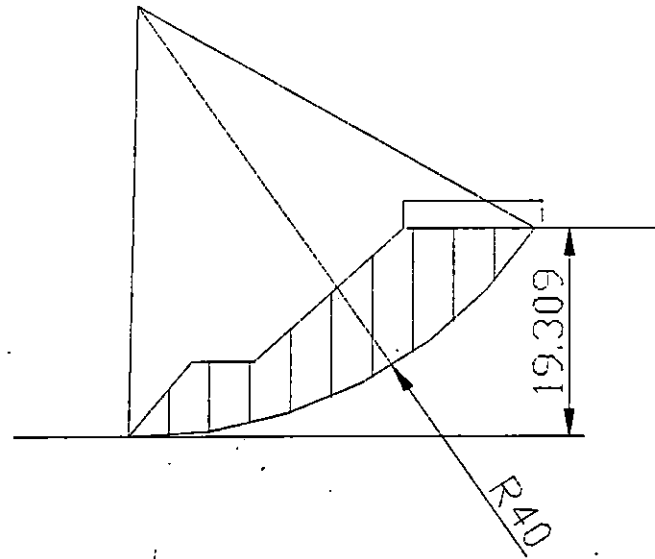
c) Análisis por el método de las Dovelas

Al igual que para los casos anteriores se han supuesto cinco superficies de falla considerando falla por el cuerpo y por el pie del talud obteniendo los siguientes resultados:

CIRCULO	RADIO	FS				CONDICION	TIPO DE FALLA
		GRAVEDAD + SISMO		GRAVEDAD			
		SOBRECARGA + SISMO	SISMO	CON SOBRECARGA	SIN SOBRECARGA		
3	30	1.93	2.00	2.62	2.74	ESTABLE	PIE
4	30	2.10	2.18	2.87	3.00	ESTABLE	PIE
1	36.8	2.05	2.13	2.76	2.90	ESTABLE	PIE
5	39.65	2.14	2.19	2.97	3.08	ESTABLE	PIE
2	40	2.11	2.19	2.86	3.00	ESTABLE	PIE

TALUD 3

C	5.05	ton/m ²
φ	38.72	
γ _m	1.33	ton/m ³
R	40	m
P	1.72	ton/m
d	28.89	m
Kh	0.16	
Kv	0	
β ₁	51.35°	
β ₂	44.09°	

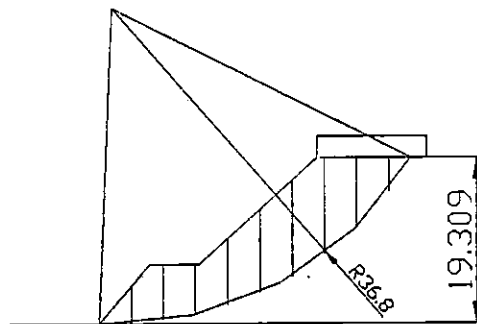


DOVELA No	V _i m ³	W _i ton	ΔL _i m	θ _i grados	GRAVEDAD + SISMO					GRAVEDAD				
					N _i ton	T _i ton	σ _i ton/m ²	S _i ton/m ²	Fr _i ton	N _i ton	T _i ton	σ _i ton/m ²	S _i ton/m ²	Fr _i ton
					1	7.51	9.9883	3.50103	1.38956	9.94661	1.83987	2.84105	7.32774	25.6546
2	20.66	27.4778	3.52206	6.41621	26.8144	7.43955	7.61327	11.1537	39.2842	27.3057	3.07064	7.75276	11.2656	39.678
3	21.33	28.3689	3.57162	11.4931	26.8957	10.1005	7.53039	11.0873	39.5996	27.8001	5.6525	7.78361	11.2903	40.3246
4	23.52	31.2816	3.65342	16.6635	28.5327	13.7649	7.80986	11.3114	41.3252	29.9679	8.97	8.2027	11.6263	42.4758
5	30.43	40.4719	3.77429	21.978	35.1073	21.1515	9.3017	12.5074	47.2065	37.5307	15.1466	9.94379	13.0222	49.1494
6	36.62	48.7046	3.94584	27.5001	39.6032	29.4016	10.0367	13.0967	51.6773	43.2015	22.4893	10.9486	13.8278	54.5622
7	40.93	54.4369	4.18832	33.3156	40.7067	37.178	9.71911	12.8421	53.7866	45.4906	29.8995	10.8613	13.7578	57.6219
8	35.26	46.8958	4.53915	39.5499	31.3822	35.6465	6.91368	10.5929	48.0826	36.16	29.8609	7.96625	11.4367	51.913
9	22.64	30.1112	5.07587	46.4065	17.2735	25.1301	3.40307	7.77832	39.4817	20.7628	21.808	4.09049	8.32945	42.2792
10	8.68	11.5444	6.03093	54.2918	5.23813	10.4521	0.86854	5.74633	34.6558	6.73797	9.37405	1.11724	5.94571	35.8582
						192.105			420.754		146.514			439.548

CONDICION	GRAVEDAD + SISMO		GRAVEDAD	
	SOBRECARGA + SISMO	SISMO	CON SOBRECARGA	SIN SOBRECARGA
Ecuacion	$F_s = \sum F_{r_i} / (\sum F_i + Pd)$	$F_s = \sum F_{r_i} / (\sum T_i)$	$F_s = \sum F_{r_i} / (\sum F_i + Pd)$	$F_s = \sum F_{r_i} / (\sum T_i)$
FS	2.11	2.19	2.86	3.00

TALUD 3

C	5.05	ton/m ²
φ	38.72	
γ _m	1.33	ton/m ³
R	36.8	m
P	1.72	ton/m
d	28.17	m
Kh	0.16	
Kv	0	
β ₁	51.35°	
β ₂	44.09°	

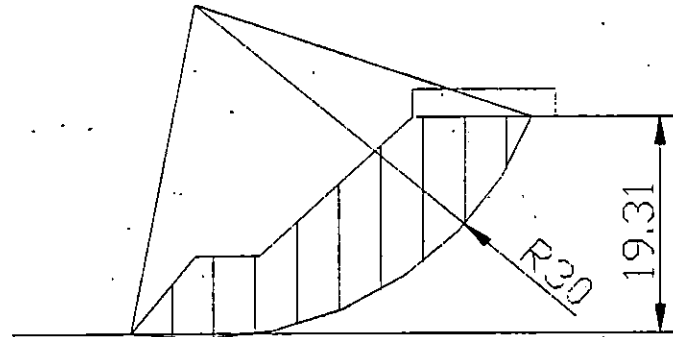


DOVELA No	V _i m ³	W _i ton	ΔL _i m	θ _i grados	GRAVEDAD + SISMO					GRAVEDAD				
					N _i	T _i	σ _i	S _i	Fr _i	N _i	T _i	σ _i	S _i	Fr _i
					ton	ton	ton/m ²	ton/m ²	ton	ton	ton	ton/m ²	ton/m ²	ton
1	7.66	10.1878	3.50009	0.40481	10.176	1.70199	2.90736	7.3809	25.8338	10.1875	0.07198	2.91065	7.38354	25.843
2	20.97	27.8901	3.51921	5.98959	27.2722	7.34833	7.74952	11.263	39.6368	27.7378	2.91027	7.88183	11.3691	40.0101
3	21.67	28.8211	3.57177	11.5052	27.3222	10.2673	7.64949	11.1828	39.9423	28.242	5.74856	7.907	11.3892	40.6797
4	23.84	31.7072	3.6625	17.1315	28.806	14.1879	7.86513	11.3557	41.5901	30.3004	9.33984	8.27315	11.6828	42.7882
5	30.6	40.698	3.80041	22.9342	34.9435	21.8559	9.19466	12.4216	47.2071	37.4809	15.8589	9.86234	12.9569	49.2415
6	36.51	48.5583	4.00167	28.9982	38.7043	30.3355	9.67204	12.8043	51.2386	42.4708	23.5402	10.6133	13.5589	54.2583
7	41.55	55.2615	4.29609	35.4429	39.8939	39.2491	9.28609	12.4949	53.6792	45.0212	32.0457	10.4796	13.4517	57.7899
8	32.6	43.358	4.74372	42.4542	27.3076	34.3851	5.75659	9.6652	45.849	31.9903	29.2667	6.74372	10.4566	49.6032
9	20.85	27.7305	5.48664	50.3637	14.2728	24.1858	2.60136	7.13558	39.1504	17.6896	21.3555	3.22413	7.63486	41.8898
10	4.59	6.1047	3.29804	57.3358	2.47252	5.6664	0.74969	5.65105	18.6374	3.2948	5.13923	0.99902	5.85094	19.2966
						189.183			402.765		145.277			421.4

CONDICION	GRAVEDAD + SISMO		GRAVEDAD	
	SOBRECARGA + SISMO	SISMO	CON SOBRECARGA	SIN SOBRECARGA
Ecuacion	$F_s = \sum F_{r_i} / (\sum F_i + Pd)$	$F_s = \sum F_{r_i} / (\sum T_i)$	$F_s = \sum F_{r_i} / (\sum F_i + Pd)$	$F_s = \sum F_{r_i} / (\sum T_i)$
FS	2.05	2.13	2.76	2.90

TALUD 3

C	5.05	ton/m ²
φ	38.72	
γ _m	1.33	ton/m ³
R	30	m
P	1.72	ton/m
d	23.42	m
Kh	0.16	
Kv	0	
β ₁	51.35°	
β ₂	44.09°	

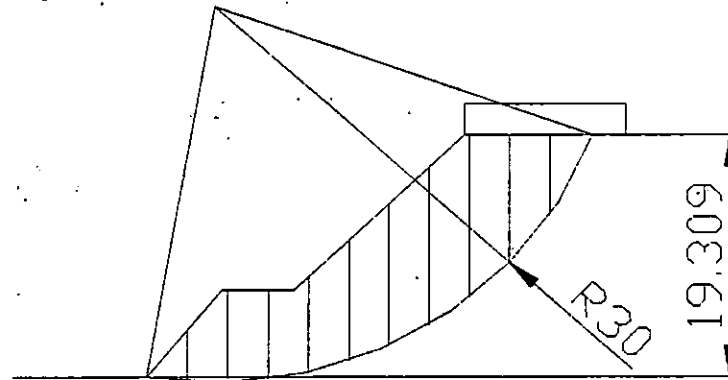


DOVELA No	V _i m ³	W _i ton	ΔL _i m	θ _i grados	GRAVEDAD + SISMO					GRAVEDAD				
					N _i ton	T _i ton	σ _i ton/m ²	S _i ton/m ²	Fr _i ton	N _i ton	T _i ton	σ _i ton/m ²	S _i ton/m ²	Fr _i ton
					1	6.16	8.1928	3.02087	-6.73823	8.29002	0.3405	2.74425	7.25013	21.9017
2	17.89	23.7937	3.00045	-0.99318	23.8561	3.394	7.95084	11.4244	34.2783	23.7901	-0.41242	7.92885	11.4068	34.2254
3	21.63	28.7679	3.0103	4.74186	28.2889	6.96526	9.39737	12.5841	37.882	28.6694	2.37815	9.52377	12.6854	38.187
4	21.03	27.9699	3.05134	10.5251	26.6818	9.50906	8.7443	12.0605	36.8007	27.4993	5.10917	9.01221	12.2753	37.4561
5	25.86	34.3938	3.12755	16.4194	31.4356	15.0006	10.0512	13.1083	40.9968	32.9912	9.72198	10.5486	13.507	42.2439
6	31.38	41.7354	3.24715	22.499	36.0035	22.1401	11.0877	13.9393	45.263	38.5588	15.9707	11.8746	14.5702	47.3116
7	35.75	47.5475	3.42542	28.8597	37.9704	29.6124	11.0849	13.937	47.7402	41.6423	22.9496	12.1568	14.7964	50.684
8	42.91	57.0703	3.69135	35.6383	41.0612	40.674	11.1236	13.9681	51.5611	46.3817	33.253	12.565	15.1236	55.8266
9	34.68	46.1244	4.10548	43.0524	28.6665	36.8803	6.98248	10.648	43.7153	33.7045	31.4876	8.20962	11.6319	47.7544
10	34.75	46.2175	4.81973	51.5054	22.98	40.7757	4.7679	8.87254	42.7633	28.7677	36.1729	5.96873	9.83527	47.4034
11	10.19	13.5527	5.19405	51.8287	6.67102	11.9948	1.28436	6.0797	31.5783	8.37577	10.6547	1.61257	6.34284	32.945
						217.287			434.481		166.324			455.816

CONDICION	GRAVEDAD + SISMO		GRAVEDAD	
	SOBRECARGA + SISMO	SISMO	CON SOBRECARGA	SIN SOBRECARGA
Ecuacion	$F_s = \sum F_{r_i} / (\sum F_i + Pd)$	$F_s = \sum F_{r_i} / (\sum T_i)$	$F_s = \sum F_{r_i} / (\sum F_i + Pd)$	$F_s = \sum F_{r_i} / (\sum T_i)$
FS	1.93	2.00	2.62	2.74

TALUD 3

C.	5.05	ton/m ²
φ	38.72	
γ _m	1.33	ton/m ³
R	30	m
P	1.72	ton/m
d	23.21	m
K _h	0.16	
K _v	0	
β ₁	51.35°	
β ₂	44.09°	

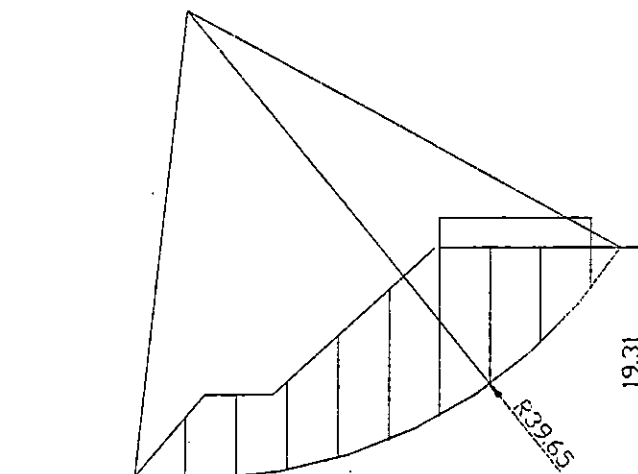


DOVELA No	V _i m ³	W _i ton	ΔL _i m	θ _i grados	GRAVEDAD + SISMO					GRAVEDAD				
					N _i	T _i	σ _i	S _i	Fr _i	N _i	T _i	σ _i	S _i	Fr _i
					ton	ton	ton/m ²	ton/m ²	ton	ton	ton	ton/m ²	ton/m ²	ton
1	8.42	11.1986	3.52693	-7.08452	11.3341	0.39694	3.21359	7.62641	26.8978	11.1131	-1.38116	3.15093	7.57618	26.7206
2	23.21	30.8693	3.50008	-0.38197	30.9015	4.73318	8.82882	12.1283	42.4499	-30.8686	-0.2058	8.81941	12.1207	42.4235
3	25.06	33.3298	3.52137	6.31532	32.5409	8.96668	9.24099	12.4587	43.8718	33.1275	3.66628	9.40757	12.5923	44.3421
4	27.65	36.7745	3.59353	13.1009	34.4837	14.0663	9.59604	12.7434	45.7937	35.8173	8.33555	9.96717	13.0409	46.863
5	35.9	47.747	3.72652	20.0801	42.2217	23.5683	11.3301	14.1336	52.6691	44.8446	16.3931	12.0339	14.6979	54.772
6	42.34	56.3122	3.9418	27.3871	45.8561	33.9037	11.6333	14.3767	56.67	50.0007	25.9036	12.6847	15.2197	59.9928
7	46.35	61.6455	4.28407	35.2164	44.6753	43.607	10.4282	13.4106	57.4518	50.3631	35.5489	11.7559	14.475	62.0119
8	39.53	52.5749	4.85695	43.8946	32.0541	42.5137	6.59963	10.3411	50.2261	37.8864	36.4519	7.80045	11.3038	54.902
9	25.02	33.2766	5.96832	54.0959	15.2017	30.0763	2.54707	7.09205	42.3276	19.5144	26.954	3.26966	7.67137	45.7852
10	5.09	6.7697	6.66112	65.9936	1.76472	6.62479	0.26493	5.2624	35.0535	2.75418	6.18412	0.41347	5.38149	35.8467
						208.457			453.411		157.851			473.66

CONDICION	GRAVEDAD + SISMO		GRAVEDAD	
	SOBRECARGA + SISMO	SISMO	CON SOBRECARGA	SIN SOBRECARGA
Ecuacion	$F_s = \sum Fr_i / (\sum F_i + Pd)$	$F_s = \sum Fr_i / (\sum T_i)$	$F_s = \sum Fr_i / (\sum F_i + Pd)$	$F_s = \sum Fr_i / (\sum T_i)$
FS	2.10	2.18	2.86	3.00

TALUD 3

C	5.05	ton/m ²
φ	38.72	
γ _m	1.33	ton/m ³
R	39.65	m
P	1.72	ton/m
d	25.87	m
K _h	0.16	
K _v	0	
β ₁	51.35°	
β ₂	44.09°	



DOVELA No	V _i m ³	W _i ton	ΔL _i m	θ _i grados	GRAVEDAD + SISMO					GRAVEDAD				
					N _i ton	T _i ton	σ _i ton/m ²	S _i ton/m ²	Fr _i ton	N _i ton	T _i ton	σ _i ton/m ²	S _i ton/m ²	Fr _i ton
					1	10	13.3	4.00578	-3.07941	13.3951	1.41045	3.34394	7.73092	30.9684
2	26.23	34.8859	4.00446	2.70322	34.5838	7.22085	8.63634	11.974	47.9492	34.8471	1.64531	8.70208	12.0267	48.1603
3	27.17	36.1361	4.04457	8.51367	34.8819	11.0678	8.62439	11.9644	48.3908	35.7379	5.34978	8.83602	12.1341	49.077
4	35.43	47.1219	4.13	14.4141	43.7618	19.0321	10.5961	13.5451	55.9414	45.6386	11.73	11.0505	13.9095	57.4461
5	45.88	61.0204	4.26976	20.4757	53.7499	30.492	12.5885	15.1425	64.6549	57.1652	21.3456	13.3884	15.7838	67.393
6	51.92	69.0536	4.4809	26.7882	56.6632	40.9848	12.6455	15.1882	68.0568	61.6427	31.122	13.7568	16.0791	72.049
7	51.44	68.4152	4.79545	33.4752	51.029	46.8669	10.6411	13.5813	65.1282	57.0668	37.7362	11.9002	14.5907	69.9688
8	39.23	52.1759	5.27827	40.7273	34.0933	40.3691	6.45919	10.2285	53.9887	39.5401	34.0426	7.49112	11.0558	58.3556
9	23.08	30.6964	6.08245	48.8807	16.4869	26.3548	2.71056	7.22312	43.9343	20.1869	23.1249	3.31887	7.71082	46.9007
10	3.97	5.2801	4.13519	56.373	2.22059	4.86438	0.537	5.48052	22.663	2.92403	4.39653	0.70711	5.61691	23.227
						228.663			501.676		169.778			523.454

CONDICION	GRAVEDAD + SISMO		GRAVEDAD	
	SOBRECARGA + SISMO	SISMO	CON SOBRECARGA	SIN SOBRECARGA
Ecuacion	$F_s = \sum F_{r_i} / (\sum F_i + Pd)$	$F_s = \sum F_{r_i} / (\sum T_i)$	$F_s = \sum F_{r_i} / (\sum F_i + Pd)$	$F_s = \sum F_{r_i} / (\sum T_i)$
FS	2.13	2.19	2.97	3.08

Calculo del factor de seguridad para el Talud 4

Datos:

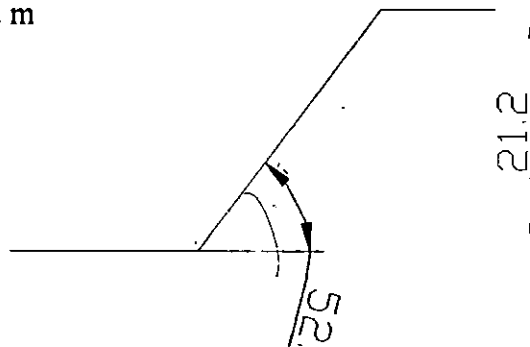
$$C = 5.05 \text{ ton/m}^2$$

$$H = 21.2 \text{ m}$$

$$\phi = 38.72^\circ$$

$$\beta = 53^\circ$$

$$\gamma_m = 1.35 \text{ ton/m}^3$$



a) Análisis de estabilidad por el método grafico de Donald W. Taylor

Análisis sin sobrecarga.

Con los valores de $\phi = 38.72^\circ$ y $\beta_1 = 53^\circ$ se entra a la figura 2.9 y se intercepta el eje de las ordenadas obteniendo el valor: $N_e = 0.028$

$$FS = \frac{5.05 \text{ tn/m}^2}{0.028 * (1.35 \text{ tn/m}^3 * 21.2 \text{ m})} = 6.3$$

b) Análisis de Estabilidad por el método Gráfico de Jambú

Con este método se obtiene un factor de seguridad para círculos críticos que pasan por el pie del talud.

El valor de $\lambda_{c\phi}$ se encuentra de la ecuación 2.2.2.2 y sustituyendo valores:

$$\lambda_{c\phi} = \frac{(1.35 \text{ ton/m}^3)(21.2 \text{ m})(\text{tg}(38.72))}{5.05 \text{ ton/m}^2}$$

$$\lambda_{c\phi} = 4.54$$

Interpolando, figura 2.7, para los valores de $\beta = 53^\circ$ y $\lambda_{c\phi} = 4.54$ se obtiene.

$$N_e = 12.3$$

Sustituyendo valores en la ecuación 2.2.2.1 se obtiene:

$$FS = \frac{12.3(5.05 \text{ ton/m}^2)}{1.35 \text{ ton/m}^3(21.2 \text{ m})}$$

$$FS = 2.17$$

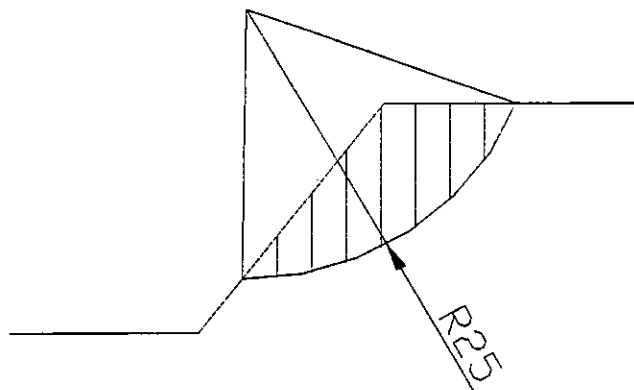
c) Análisis por el método de las Dovelas

Al igual que para los casos anteriores se han supuesto cinco superficies de falla considerando falla por el cuerpo y por el pie del talud obteniendo los siguientes resultados:

CIRCULO	RADIO	FS				CONDICION	TIPO DE FALLA
		GRAVEDAD + SISMO		GRAVEDAD			
		SOBRECARGA + SISMO	SISMO	CON SOBRECARGA	SIN SOBRECARGA		
1	20	1.83	1.83	2.38	2.38	ESTABLE	CUERPO
2	25	2.03	2.03	2.72	2.72	ESTABLE	CUERPO
3	20	1.83	1.83	2.32	2.32	ESTABLE	PIE
4	30	1.75	1.75	2.34	2.34	ESTABLE	PIE
5	35	1.71	1.71	2.19	2.19	ESTABLE	PIE

TALUD 4

C 5.05 ton/m2
 φ 38.72
 γ_m 1.33 ton/m3
 R 25 m
 P 0 ton/m
 d1 0 m
 d2 0 m
 Kh 0.16
 Kv 0
 β 53°



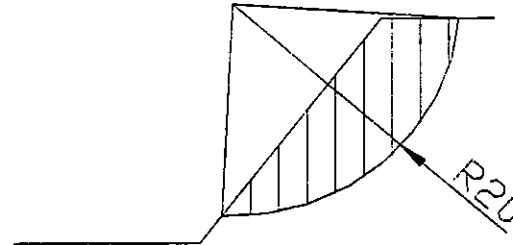
DOVELA No	V _i m ³	W _i ton	ΔL _i m	θ _i grados	GRAVEDAD + SISMO					GRAVEDAD														
					N _i ton	T _i ton	σ _i ton/m ²	S _i ton/m ²	Fr _i ton	N _i ton	T _i ton	σ _i ton/m ²	S _i ton/m ²	Fr _i ton										
					1	5.76	7.6608	3.00329	2.68242	7.59504	1.58291	2.52891	7.07749	21.2557	7.65241	0.35853	2.54801	7.0928	21.3017					
2	16.73	22.2509	3.04262	9.60182	21.3453	7.22172	7.01544	10.6744	32.4783	21.9392	3.71145	7.21061	10.8309	32.9544										
3	26.56	35.3248	3.13156	16.6665	32.2198	15.5457	10.2888	13.2988	41.6458	33.8408	10.1312	10.8064	13.7138	42.9454										
4	35.15	46.7495	3.28401	24.004	39.6636	25.8507	12.0778	14.7331	48.3836	42.7065	19.0177	13.0044	15.4759	50.8231										
5	37.24	49.5292	3.52946	31.7895	37.9246	32.8279	10.7452	13.6647	48.2286	42.0993	26.092	11.928	14.613	51.5758										
6	30.64	40.7512	3.9336	40.3008	26.862	31.3306	6.82886	10.5249	41.4006	31.0793	26.3579	7.90098	11.3844	44.7817										
7	21.37	28.4221	4.67373	50.0674	14.7567	24.7131	3.15737	7.58134	35.4331	18.2438	21.7941	3.90347	8.17951	38.2288										
8	7.31	9.7223	5.83092	61.8603	3.21357	9.30677	0.55112	5.49185	32.0225	4.58527	8.57312	0.78637	5.68045	33.1223										
					148.379					300.849					116.036					315.733				

CONDICION	GRAVEDAD + SISMO		GRAVEDAD	
	SOBRECARGA + SISMO	SISMO	CON SOBRECARGA	SIN SOBRECARGA
Ecuacion	$F_s = \sum Fr_i / (\sum F_i + Pd)$	$F_s = \sum Fr_i / (\sum T_i)$	$F_s = \sum Fr_i / (\sum F_i + Pd)$	$F_s = \sum Fr_i / (\sum T_i)$
FS	2.03	2.03	2.72	2.72



TALUD 4

C 5.05 ton/m2
 φ 38.72
 γ_m 1.33 ton/m3
 R 20 m
 P 0 ton/m
 d1 0 m
 d2 0 m
 Kh 0.16
 Kv 0
 β 53°

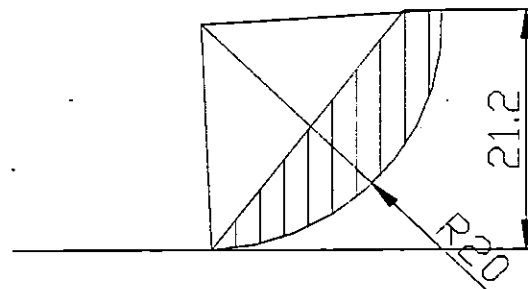


DOVELA No	V _i m ³	W _i ton	ΔL _i m	θ _i grados	GRAVEDAD + SISMO					GRAVEDAD				
					N _i	T _i	σ _i	S _i	Fr _i	N _i	T _i	σ _i	S _i	Fr _i
					ton	ton	ton/m ²	ton/m ²	ton	ton	ton	ton/m ²	ton/m ²	ton
1	4.09	5.4397	2.50034	0.94542	5.4246	0.95999	2.16954	6.78938	16.9758	5.43896	0.08976	2.17529	6.79398	16.9873
2	11.89	15.8137	2.52541	8.13465	15.2966	4.74237	6.05706	9.90609	25.0169	15.6546	2.23764	6.19883	10.0198	25.304
3	18.87	25.0971	2.59381	15.4561	23.1193	10.5587	8.91328	12.196	31.634	24.1895	6.68838	9.32586	12.5268	32.492
4	24.97	33.2101	2.71687	23.0479	28.4789	17.8912	10.4823	13.4539	36.5524	30.5592	13.0018	11.248	14.0678	38.2202
5	30.03	39.9399	2.91958	31.0978	30.8994	26.101	10.5835	13.5351	39.5167	34.2	20.629	11.714	14.4414	42.1629
6	33.17	44.1161	3.25893	39.9038	29.3144	33.7153	8.9951	12.2616	39.9597	33.8425	28.3005	10.3845	13.3755	43.5899
7	28.31	37.6523	3.8926	50.0406	19.5643	32.7296	5.02602	9.07949	35.3428	24.182	28.8605	6.21229	10.0305	39.0449
8	18.05	24.0065	5.51851	63.0623	7.45115	23.1419	1.35021	6.1325	33.8423	10.8754	21.4018	1.97072	6.62997	36.5876
9	2.02	2.6866	3.97464	77.3563	0.16863	2.71554	0.04243	5.08401	20.2071	0.58806	2.62145	0.14795	5.16862	20.5434
						152.556			279.048		123.831			294.932

CONDICION	GRAVEDAD + SISMO		GRAVEDAD	
	SOBRECARGA + SISMO	SISMO	CON SOBRECARGA	SIN SOBRECARGA
Ecuacion	$F_s = \sum Fr_i / (\sum F_i + Pd)$	$F_s = \sum Fr_i / (\sum T_i)$	$F_s = \sum Fr_i / (\sum F_i + Pd)$	$F_s = \sum Fr_i / (\sum T_i)$
FS	1.83	1.83	2.38	2.38

TALUD 4

C 5.05 ton/m²
 φ 38.72
 γ_m 1.33 ton/m³
 R 20 m
 P 0 ton/m
 d1 0 m
 d2 0 m
 Kh 0.16
 Kv 0
 β 53°

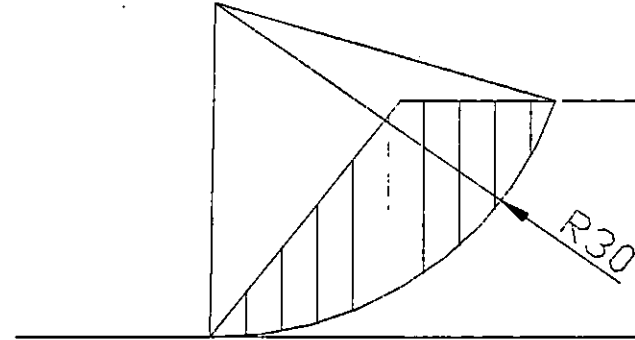


DOVELA No	V _i m ³	W _i ton	ΔL _i m	θ _i grados	GRAVEDAD + SISMO					GRAVEDAD				
					N _i ton	T _i ton	σ _i ton/m ²	S _i ton/m ²	Fr _i ton	N _i ton	T _i ton	σ _i ton/m ²	S _i ton/m ²	Fr _i ton
					1	2.47	3.2851	2.00871	5.33622	3.22198	0.82885	1.60401	6.33597	12.7271
2	7.19	9.5627	2.03711	10.9528	9.0978	3.31907	4.46604	8.63053	17.5813	9.38851	1.81691	4.60874	8.74494	17.8144
3	11.49	15.2817	2.08981	16.858	13.9159	6.77169	6.65895	10.3886	21.7103	14.625	4.43169	6.99825	10.6607	22.2787
4	15.33	20.3889	2.17199	22.9545	17.5021	10.9556	8.05811	11.5104	25.0004	18.7744	7.95167	8.64387	11.98	26.0204
5	18.55	24.6715	2.29431	29.3406	19.5725	15.5301	8.53087	11.8894	27.278	21.5067	12.089	9.37394	12.5653	28.8287
6	21.34	28.3822	2.47708	36.157	20.2366	20.412	8.16955	11.5997	28.7334	22.9159	16.7455	9.25118	12.4669	30.8815
7	23.34	31.0422	2.76316	43.6301	19.0416	25.0141	6.89124	10.5749	29.22	22.4686	21.4191	8.1315	11.5692	31.9676
8	23.84	31.7072	3.26207	52.1855	15.4321	28.1591	4.73077	8.84277	28.8458	19.4399	25.0487	5.95937	9.82777	32.0589
9	19.85	26.4005	4.38634	62.8732	8.27815	25.4225	1.88726	6.56306	28.7878	12.0376	23.4964	2.74433	7.2502	31.8019
10	4.34	5.7722	8.0403	78.5217	0.24357	5.84054	0.03029	5.07429	40.7988	1.14865	5.65676	0.14286	5.16454	41.5244
						142.254			260.683		118.961			275.943

CONDICION	GRAVEDAD + SISMO		GRAVEDAD	
	SOBRECARGA + SISMO	SISMO	CON SOBRECARGA	SIN SOBRECARGA
Ecuacion	$F_s = \sum Fr_i / (\sum F_i + Pd)$	$F_s = \sum Fr_i / (\sum T_i)$	$F_s = \sum Fr_i / (\sum F_i + Pd)$	$F_s = \sum Fr_i / (\sum T_i)$
FS	1.83	1.83	2.32	2.32

TALUD 4

C	5.05	ton/m ²
φ	38.72	
γ _B	1.33	ton/m ³
R	30	m
q	1.72	ton/m
d ₁	0	m
d ₂	0	m
K _h	0.16	
K _v	0	
β	53°	

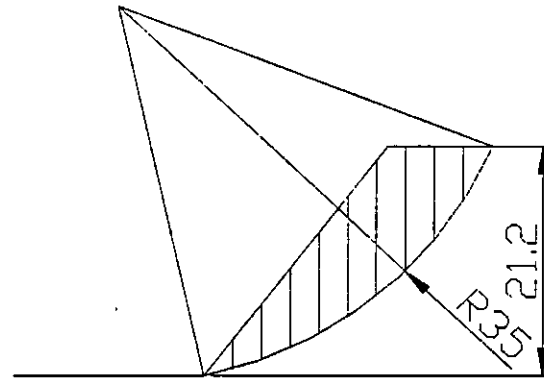


DOVELA No	V _i m ³	W _i ton	ΔL _i m	θ _i grados	GRAVEDAD + SISMO					GRAVEDAD				
					N _i ton	T _i ton	σ _i ton/m ²	S _i ton/m ²	Fr _i ton	N _i ton	T _i ton	σ _i ton/m ²	S _i ton/m ²	Fr _i ton
					1	5.97	7.9401	3.00213	2.15865	7.88661	1.56859	2.62701	7.15613	21.4836
2	17.12	22.7696	3.02898	7.93213	22.049	6.75048	7.27934	10.886	32.9736	22.5517	3.1422	7.44533	11.0191	33.3766
3	27.16	36.1228	3.08875	13.7685	33.7093	14.2108	10.9135	13.7997	42.6237	35.0848	8.59723	11.3589	14.1567	43.7266
4	36.38	48.3854	3.1876	19.7551	42.921	23.6403	13.465	15.8452	50.5082	45.5377	16.3543	14.2859	16.5033	52.6061
5	44.65	59.3845	3.33713	25.9763	49.2235	34.552	14.7502	16.8756	56.3162	53.3852	26.0104	15.9973	17.8754	59.6527
6	48.71	64.7843	3.55895	32.5476	49.033	43.5915	13.7774	16.0956	57.2836	54.6096	34.854	15.3443	17.3519	61.7545
7	42.67	56.7511	3.89592	39.6428	37.9073	43.1993	9.72999	12.8508	50.0656	43.7004	36.2072	11.217	14.0429	54.7101
8	33.99	45.2067	4.44576	47.5613	25.1675	38.2434	5.66102	9.58858	42.6285	30.5055	33.3625	6.86171	10.5512	46.9081
9	22.04	29.3132	5.49783	56.9295	12.065	27.1237	2.19451	6.80939	37.4368	15.9953	24.5645	2.90939	7.38253	40.5879
10	5.13	6.8229	5.3	67.2449	1.63235	6.7141	0.30799	5.29692	28.0737	2.63905	6.29185	0.49793	5.44921	28.8808
						239.594			419.394		189.683			443.725

CONDICION	GRAVEDAD + SISMO		GRAVEDAD	
	SOBRECARGA + SISMO	SISMO	CON SOBRECARGA	SIN SOBRECARGA
Ecuacion	$F_s = \sum F_{Ri} / (\sum F_i + Pd)$	$F_s = \sum F_i / (\sum T_i)$	$F_s = \sum F_{Ri} / (\sum F_i + Pd)$	$F_s = \sum F_i / (\sum T_i)$
FS	1.75	1.75	2.34	2.34

TALUD 4

C	5.05	ton/m ²
φ	38.72	
γ _m	1.33	ton/m ³
R	35	m
P	0	ton/m
d1	0	m
d2	0	m
Kh	0.16	
Kv	0	
β	53°	



DOVELA No	V _i m ³	W _i ton	ΔL _i m	θ _i grados	GRAVEDAD + SISMO					GRAVEDAD				
					N _i ton	T _i ton	σ _i ton/m ²	S _i ton/m ²	Fr _i ton	N _i ton	T _i ton	σ _i ton/m ²	S _i ton/m ²	Fr _i ton
					1	3.34	4.4422	2.5814	14.4268	4.12504	1.79508	1.59799	6.33115	16.3432
2	9.77	12.9941	2.63956	18.7148	11.64	6.13838	4.40982	8.58546	22.6618	12.3071	4.16925	4.66255	8.78808	23.1967
3	15.67	20.8411	2.71785	23.0968	17.8624	11.243	6.57226	10.3191	28.0459	19.1705	8.17567	7.05356	10.705	29.0947
4	20.99	27.9167	2.82172	27.627	22.6625	16.9028	8.03146	11.489	32.4188	24.7338	12.9454	8.7655	12.0775	34.0793
5	25.67	34.1411	2.95941	32.3536	25.9178	22.8849	8.75776	12.0713	35.724	28.8411	18.2704	9.74554	12.8632	38.0676
6	29.21	38.8493	3.14454	37.342	27.1159	28.5067	8.62318	11.9634	37.6194	30.8863	23.5649	9.82221	12.9247	40.6422
7	31.11	41.3763	3.40107	42.6876	25.9256	32.9194	7.62278	11.1614	37.9606	30.4141	28.0531	8.94251	12.2194	41.5592
8	25.26	33.5958	3.77595	48.5409	18.2149	28.7366	4.82392	8.91745	33.6718	22.2433	25.1777	5.89078	9.77278	36.9015
9	17.2	22.876	4.37726	55.1707	10.0608	20.8684	2.29842	6.8927	30.1711	13.0653	18.7779	2.9848	7.44299	32.5799
10	6.39	8.4987	5.58875	63.1982	2.6184	8.19884	0.46851	5.42562	30.3224	3.83212	7.5857	0.68568	5.59973	31.2955
						178.194			304.939		147.827			323.902

CONDICION	GRAVEDAD + SISMO		GRAVEDAD	
	SOBRECARGA + SISMO	SISMO	CON SOBRECARGA	SIN SOBRECARGA
Ecuacion	$F_s = \sum Fr_i / (\sum F_i + Pd)$	$R = \sum Fr_i / (\sum T_i)$	$F_s = \sum Fr_i / (\sum F_i + Pd)$	$R = \sum Fr_i / (\sum T_i)$
FS	1.71	1.71	2.19	2.19

Calculo del factor de seguridad Talud 5: Comunidad el tanque seco y zona de protección de la Colonia Escandia.

Datos:

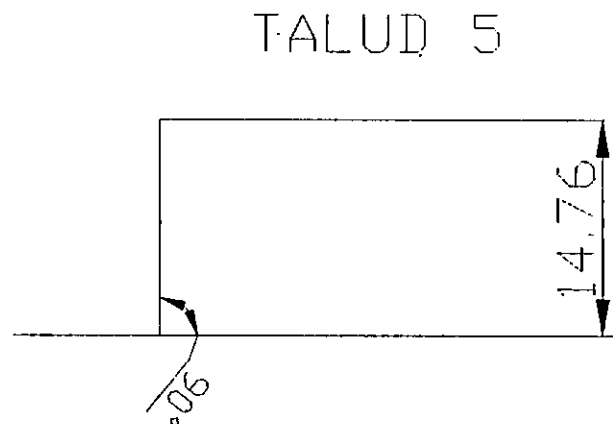
$$C = 5.05 \text{ ton/m}^2$$

$$\phi = 38.72^\circ$$

$$\gamma_m = 1.35 \text{ ton/m}^3$$

$$H = 14.76 \text{ m}$$

$$\beta = 90^\circ$$



a) Análisis de estabilidad por el método grafico de Donald W. Taylor.

$$\text{Con } \phi = 38.72^\circ \text{ y } \beta = 90^\circ$$

Interpolando de la figura 2.14, se obtiene el número de estabilidad:

$$N_e = 0.127$$

Entonces:

$$FS = \frac{5.05 \text{ tn/m}^2}{0.127(1.35 \text{ tn/m}^3 * 14.76 \text{ m})} = 1.99$$

b) Análisis por el método de Jambú

El valor de λ_{ϕ} se encuentra de la ecuación 2.2.2.2 y sustituyendo valores:

$$\lambda_{c\phi} = \frac{(1.35 \text{ ton/m}^3)(14.76 \text{ m})(\text{tg}(38.72))}{5.05 \text{ ton/m}^2}$$

$$\lambda_{c\phi} = 3.16$$

Interpolando en la figura 2.7, para $\beta = 90^\circ$ y $\lambda_{c\phi} = 3.16$ se obtiene: $N_e = 6.3$

Sustituyendo:

$$FS = \frac{6.3(5.05 \text{ ton/m}^2)}{1.35 \text{ ton/m}^3(14.76 \text{ m})}$$

$$FS = 1.59$$

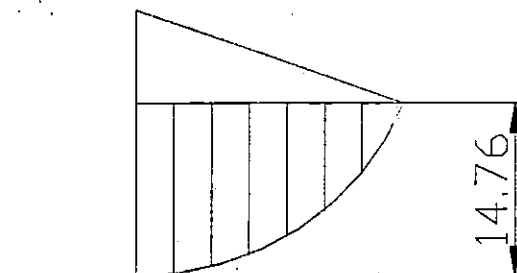
c) Análisis de Estabilidad por el Método de las Dovelas

Al igual que para los casos anteriores se han supuesto cinco superficies de falla considerando falla por el cuerpo y por el pie del talud obteniendo los siguientes resultados:

CIRCULO	RADIO	FS				CONDICION	TIPO DE FALLA
		GRAVEDAD + SISMO		GRAVEDAD			
		SOBRECARGA + SISMO	SISMO	CON SOBRECARGA	SIN SOBRECARGA		
1	20	2.61	2.61	3.82	3.82	ESTABLE	PIE
2	22.72	2.08	2.08	4.34	4.34	ESTABLE	PIE
3	25	2.21	2.21	3.23	3.23	ESTABLE	PIE
4	15	1.84	1.84	2.44	2.44	ESTABLE	CUERPO
5	20	2.11	2.11	2.90	2.90	ESTABLE	CUERPO

TALUD 5

C	5.05	ton/m ²
φ	38.72	
γ _m	1.33	ton/m ³
R	22.72	m
P	0	ton/m
d1	0	m
d2	0	m
Kh	0.16	
Kv	0	
β	90°	

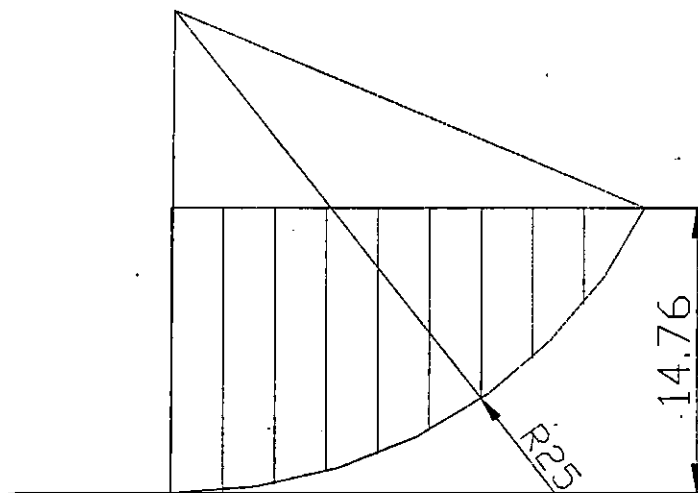


DOVELA No	V _i m ³	W _i ton	ΔL _i m	θ _i grados	GRAVEDAD + SISMO					GRAVEDAD				
					N _i ton	T _i ton	σ _i ton/m ²	S _i ton/m ²	Fr _i ton	N _i ton	T _i ton	σ _i ton/m ²	S _i ton/m ²	Fr _i ton
					1	43.68	58.0944	3.00656	3.78549	54.1322	15.429	18.0047	19.4848	58.5822
2	42.77	56.8841	3.00656	3.78549	53.0044	15.1076	17.6296	19.1841	57.6781	56.76	3.75555	18.8787	20.1855	60.689
3	40.28	53.5724	3.06063	11.4237	41.9004	21.1129	13.6901	16.0257	49.0487	52.5111	10.6107	17.1569	18.8051	57.5556
4	36.35	48.3455	3.17815	19.2752	29.6763	25.0862	9.3376	12.5362	39.8419	45.6354	15.9591	14.3591	16.562	52.6367
5	30.65	40.7645	3.38294	27.5258	17.3108	26.0692	5.1171	9.15251	30.9624	36.1501	18.8392	10.686	13.6172	46.0662
6	22.51	29.9383	3.72984	36.4549	6.29107	22.6051	1.68669	6.40226	23.8794	24.0801	17.789	6.45608	10.226	38.1413
7	9.69	12.8877	4.81729	47.0875	-0.66389	11.1939	-0.13781	4.93951	23.7951	8.77499	9.43888	1.82156	6.51039	31.3624
						136.604			283.788		80.228			348.109

CONDICION	GRAVEDAD + SISMO		GRAVEDAD	
	SOBRECARGA + SISMO	SISMO	CON SOBRECARGA	SIN SOBRECARGA
Ecuacion	$F_s = \sum Fr_i / (\sum F_i + Pd)$	$F_s = \sum F_i / (\sum T_i)$	$F_s = \sum Fr_i / (\sum F_i + Pd)$	$F_s = \sum F_i / (\sum T_i)$
FS	2.08	2.08	4.34	4.34

TALUD 5

C 5.05 ton/m2
 ϕ 38.72
 γ_m 1.33 ton/m3
 R 25 m
 P 0 ton/m
 d1 0 m
 d2 0 m
 Kh 0.16
 Kv 0
 β 90°

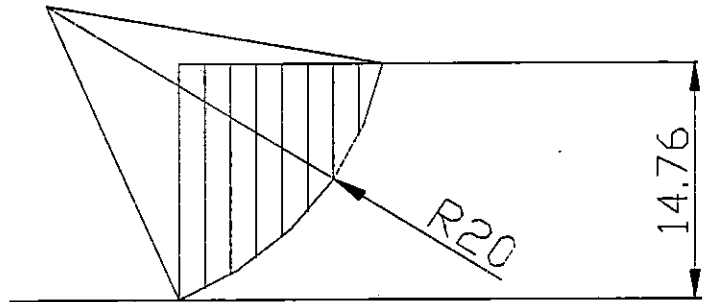


DOVELA No	V _i m ³	W _i ton	ΔL _i m	θ _i grados	GRAVEDAD + SISMO					GRAVEDAD				
					N _i ton	T _i ton	σ _i ton/m ²	S _i ton/m ²	Fr _i ton	N _i ton	T _i ton	σ _i ton/m ²	S _i ton/m ²	Fr _i ton
					1	36.9	49.077	2.50238	2.49889	48.688	9.98461	19.4567	20.6489	51.6713
2	36.3	48.279	2.52618	8.25622	46.6694	14.5774	18.4743	19.8613	50.1732	47.7786	6.93286	18.9134	20.2133	51.0625
3	34.93	46.4569	2.57765	14.0991	43.2467	18.5261	16.7776	18.501	47.6891	45.0574	11.3169	17.48	19.0642	49.1408
4	33	43.89	2.66208	20.0964	38.8049	21.6755	14.5769	16.7367	44.5543	41.2178	15.0806	15.4833	17.4634	46.4888
5	30.3	40.299	2.78948	26.3338	33.2567	23.6554	11.9222	14.6083	40.7496	36.117	17.8766	12.9476	15.4304	43.0427
6	26.72	35.5376	2.97852	32.929	26.7374	24.0908	8.97674	12.2469	36.4775	29.8283	19.3182	10.0145	13.0789	38.9556
7	22.06	29.3398	3.26643	40.0608	19.4343	22.476	5.9497	9.82002	32.0764	22.4556	18.8831	6.87466	10.5616	34.4986
8	15.92	21.1736	3.73902	48.039	11.638	18.0098	3.11259	7.54544	28.2125	14.1572	15.7447	3.78634	8.0856	30.2322
9	7.37	9.8021	4.59182	57.4583	3.95058	9.1068	0.86035	5.73976	26.3559	5.27268	8.26317	1.14828	5.9706	27.4159
						162.102			357.96		115.556			372.783

CONDICION	GRAVEDAD + SISMO		GRAVEDAD	
	SOBRECARGA + SISMO	SISMO	CON SOBRECARGA	SIN SOBRECARGA
Ecuacion	$F_s = \sum Fr_i / (\sum F_i + Pd)$	$F_s = \sum Fr_i / (\sum T_i)$	$F_s = \sum Fr_i / (\sum F_i + Pd)$	$F_s = \sum Fr_i / (\sum T_i)$
FS	2.21	2.21	3.23	3.23

TALUD 5

C	5.05	ton/m ²
φ	38.72	
γ _m	1.33	ton/m ³
R	20	m
P	0	ton/m
d ₁	0	m
d ₂	0	m
K _h	0.16	
K _v	0	
β	90°	

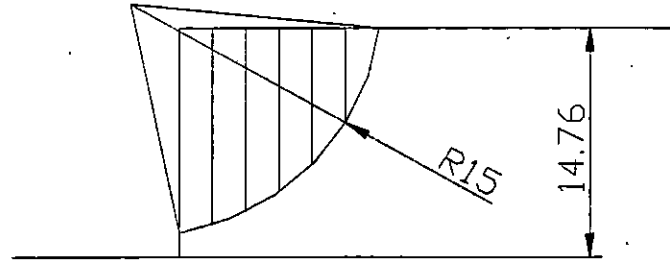


DOVELA No	V _i m ³	W _i ton	ΔL _i m	θ _i grados	GRAVEDAD + SISMO					GRAVEDAD				
					N _i	T _i	σ _i	S _i	Fr _i	N _i	T _i	σ _i	S _i	Fr _i
					ton	ton	ton/m ²	ton/m ²	ton	ton	ton	ton/m ²	ton/m ²	ton
1	21.6	28.728	2.00871	5.33622	28.176	7.24826	14.027	16.2958	32.7334	28.6035	2.6717	14.2398	16.4664	33.0761
2	20.42	27.1586	2.03832	11.1279	25.8093	9.50529	12.662	15.2015	30.9855	26.648	5.24161	13.0735	15.5313	31.6579
3	18.97	25.2301	2.0918	17.0376	22.94	11.2521	10.9666	13.8422	28.9552	24.1228	7.39242	11.5321	14.2955	29.9035
4	17.21	22.8893	2.175	23.1413	19.6083	12.3631	9.0153	12.2778	26.7042	21.0476	8.99549	9.67704	12.8083	27.8581
5	15.04	20.0032	2.29877	29.538	15.8255	12.6461	6.88433	10.5693	24.2965	17.4034	9.86158	7.57072	11.1196	25.5615
6	12.31	16.3723	2.48385	36.3702	11.6296	11.8181	4.6821	8.80375	21.8672	13.183	9.70877	5.3075	9.30515	23.1126
7	8.73	11.6109	2.77417	43.8681	7.08332	9.38567	2.55331	7.09705	19.6884	8.37073	8.04635	3.01739	7.46911	20.7206
8	3.04	4.0432	3.28288	52.4668	1.9502	3.60037	0.59405	5.52627	18.1421	2.4632	3.20626	0.75032	5.65155	18.5533
						77.8189			203.372		55.1242			210.444

CONDICION	GRAVEDAD + SISMO		GRAVEDAD	
	SOBRECARGA + SISMO	SISMO	CON SOBRECARGA	SIN SOBRECARGA
Ecuacion	$F_s = \sum Fr_i / (\sum F_i + Pd)$	$F_s = \sum Fr_i / (\sum T_i)$	$F_s = \sum Fr_i / (\sum F_i + Pd)$	$F_s = \sum Fr_i / (\sum T_i)$
FS	2.61	2.61	3.82	3.82

TALUD 5

C 5.05 ton/m²
 φ 38.72
 γ_m 1.33 ton/m³
 R 15 m
 P 0 ton/m
 d1 0 m
 d2 0 m
 Kh 0.16
 Kv 0
 β 90°

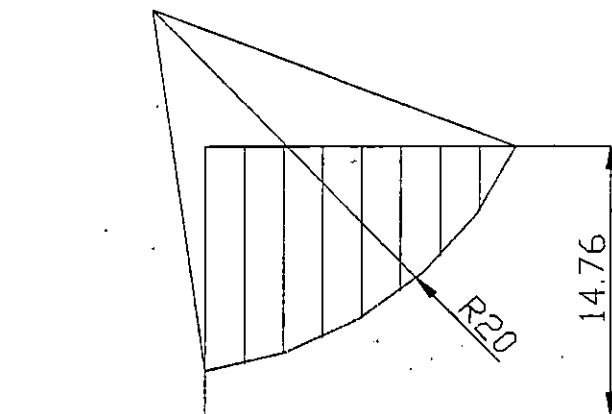


DOVELA No	V _i m ³	W _i ton	ΔL _i m	θ _i grados	GRAVEDAD + SISMO					GRAVEDAD				
					N _i	T _i	σ _i	S _i	Fr _i	N _i	T _i	σ _i	S _i	Fr _i
					ton	ton	ton/m ²	ton/m ²	ton	ton	ton	ton/m ²	ton/m ²	ton
1	25.84	34.3672	2.07162	15.1096	31.7457	14.267	15.3241	17.3357	35.913	33.1791	8.95838	16.016	17.8904	37.0622
2	24.44	32.5052	2.17602	23.2036	27.8267	17.5872	12.7879	15.3024	33.2983	29.8759	12.807	13.7296	16.0574	34.9411
3	23.34	31.0422	2.35389	31.8255	23.7561	20.5896	10.0923	13.1412	30.933	26.3753	16.3696	11.205	14.0333	33.0328
4	19.32	25.6956	2.66425	41.3507	16.573	20.0625	6.22049	10.0371	26.7414	19.2892	16.9762	7.23999	10.8545	28.9191
5	14.14	18.8062	3.28992	52.5609	9.04348	16.7613	2.74885	7.25382	23.8645	11.4326	14.9321	3.47505	7.83603	25.7799
6	6.15	8.1795	5.38283	68.074	1.84025	8.07654	0.34187	5.32409	28.6587	3.0543	7.58785	0.56742	5.50491	29.632
						97.3442			179.409		77.6312			189.367

CONDICION	GRAVEDAD + SISMO		GRAVEDAD	
	SOBRECARGA + SISMO	SISMO	CON SOBRECARGA	SIN SOBRECARGA
Ecuacion	$F_s = \sum Fr_i / (\sum F_i + Pd)$	$F_s = \sum Fr_i / (\sum T_i)$	$F_s = \sum Fr_i / (\sum F_i + Pd)$	$F_s = \sum Fr_i / (\sum T_i)$
FS	1.84	1.84	2.44	2.44

TALUD 5

C 5.05 ton/m2
 φ 38.72
 γ_m 1.33 ton/m3
 R 20 m
 P 0 ton/m
 d1 0 m
 d2 0 m
 Kh 0.16
 Kv 0
 β 90°



DOVELA No	V _i m ³	W _i ton	ΔL _i m	θ _i grados	GRAVEDAD + SISMO					GRAVEDAD				
					N _i	T _i	σ _i	S _i	Fr _i	N _i	T _i	σ _i	S _i	Fr _i
					ton	ton	ton/m ²	ton/m ²	ton	ton	ton	ton/m ²	ton/m ²	ton
1	24.23	32.2259	2.03532	10.6903	30.7101	11.0446	15.0886	17.1469	34.8994	31.6666	5.9779	15.5585	17.5236	35.6663
2	23.26	30.9358	2.08686	16.5887	28.2351	13.5759	13.5299	15.8973	33.1754	29.6482	8.83217	14.2071	16.4402	34.3083
3	21.82	29.0206	2.16753	22.6748	24.9875	15.4718	11.5281	14.2924	30.9792	26.7775	11.1874	12.3539	14.9544	32.4142
4	19.87	26.4271	2.28771	29.0452	21.0507	16.5269	9.20164	12.4272	28.4298	23.1035	12.8304	10.099	13.1466	30.0756
5	17.31	23.0223	2.46709	35.8383	16.5068	16.4657	6.69081	10.4142	25.6927	18.6635	13.4796	7.56501	11.1151	27.4218
6	13.97	18.5801	2.74698	43.2749	11.4898	14.9011	4.1827	8.40338	23.0839	13.5277	12.7367	4.92456	8.99814	24.7177
7	9.52	12.6616	3.23174	51.7669	6.24447	11.1994	1.93223	6.59912	21.3266	7.83578	9.94569	2.42463	6.99389	22.6024
8	3.18	4.2294	3.87178	61.7935	1.40268	4.047	0.36228	5.34045	20.6771	1.99903	3.72716	0.51631	5.46394	21.1552
						103.232			218.264		78.7169			228.362

CONDICION	GRAVEDAD + SISMO		GRAVEDAD	
	SOBRECARGA + SISMO	SISMO	CON SOBRECARGA	SIN SOBRECARGA
Ecuacion	$F_s = \sum Fr_i / (\sum F_i + Pd)$	$F_s = \sum Fr_i / (\sum T_i)$	$F_s = \sum Fr_i / (\sum F_i + Pd)$	$F_s = \sum Fr_i / (\sum T_i)$
FS	2.11	2.11	2.90	2.90

CONCLUSIONES

- a) A partir de los resultados obtenidos del análisis de estabilidad por el método gráfico de Donald W Taylor y el método gráfico de N. Jambú se obtiene resultados del factor de seguridad crítico(menor valor encontrado), para el talud 1 FS de 2.23 en tercer terraza, talud 2 con FS de 2.45 para segunda terraza, talud 3 FS de 3.46 para segunda terraza, talud 4 de 2.17 y talud 5 de 1.59, los taludes analizados tienen un factor de seguridad mayor que el establecido en la norma técnica de diseño de cimentaciones y estabilidad de taludes de 1.4 para condición gravedad y 1.1 para condición sismo.
- b) El método de Fellenius permite el análisis de estabilidad para la condición sísmica y gravitacional, para falla rotacional por lo que del análisis de estabilidad todos los taludes fueron analizados para falla por el pie y por el cuerpo del talud resultando factores de seguridad mayores que los establecidos en la norma técnica de diseño de cimentaciones y estabilidad de taludes, siendo estos: para el talud 1 FS de 1.7 con sobrecarga y sismo, talud 2 FS de 1.57 en condición sísmica, talud 3 FS de 1.93 con sobrecarga y sismo, talud 4 FS de 1.71 con carga sísmica y talud 5 con FS de 1.71 para carga sísmica.
- c) Debido a que las pruebas de campo y laboratorio no se pudieron realizar en las áreas donde están los taludes analizados los resultados obtenidos del análisis de estabilidad pueden ser tomados como válidos en un 85%, esta ponderación es basada en resultados de análisis de propiedades mecánicas de suelos obtenidas en trabajos de graduación anteriores en la zona de estudio.

CAPITULO IV

ANALISIS E INTERPRETACION DE RESULTADOS

CAPITULO IV

ANALISIS E INTERPRETACION DE RESULTADOS

INTRODUCCION

El capítulo IV contiene los resultados e interpretación de resultados obtenidos en las pruebas de penetración estándar, compresión triaxial, granulometría y análisis de estabilidad de taludes según los métodos de Donald W Taylor, N. Jambú y Fellenius concluyendo basándose en los resultados sobre la condición de estabilidad para cada caso estudiado, cuando los taludes están expuestos a cargas gravitatorias y fuerzas sísmicas. De la prueba de penetración estándar se extraen los datos de capacidad de carga de los estratos, compacidad relativa, humedad y tipo de suelo encontrado; de la compresión triaxial se toma la ley de resistencia al esfuerzo cortante del suelo a partir de las envolventes de Mohr; de la granulometría se define si el suelo es bien o mal graduado y tamaño de las partículas presentes en los estratos. Dependiendo del valor del factor de seguridad se plantean las propuestas de solución para cada caso en particular de acuerdo a la condición de estabilidad y los problemas externos como la erosión que afectan la condición de estabilidad de los taludes, con el fin de garantizar la seguridad de los pobladores de la zona. En el capítulo V se plantean las conclusiones, consideraciones y recomendaciones del Trabajo de Graduación, tomando en cuenta todo lo realizado en cuanto a teoría sobre taludes, pruebas y ensayos de laboratorio, métodos de análisis de estabilidad y la aplicación de los métodos, así como los resultados finales obtenidos.

4.1 ANALISIS DE RESULTADOS

4.1.1 Análisis de resultados de la Prueba de Penetración Estándar

La prueba de penetración estándar se realizó en tres puntos, ubicando tres sondeos en los alrededores de la entrada principal de la Colonia Santísima trinidad, tal como se muestra en el plano de ubicación, anexo 1; la máxima profundidad explorada fue de 2.5 m (sondeo 3), detectando suelo compacto en el fondo de cada uno.

De los resultados tanto en la exploración del subsuelo como de los ensayos de laboratorio, “Determinación del contenido de humedad en el laboratorio”, “Descripción de suelos, procedimiento visual manual “ y “Clasificación de suelos, para propósitos de ingeniería”, se obtiene lo indicado en la tabla 4.1 siguiente:

Tabla 4. 1 Tipos de suelo encontrados en los sondeos

TIPO DE SUELO	COLOR	% DE MATERIAL PREDOMINANTE	% DE MATERIAL COMPLEMENTARIO
Limo arenoso	Café	55 a 70 Limo de mediana plasticidad	30 a 45 de arena
Arena limosa	Café	60 a 75 arena con pómez o gravilla	25 a 40 limo ligeramente plástico a mediana plasticidad

Por lo tanto los suelos predominantes encontrados en los sondeos son el limo arenoso y la arena limosa.

Los valores mínimos y máximos aproximados de capacidad de carga a partir de la prueba de penetración estándar de los suelos en Kg/cm^2 son los siguientes:

Tabla 4. 2 Capacidad de carga mínima y máxima en cada sondeo

Sondeo	capacidad mínima Kg/cm ² (profundidad, m)	Compacidad	Capacidad máxima Kg/cm ² (profundidad, m)	Compacidad
1	1.3(0.50)	semicompacto	>3.3(2.50)	Compacto
2	1.9(0.50)	semicompacto	3.0(1.00)	Compacto
3	0.4(0.50-1.00)	Suelto	3.0(2.00-2.50)	Compacto

El suelo suelto se presentó en los sondeos 1 y 3 con profundidades de 0.0 a 0.50 m y de 0.0 a 1.50 m respectivamente.

Los contenidos de humedad máximos, mínimos y promedios calculados en base a la norma de la ASTM D-2216 en cada sondeo son:

Tabla 4. 3 Contenidos de humedades mínimas máximas y promedio por sondeo

SONDEO	Humedad máxima (%)	Humedad mínima (%)	Humedad promedio (%)
S-1	37.6 (0.50m)	13.2 (2.0m)	22.7
S-2	41.1 (1.0m)	33.9 (0.5m)	37.5
S-3	45.6 (1.0m)	15.2 (2.5m)	26.4

Las humedades máximas encontradas en los sondeos pueden estar afectadas por las condiciones de lluvia imperantes el día de la realización de la prueba de penetración estándar, la variación en cuanto al valor indicado en tabla 4.3 es de 3 % como valor aproximado.

Del estudio de suelos se recomiendan para una evaluación preliminar los valores de los parámetros del suelo siguientes:

Peso volumétrico húmedo	$\gamma_{sh}=1.65 \text{ Ton/m}^3$
Ángulo de fricción interna	$\phi =33^\circ$
Cohesión aparente	$c=5.0 \text{ Ton/mt}^2$

4.1.2 Análisis de resultados de La Prueba de Compresión Triaxial

Se labraron tres probetas por cada muestra de suelo inalterado obtenido en el talud número 5 ubicado en la entrada de la Colonia Santísima Trinidad, para la corona, cuerpo y pie, a los cuales se les realizó la prueba de compresión triaxial no drenada, no consolidada; obteniendo los siguientes resultados:

a) Muestra del cuerpo del talud

Las presiones de confinamiento (σ_3) en la cámara de compresión triaxial para cada probeta labrada fueron de 1,2 y 3 Kg/cm^2 . El esfuerzo desviador ($\sigma_1 - \sigma_3$) varía desde 8.12 a 10.788 Kg/cm^2 y el esfuerzo principal desde 9.12 a 13.778 Kg/cm^2 . El valor promedio del módulo de elasticidad (Es) para el suelo es de 870.33 Kg/cm^2 , siendo un suelo que puede llegar a soportar grandes esfuerzos pero con poca deformación.

Las gráficas de las fallas diagonales presentadas para los distintos ensayos resultaron ser las que se presentan a continuación:

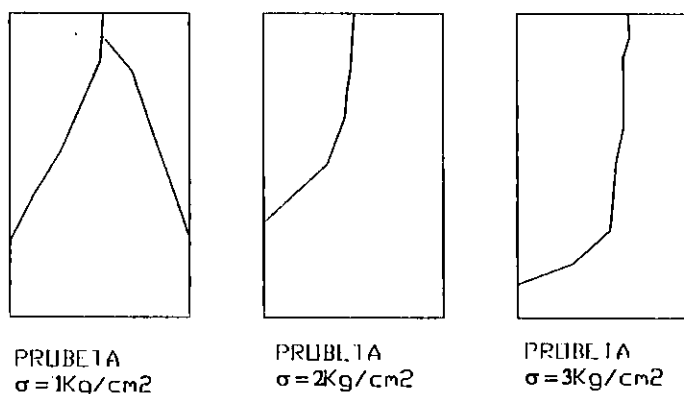


Figura 4. 1 Fallas de probetas en ensayo triaxial para el cuerpo del talud

El ángulo promedio medido directamente de las probetas con falla diagonal es de 67.2°

Los valores de las relaciones de vacíos (e) son de 1.48, 1.38 y 0.81% propios de las arenas con finos.

A partir de los resultados de esfuerzos y deformaciones unitarias resultan las envolventes de Mohr y la ley de resistencia al esfuerzo cortante, que se expresa como:

$$\tau = 0.505\text{Kg}/\text{cm}^2 + \sigma \tan(38.72^\circ)$$

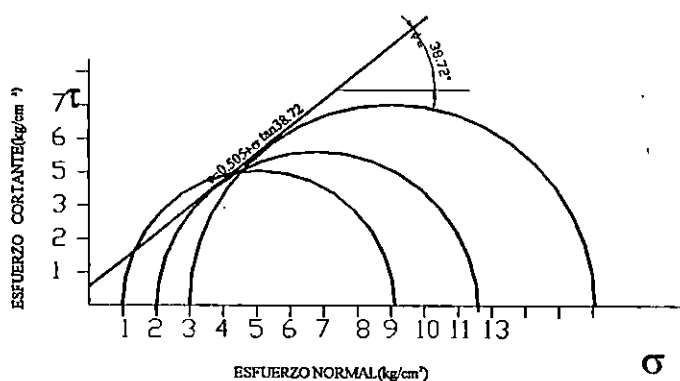


Figura 4. 2 Envolventes de Mohr (cuerpo de talud)

b) Muestra de la corona del talud

Las presiones de confinamiento (σ_3) en la cámara de compresión triaxial para cada probeta labrada fueron de 1,2 y 3 Kg/cm². El esfuerzo desviador ($\sigma_1 - \sigma_3$) varia desde 5.373 a 8.773 Kg/cm² y el esfuerzo principal desde 6.373 a 11.773 Kg/cm².

El valor promedio del módulo de elasticidad para el suelo es de 510 Kg/cm².

Las graficas de las fallas presentadas para los distintos ensayos resultaron ser como las que se presentan a continuación:

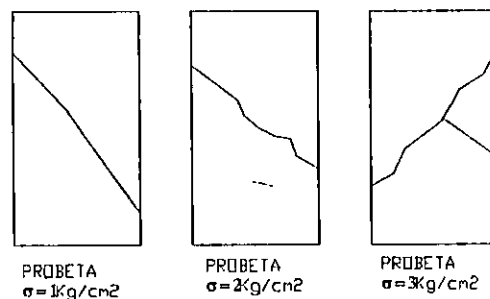


Figura 4. 3 Fallas de probetas en ensayo triaxial para la corona del talud

El ángulo promedio medido directamente de las probetas con falla diagonal es de 44.28°

Los valores de las relaciones de vacíos (e) son de 1.23, 1.0 y 1.34% propios de las arenas con finos.

A partir de los resultados de esfuerzos y deformaciones unitarias resultan las envolventes de Mohr y la ley de resistencia al esfuerzo cortante, que se expresa como:

$$\tau = 0.144 \text{ kg/cm}^2 + \sigma \tan(35.44^\circ)$$

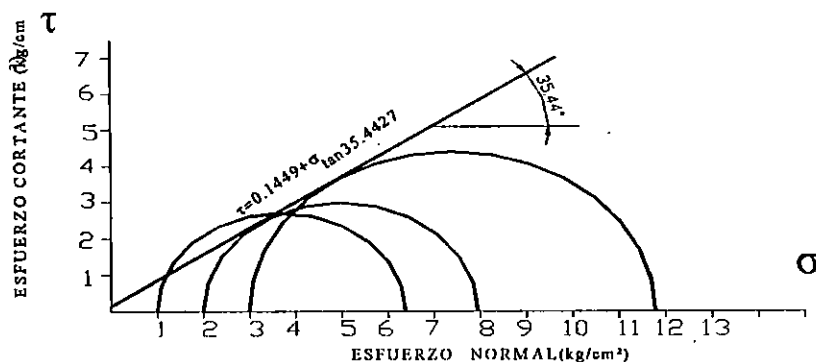


Figura 4. 4 Envolventes de Mohr (corona de talud) .

MUESTRA DE SUELO	Variación de Esfuerzos principales (Kg/cm ²)	Modulo de Elasticidad (promedio en Kg/cm ²)	Relación de vacios (promedio)
Corona del talud	6.37 a 11.77	510	1.19
Cuerpo del talud	9.12 a 13.78	870.3	1.22
Pie del talud	19.05 a 33.09	3271.9	0.69

c) Muestra del pie del talud

Las presiones de confinamiento (σ_3) en la cámara de compresión triaxial para cada probeta labrada fueron de 1,2 y 3 Kg/cm². El esfuerzo desviador ($\sigma_1 - \sigma_3$) varia desde 18.054 a 30.097 Kg/cm² y el esfuerzo principal desde 19.054 a 33.097 Kg/cm².

El valor promedio del módulo de elasticidad para el suelo es de 3271.9 Kg/cm².

Las graficas de las fallas presentadas para los distintos ensayos resultaron ser como las que se presentan a continuación:

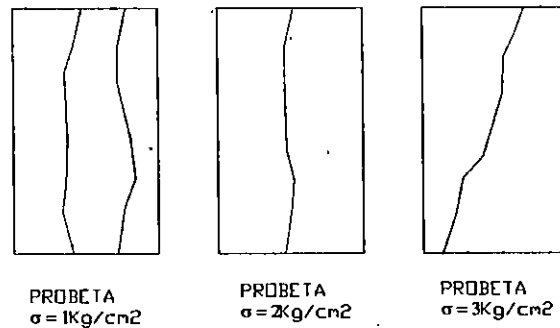


Figura 4. 5 Fallas de probetas en ensayo triaxial para el pie del talud

El ángulo promedio medido de las probetas con falla diagonal es de 83.1°

Los valores de las relaciones de vacíos (e) son de 0.73, 0.72 y 0.61% propios de las arenas con finos.

A partir de los resultados de esfuerzos y deformaciones unitarias resultan las envolventes de Mohr y la ley de resistencia al esfuerzo cortante, que se expresa como

$$\tau = 1.58 \text{ kg/cm}^2 + \sigma \tan(51.12^\circ)$$

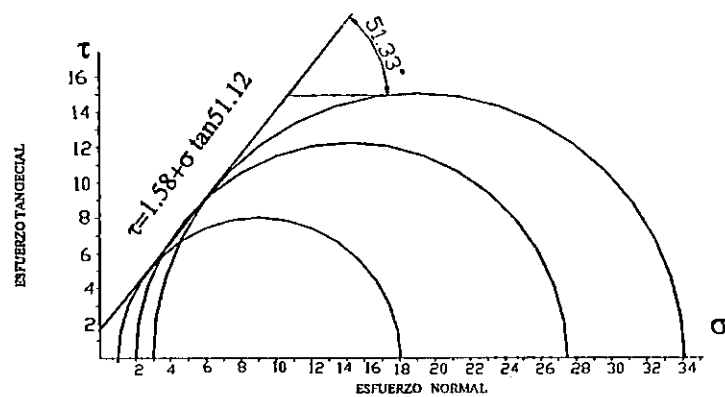


Figura 4. 6 Envolventes de Mohr (pie de talud)

4.1.3 Análisis de resultados de la Granulometría de los Suelos

De los resultados del análisis granulométrico realizados a las diferentes muestras obtenidas se tiene: de la muestra obtenida para la corona del talud se tiene que los suelos son mal graduados debido a que el porcentaje de finos que pasa la malla #200 es mayor que el 10% lo cual impide calcular el coeficiente de uniformidad y coeficiente de curvatura del suelo; además, por la tendencia de la curva granulométrica la cual es muy tendida confirma que los suelos de la corona del talud son mal graduados.

- Para la corona y el cuerpo del talud el porcentaje de finos que pasa la malla # 200 representa el 41.47% y 28.28% respectivamente lo que impide calcular el coeficiente de uniformidad y el coeficiente de curvatura, por lo que los suelos son mal graduados lo cual se observa en la curva de granulométrica que es muy tendida.
- La muestra obtenida para el análisis granulométrico del pie del talud es una curva menos tendida que los anteriores y su mejor distribución permite el cálculo de los coeficientes de uniformidad ($C_u = 22.5$) y curvatura ($C_c = 4.44$) los cuales están fuera de los rangos establecidos por Allen Hazen, el cual considera que los suelos son uniformes si su coeficiente de uniformidad resulta $C_u < 3$ y con coeficientes de curvatura $1 < C_c < 3$ según la norma ASTM D- 422

4.1.4 Análisis de Resultados de los Métodos de Estabilidad de Taludes

Al analizar los taludes por el método de Donald W. Taylor y tratar de encontrar en las tablas el número de estabilidad en taludes con $\beta \leq 55^\circ$ se encuentra que no se puede interceptar para el valor de ϕ buscado, lo que limita al uso de este método

Se presenta en la tabla un resumen de los datos obtenidos del análisis de estabilidad por los métodos de Taylor, Jambú y de las Dovelas.

4.1.4.1 Método Donald W. Taylor, N Jambú y de las Dovelas de Fellenius

Talud 1

Está constituido por cuatro terrazas las que presentan estabilidad por cualquier condición de carga, ya que los factores de seguridad encontrados por los tres métodos de diseño son superiores al factor permitido por la Norma Técnica de Diseño de Cimentaciones y estabilidad de Taludes, tal como se detalla:

Primer terraza:

Método de Taylor: $FS = 25.6 > 1.4$

método de Jambú $FS = 4 > 1.4$

Segunda terraza:

Método de Taylor: $FS = 7.11 > 1.4$

método de Jambú $FS = 2.43 > 1.4$

Tercer terraza:

Método de Taylor: $FS = 5.37 > 1.4$

método de Jambú $FS = 2.23 > 1.4$

Cuarta terraza:

Método de Taylor: $FS = 108 > 1.4$

método de Jambú $FS = 4.84 > 1.4$

Análisis por el método de las Dovelas:

Para el análisis por el método de las dovelas se consideraron cinco superficies de falla obteniendo para el talud los factores de seguridad para los círculos críticos de condición gravedad los cuales corresponden a falla por el pie y falla por el cuerpo para la primera terraza considerando sobrecarga obteniéndose los siguientes resultados:

Tabla 4. 4 Factores de seguridad obtenidos por el método de las Dovelas para el talud 1

CIRCULO	RADIO	FS				CONDICION	TIPO DE FALLA
		GRAVEDAD + SISMO		GRAVEDAD			
		SOBRECARGA + SISMO	SISMO	CON SOBRECARGA	SIN SOBRECARGA		
1.00	30.00	2.79	2.86	3.70	2.82	ESTABLE	PIE
2.00	40.00	2.18	2.30	2.88	3.09	ESTABLE	PIE
3.00	30.00	1.70	1.73	2.25	2.29	ESTABLE	CUERPO
4.00	30.00	1.94	2.07	2.46	2.67	ESTABLE	CUERPO
5.00	35.00	2.27	2.39	3.00	3.21	ESTABLE	CUERPO

2.79 1.70 2.86 1.73 3.70 2.25 3.21 2.29

En la que se puede observar que el círculo crítico corresponde a falla por el cuerpo para círculo de radio 30m con un factor de seguridad de 1.70 para la condición de sobrecarga más sismo, 1.73 para la carga sísmica sin sobrecarga, para la condición gravedad

2.25 considerando sobrecarga y 2.29 sin sobrecarga en los cuales se han considerado el valor de la cohesión aparente producida por las características cementantes de los suelos.

Talud 2

Las dos terrazas del talud presentan estabilidad, bajo la condición sísmica y gravedad y carga impuesta, tal como se detalla:

Primer terraza:

Método de Taylor: FS = no se pudo encontrar

Método de Jambú FS = 2.45 > 1.4

Segunda terraza:

Método de Taylor: FS = 13.8 > 1.4

Método de Jambú FS = 2.5 > 1.4

Método de las Dovelas:

Para el análisis por el método de las dovelas se obtuvieron los factores de seguridad correspondientes a los círculos de falla críticos, los cuales corresponden a falla por el pie del talud, resultando del análisis que el talud para la condición sísmica es inestable y que para la condición gravitatoria es estable al comparar los valores de factor de seguridad con los establecidos en la norma técnica de cimentaciones y estabilidad de taludes

Tabla 4. 5 Factores de seguridad obtenidos por el método de las Dovelas para el talud 2

CIRCULO	RADIO	FS				CONDICION	TIPO DE FALLA
		GRAVEDAD + SISMO		GRAVEDAD			
		SOBRECARGA + SISMO	SISMO	CON SOBRECARGA	SIN SOBRECARGA		
1.00	30.77	1.64	2.33	2.95	3.61	ESTABLE	PIE
2.00	33.61	2.30	2.49	2.94	3.24	ESTABLE	PIE
3.00	38.56	1.57	1.57	2.39	2.40	ESTABLE	PIE
4.00	30.77	2.31	2.44	3.11	3.33	ESTABLE	CUERPO
5.00	35.00	2.24	2.25	3.04	3.07	ESTABLE	CUERPO

2.31 1.57 2.49 1.57 3.11 2.39 3.61 2.40

En la que se puede observar que el círculo crítico corresponde a falla por el pie para círculo de radio 38.56 m con un factor de seguridad de 1.57 para la condición de sobrecarga más sismo, 1.57 para la carga con sismo, para la condición gravedad 2.39 considerando sobrecarga y 2.40 sin sobrecarga en los cuales se han considerado el valor de la cohesión aparente producida por las características cementantes de los suelos

Talud 3

Según los datos obtenidos del análisis las dos terrazas presentan estabilidad bajo cualquier condición de carga, ya que los factores de seguridad resultan ser mayor a los establecidos por la Norma, el factor de seguridad mínimo para la condición sísmica es $FS= 1.1$ y de la condición gravedad el $FS= 1.4$

Los resultados por el método de Taylor para la primer terraza y para la segunda son de 821.6 y 28.8, y por el método de Jambú de obtiene los valores de 4.37 y 3.46 por lo que superan lo permitido por la Norma.

Tabla 4. 6 Factores de seguridad obtenidos por el método de las Dovelas para el talud 3

CIRCULO	RADIO	FS				CONDICION	TIPO DE FALLA
		GRAVEDAD + SISMO		GRAVEDAD			
		SOBRECARGA + SISMO	SISMO	CON SOBRECARGA	SIN SOBRECARGA		
3.00	30.00	1.93	2.00	2.62	2.74	ESTABLE	PIE
4.00	30.00	2.10	2.18	2.87	3.00	ESTABLE	PIE
1.00	36.80	2.05	2.13	2.76	2.90	ESTABLE	PIE
5.00	39.65	2.14	2.19	2.97	3.08	ESTABLE	PIE
2.00	40.00	2.11	2.19	2.86	3.00	ESTABLE	PIE

2.14 1.93 2.19 2.00 2.97 2.62 3.08 2.74

En la que se puede observar que el círculo crítico corresponde a falla por el pie para círculo de radio 30m con un factor de seguridad de 1.93 para la condición de sobrecarga más sismo, para la carga con sismo 2.00, para la condición gravedad 2.62 considerando sobrecarga y 2.74 sin sobrecarga en los cuales se han considerado el valor de la cohesión aparente producida por las características cementantes de los suelos

Talud 4

La terraza que conforma es estable para las condiciones sismo, resultando factores de seguridad mayores que los mínimos permitidos por la Norma

El análisis por el método de Taylor proporciona un valor del factor de seguridad de 6.3 y por el método de Jambú se obtiene 2.17 lo que supera el factor de seguridad dado por la Norma Técnica de Diseño de Cimentaciones y Estabilidad de Taludes

Análisis por el método de las dovelas

Talud 4

El talud 4 no presenta sobrecarga en la corona con un ángulo de inclinación de 53° obteniendo del análisis los siguientes resultados:

Tabla 4. 7 Factores de seguridad obtenidos por el método de las Dovelas para el talud 4

CÍRCULO	RADIO	FS				CONDICION	TIPO DE FALLA
		GRAVEDAD + SISMO		GRAVEDAD			
		SOBRECARGA + SISMO	SISMO	CON SOBRECARGA	SIN SOBRECARGA		
1.00	20.00	1.83	1.83	2.38	2.38	ESTABLE	CUERPO
2.00	25.00	2.03	2.03	2.72	2.72	ESTABLE	CUERPO
3.00	20.00	1.83	1.83	2.32	2.32	ESTABLE	PIE
4.00	30.00	1.75	1.75	2.34	2.34	ESTABLE	PIE
5.00	35.00	1.71	1.71	2.19	2.19	ESTABLE	PIE

2.03 1.71 2.03 1.71 2.72 2.19 2.72 2.19

En la que se puede observar que el círculo crítico corresponde a falla por el pie para círculo de radio 30m con un factor de seguridad de 1.71 para la condición de sobrecarga más sismo, 1.71 para la carga sismo, para la condición gravedad 2.19 considerando sobrecarga y 2.19 sin sobrecarga en los que los valores para la condición de sobrecarga y sin sobrecarga para cada una de las condiciones son iguales debido a que el talud no está sobrecargado, considerando el valor de la cohesión aparente producida por las características cementantes de los suelos

Talud 5

Los datos obtenidos del análisis por el método de Donald W. Taylor obteniendo un FS= 1.99 superior al permitido por la Norma, lo vuelven un talud estable. Al analizarlo por el

método gráfico de Jambú se llegó a un factor de seguridad de 1.59 valor superior al permitido por la Norma por lo que este talud es estable según el método.

Análisis por el método de las Dovelas

El talud 5 es un talud típico el cual tienen un ángulo de inclinación de 90° , no presenta sobrecarga en la corona del talud, se analizaron cinco superficies de falla tres por el pie y dos por el cuerpo obteniendo los siguientes resultados:

Tabla 4. 8 Factores de seguridad obtenidos por el método de las Dovelas para el talud 5

CIRCULO	RADIO	FS				CONDICION	TIPO DE FALLA
		GRAVEDAD + SISMO		GRAVEDAD			
		SOBRECARGA + SISMO	SISMO	CON SOBRECARGA	SIN SOBRECARGA		
1.00	20.00	2.61	2.61	3.82	3.82	ESTABLE	PIE
2.00	22.72	2.08	2.08	4.34	4.34	ESTABLE	PIE
3.00	25.00	2.21	2.21	3.23	3.23	ESTABLE	PIE
4.00	15.00	1.84	1.84	2.44	2.44	ESTABLE	CUERPO
5.00	20.00	2.11	2.11	2.90	2.90	ESTABLE	CUERPO

2.61 1.84 2.61 1.84 4.34 2.44 4.34 2.44

En la que se puede observar que el círculo crítico corresponde a falla por el cuerpo para círculo de radio 15m con un factor de seguridad de 1.84 para la condición de sobrecarga más sismo, 1.84 para la carga sismo, para la condición gravedad 2.44 considerando sobrecarga y 2.44 sin sobrecarga en los cuales se han considerado el valor de la cohesión aparente producida por las características cementantes de los suelos.

Tabla 4. 9 Tabla resumen de los valores de los factores de seguridad obtenidos por los diferentes métodos de análisis

PERFIL	FACTOR DE SEGURIDAD						
	Donald Taylor	W	Gráfico de Jambú	Dovelas		GRAVEDAD	
				GRAVEDAD + SISMO	SISMO	GRAVEDAD	SIN SOBREGARGA
				SOBRECARGA + SISMO	SISMO	SOBRECARGA	SIN SOBREGARGA
Talud 1							
Primer terraza	25.6	4					
Segunda terraza	7.11	2.43		1.70	1.73	2.25	2.29
Tercer terraza	5.37	2.23					
Cuarta terraza	108	4.84					
Talud 2							
Primer terraza	--- ¹	2.45		1.57	1.57	2.39	2.4
Segunda terraza	13.8	2.5					
Talud 3							
Primer terraza	21.6	4.37		1.93	2.00	2.62	2.74
Segunda terraza	28.8	3.46					
Talud 4 ²							
Primer terraza	6.3	2.17		1.71	1.71	2.19	2.19
Talud 5 ¹							
Primer terraza	1.99	1.59		1.84	1.84	2.44	2.44

¹ No se puede obtener el factor de seguridad por no poder encontrar el número de estabilidad en la gráfica para suelos cohesivos friccionantes

² Los taludes no tienen sobrecarga por lo que los factores de seguridad son iguales para la condición con sobrecarga y sin sobrecarga

4.2 INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

4.2.1 Interpretación de Resultados de La Granulometría

Corona del Talud

El suelo es una arena limosa, mezcla de arena y limo (SM), con alto contenido de finos 41.3%, en peso³. El suelo presenta distribución de partículas entre 0.08mm hasta partículas de 4mm, el coeficiente de curvatura y coeficiente de uniformidad no se pudo obtener en laboratorio lo que indica que el suelo es mal gradado.

Cuerpo del Talud

El suelo que lo compone es arena limosa, mezclas de arena limo (SM) y el contenido de finos de 28.3% podría afectar las características de resistencia. Presenta distribución de partículas entre 0.07 mm y 5 mm en tamaño y el porcentaje de gravas es del 9.42%. Es suelo mal gradado ya que el coeficiente de uniformidad y curvatura no ha podido encontrarse debido a que el tamaño de las partículas para el cual el 10% y 30% del material es más fino no puede obtenerse del grafico de granulometría.

Pie del Talud

No cumple con los requisitos de clasificación del sistema unificado de suelos para ser denominado como un suelo bien gradado, el coeficiente de uniformidad y de curvatura,

³ Lo que afecta las características de resistencia y esfuerzo-deformación y la capacidad de drenaje libre de la fracción gruesa; en la practica se ha visto que esto ocurre para porcentajes de finos superiores a 12% (véase Juárez Badillo tomo I)

obteniendo en laboratorio, para el pie del talud 22.3 y 4.44 respectivamente, lo que indica que es mal graduado, posee un alto contenido de partículas gruesas 27.62% y tiene una distribución de tamaños desde 0.08mm hasta 20 mm por lo que el suelo se clasifica como una arena limosa mal graduada, (SM).

4.2.1.1 Correlación de resultados de la granulometría de los suelos

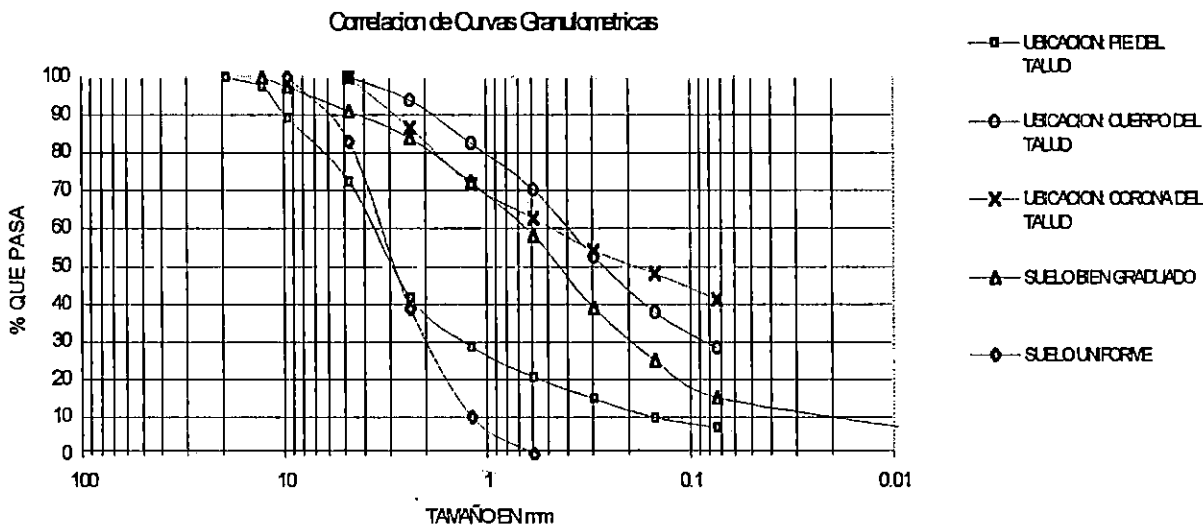


Figura 4. 7 Gráfica de correlación de curvas de granulométricas

Al relacionar las curvas granulométricas de los suelos obtenidas de cada una de las muestras ensayadas y compararlas con un suelo bien graduado se observa que las curvas para el pie y el cuerpo del talud tienen tendencias similares; siendo la curva correspondiente al pie del talud menos tendida pero con una distribución de las partículas del suelo menores en distribución que las correspondientes para un suelo bien graduado variando estas en un rango entre 5% y 40% encontrándose la granulometría de del suelo entre una curva para un suelo bien graduado y una curva para un suelo

uniforme; en cambio la curva granulométrica del cuerpo del talud es un poco más tendida pero con porcentajes de partículas de suelo mayores que las correspondientes para un suelo bien graduado variando sus porcentajes de distribución en un 10%, sus valores varían con relación a la curva correspondiente para un suelo uniforme en un 30% para las partículas más gruesas y en un 56% para las partículas más finas; en tanto la curva granulométrica de la corona del talud varia entre su distribución de tamaños de partículas de suelo en porcentajes mayores entre un 10% a un 25% que las correspondientes para un suelo bien graduado y entre un 29% para las partículas más finas a un 70% para las partículas más gruesas. Las dos curvas granulométricas obtenidas para la corona y el cuerpo del talud tienen porcentajes de finos mayores de 10% lo que impide el calculo de los coeficientes de uniformidad y curvatura; a excepción de la curva correspondiente al pie del talud, la cual es mal graduada por ser muy pronunciada en el tramo correspondiente a tamaños de partículas de entre 10mm a 1mm.

4.2.2 Interpretación de Resultados de la Prueba de Penetración Estándar

A partir de los sondeos realizados como parte de la prueba de la ASTM D-1586 “Prueba de Penetración Estándar y Muestreo de Suelos con Cuchara Partida” en la Colonia Santísima Trinidad se pueden interpretar los resultados como sigue:

- Los suelos encontrados en las perforaciones son de dos tipos, limo arenoso (ML) con predominancia de limos de ligeramente plásticos a medianamente plásticos y

arena limosa con predominancia arenas de con trazas de pómez o gravilla. El grupo ML comprende los limos inorgánicos de baja a mediana compresibilidad. Las arenas limosas son suelos en donde el contenido de finos afecta las características de resistencia y esfuerzo deformación y la capacidad de drenaje libre de la fracción gruesa.

- Del número de golpes obtenido en la prueba se encontró suelo compacto a baja profundidad, la cual oscila entre 1.0 y 2.0 metros, con capacidades de carga de 3.0 Kg/cm² y mayores de 3.3 Kg/cm²; el sondeo n° 1 presentó rechazo al avance de la cuchara muestrera a 2.50 mts de profundidad según sección 7.2.1 de la ASTM D-1586, mientras que en los otros 2 sondeos siempre se llegó a suelo compacto.

4.2.3 Interpretación de Resultados de las Pruebas Triaxiales

- Los resultados de los esfuerzos principales (σ_1) en las diferentes muestras inalteradas según el tipo de suelo probado, varían desde 11.773 Kg/cm² para la muestra de la corona del talud hasta 33.097 kg/cm² para la muestra del pie del talud, confirmando los resultados de la prueba de penetración estándar, que catalogan los estratos del suelo como compactos
- De las envolventes de Mohr lo resultados indican un suelo con cohesión aparente y fricción; la cohesión aparente es debida a la cementación que generan las partículas del suelo fino, los valores de la cohesión y del ángulo de fricción interna son únicamente parámetros de cálculo y varían con el nivel de esfuerzos y con el intervalo de presiones considerado. De tal modo que para el análisis de estabilidad

de taludes este suelo se considera como cohesivo- friccionante, con valores de cohesión que varían desde 0.144 Kg/cm^2 para la muestra de la corona del talud hasta 1.58 Kg/cm^2 para la muestra del pie del talud.

- Según el tipo de material encontrado en el sitio de estudio es razonable pensar en la posibilidad de que se presente el fenómeno de licuación de arenas y limos, causando una disminución rápida de la resistencia al esfuerzo cortante (pérdida de cohesión y fricción) que puede ser provocado cuando el suelo queda sujeto a una sollicitación brusca de tipo dinámico (impacto o sismo); sin embargo, en la naturaleza el peligro de la licuación disminuye en cuanto más compacto sea el suelo, y según la teoría nunca se ha reportado una falla en mantos en los que la compacidad relativa sea mayor de $50\%^4$.
- Las gráficas de esfuerzo-deformación obtenidas de la prueba triaxial realizada al suelo muestran en su mayoría tramos en los que se puede observar discontinuidades que podrían representar un reajuste de las partículas componentes del suelo, lográndose apreciar que el comportamiento o reacción del suelo durante la prueba tiende a seguir después de esta discontinuidad la línea de tendencia del inicio de la prueba y su continuación. Se puede llegar a suponer que este hecho representa que los valores de esfuerzos reales del suelo analizado son menores que los que se han obtenido en la prueba triaxial; sin embargo, en todas las pruebas el suelo se ha comportado de la misma manera, es decir que a pesar de las

⁴ Juárez Badillo, Tomo I "Fundamentos de la Mecánica de Suelos" Pag. 399. Al evaluar la posibilidad de que pueda darse el fenómeno de licuación en suelos del tipo arenas con combinaciones de finos que sean compactos, este afirma que es muy remota dado que los casos en que este fenómeno se produce están asociados con suelos sueltos.

discontinuidades existentes, este sigue soportando el aumento de esfuerzos y los valores de esfuerzo-deformación tienden a seguir la tendencia de la mayor parte de puntos en la gráfica.

4.2.3.1 Correlación de resultados de la Prueba Triaxial

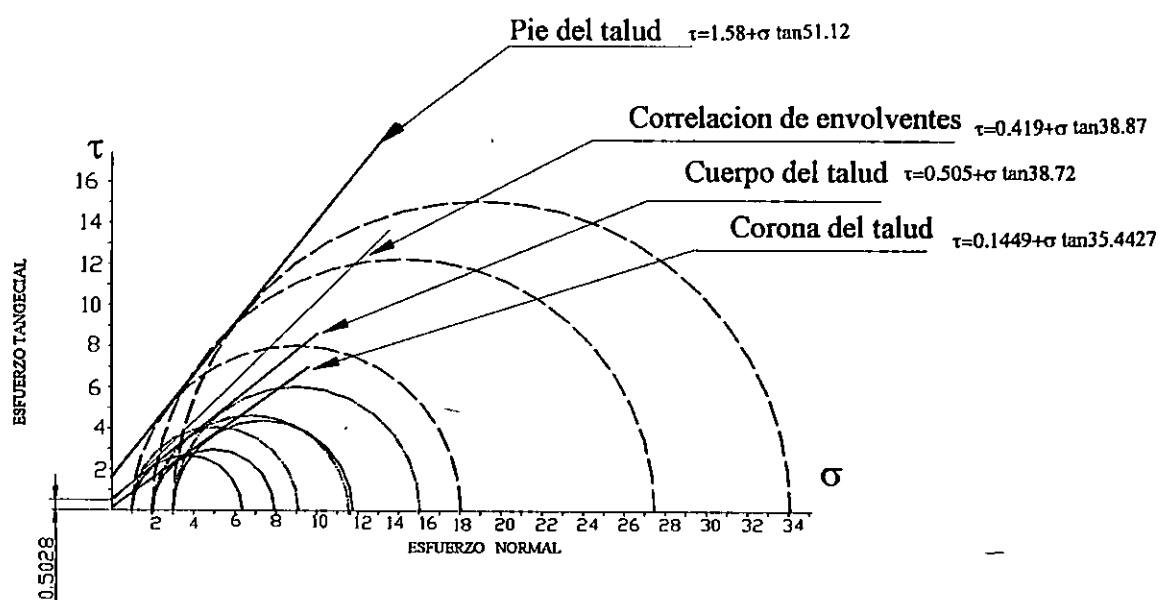


Figura 4. 8 Envolventes de Mohr para tres muestras inalteradas de suelo en talud 5

Al correlacionar los resultados de esfuerzos obtenidos de la prueba de penetración estándar se observa que el aumento en los esfuerzos se da a medida que aumenta la profundidad de los estratos del suelo; los mayores valores de esfuerzos cortantes y normales son para el estrato correspondiente al pie del talud (círculos cortados), en donde su mayor valor correspondiente a una presión en la cámara de confinamiento $\sigma_3 = 3 \text{ Kg/cm}^2$ es el doble que para el mayor valor del estrato del cuerpo del talud; los

menores esfuerzos obtenidos son para los estratos de la corona y el cuerpo (círculos continuos).

Al trazar una envolvente de forma que represente la tendencia general de los esfuerzos en la grafica de correlación se llega a una recta cuya ley de resistencia al esfuerzo cortante se escribe de la forma siguiente:

$$\tau = 0.4198 + \sigma \tan(38.87)$$

Donde los valores de la cohesión (0.4198 Kg/cm^2) y el ángulo de fricción interna (38.87°) resultan cercanos a los obtenidos para la muestra de suelo del cuerpo del talud. Sin embargo se pueden llegar a trazar otras envolventes que representen la tendencia de la gráfica, por lo que la línea trazada anteriormente es un ejemplo aproximado de esta tendencia.

4.2.4 Interpretación de Resultados de los Métodos de Análisis de Estabilidad de Taludes

4.2.4.1 Interpretación de Resultados del Método de Análisis de las Dovelas

Talud 1

El talud 1 se encuentra protegido con malla geotextil la cual ha permitido el crecimiento de la vegetación en el cuerpo lo que contribuye a controlar la erosión. Para el análisis de estabilidad se consideró falla rotacional y la sobrecarga impuesta al talud debido a dos edificios de 4 niveles que están construidos; el primero en la primera terraza está a

2.73 m de la orilla de la corona, el segundo se encuentra a 2.23 m de la orilla de la corona de la segunda terraza, en donde se analizaron superficies circulares de falla por el pie y por el cuerpo del talud, obteniéndose factores de seguridad de 1.7 para la condición sísmica y 2.25 para la condición gravitacional; al graficar los valores encontrados del factor de seguridad contra el radio de la superficie de falla, figura 4.9, se observa que el factor de seguridad tiende a disminuir a medida que el radio de la superficie de falla aumenta.

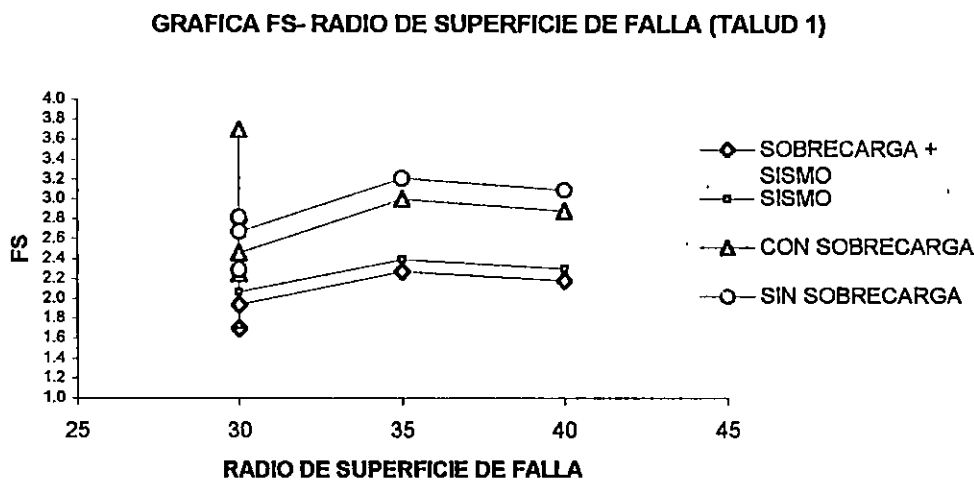


Figura 4. 9 Grafica FS – radio de la superficie de falla talud 1

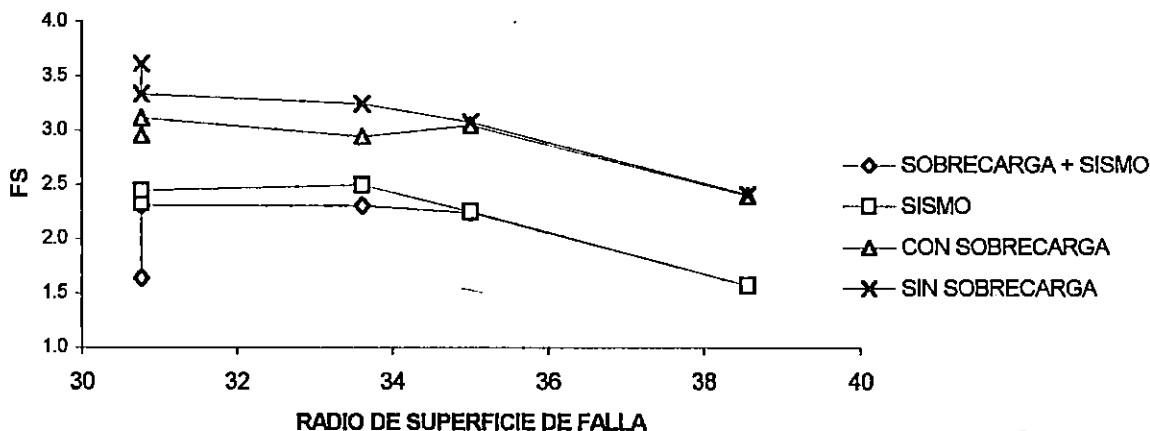
Al no considerar la cohesión aparente del suelo debida a la cementación, los factores de seguridad del talud 1 disminuyen en 63.9% para la condición sísmica y en un 61.6% para la condición gravitacional teniendo factores de seguridad para círculos críticos de 0.77 para la condición sísmica considerando sobrecarga y 0.82 al no considerar sobrecarga; 1.05 para condición gravitacional considerando sobrecarga y 1.17 sin sobrecarga; al compararlos con los valores establecidos por la norma técnica de

Cimentaciones y Estabilidad de Taludes que establece valores de FS de 1.1 para condición sísmica y 1.4 para condición gravitacional; los taludes resultan ser inestables tanto para condición gravitacional como para condición sísmica .

Talud 2

El talud 2, se encuentra protegido en superficie con malla geotextil la cual ha permitido el crecimiento de la vegetación en el cuerpo del talud, lo que contribuye a controlar la erosión. Para analizar su estabilidad, se consideró falla rotacional y la sobrecarga impuesta al talud debido a un edificio de 4 niveles que está construido en la primera terraza a 2.25 m de la orilla de la corona, se analizaron fallas por el pie y por el cuerpo del talud, obteniendo factores de seguridad de 1.57 para la condición sísmica considerando sobrecarga y 1.57 al no considerar sobrecarga, 2.39 para la condición gravitacional considerando sobrecarga y 2.4 al no considerar sobrecarga; los factores de seguridad disminuye en un 0.42% al considerar la sobrecarga al talud. Al graficar los valores encontrados del factor de seguridad contra el radio de la superficie de falla, figura 4.10 se observa que el factor de seguridad tiende a disminuir a medida que el radio de la superficie de falla aumenta

GRAFICA FS- RADIO DE SUPERFICIE DE FALLA (TALUD 2)



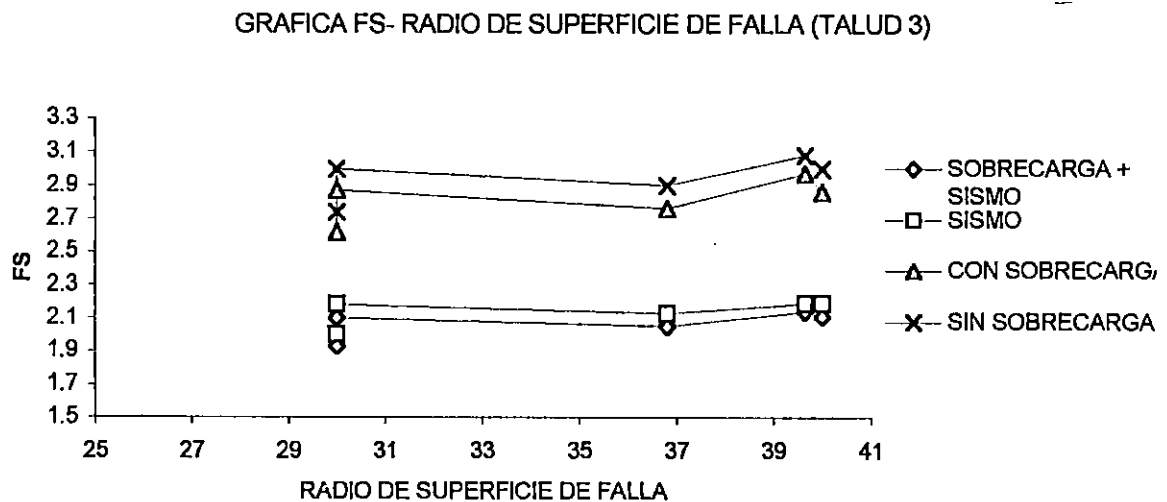
El no considerar la cohesión aparente del suelo en el análisis de estabilidad del talud provoca una disminución de los factores de seguridad en un 70.7% para la condición sísmica y en 52.3% para condición gravitacional con factores de seguridad críticos de 0.86 para condición sismo más gravedad y de 0.9 para sismo sin sobrecarga y de 1.14 para gravedad con sobrecarga y de 1.26 sin sobrecarga en este caso el círculo de falla crítico corresponde a falla por el cuerpo del talud lo cual varía cuando se considera la cohesión aparente en el cual el círculo crítico corresponde a falla por el pie

Talud 3

El talud 3, se encuentra protegido con malla geotextil, ésta ha permitido el crecimiento de la vegetación en el cuerpo del talud contribuyendo a controlar la erosión. Para el análisis de estabilidad del talud se consideró falla rotacional y la sobrecarga impuesta debida a las casas que se encuentran construidas en la orilla de la corona del talud, se analizo falla por el pie, obteniendo factores de seguridad de 1.93 para condición sísmica

considerando sobrecarga y 2.00 considerando sólo sismo; para condición gravitacional se tienen factores de seguridad 2.62 considerando sobrecarga y de 2.74 al no considerar la sobrecarga; los valores del factor de seguridad disminuyen para la condición sísmica con respecto a la condición gravitacional en un 35.7%; al graficar los valores encontrados del factor de seguridad contra el radio de la superficie de falla se observa que el factor de seguridad tiende a disminuir a medida que el radio de la superficie de falla aumenta. Figura 4.11

Al no considerar la cohesión aparente suelo se obtiene una disminución del factor de seguridad en 47.1% para condición sísmica y 45% para condición gravitacional; obteniendo factores seguridad de 1.02 para condición sísmica considerando sobrecarga y 1.06 al no considerar la sobrecarga; para la condición de gravedad más sobrecarga el factor de seguridad es 1.44 y 1.51 al no considerar la sobrecarga, resultando que el talud es inestable para la condición sísmica y estable para la condición gravedad.



Talud 4

El talud 4 se encuentra protegido con malla geotextil la cual ha permitido el crecimiento de la vegetación en el cuerpo del talud contribuyendo a controlar la erosión. Para el análisis de estabilidad en este talud, se consideró falla rotacional sin sobrecarga en la corona del talud. Para analizar la estabilidad talud se consideraron fallas por el pie y por el cuerpo de este obteniendo factores de seguridad, en condición sísmica 1.71 y en condición gravitacional 2.19, variando el factor de seguridad en un 45.6% entre la condición sísmica y gravitacional; al graficar los valores encontrados del factor de seguridad para las diferentes condiciones de carga contra el radio de la superficie de falla figura 4.10 se observa que el factor de seguridad obtenido con las superficies de falla asumidas, tiende a disminuir a medida que el radio de la superficie.

Al hacer el análisis de estabilidad sin considerar la cohesión aparente en el talud 4 se tienen una disminución de 58.5% para la condición sísmica y de 40.6% para condición gravedad, siendo los valores de los factores de seguridad de 0.71 para condición sísmica y 0.98 para condición gravedad, en este caso el círculo crítico corresponde a falla por el pie del talud, siendo inestable el talud tanto para condición sísmica, y por gravedad.

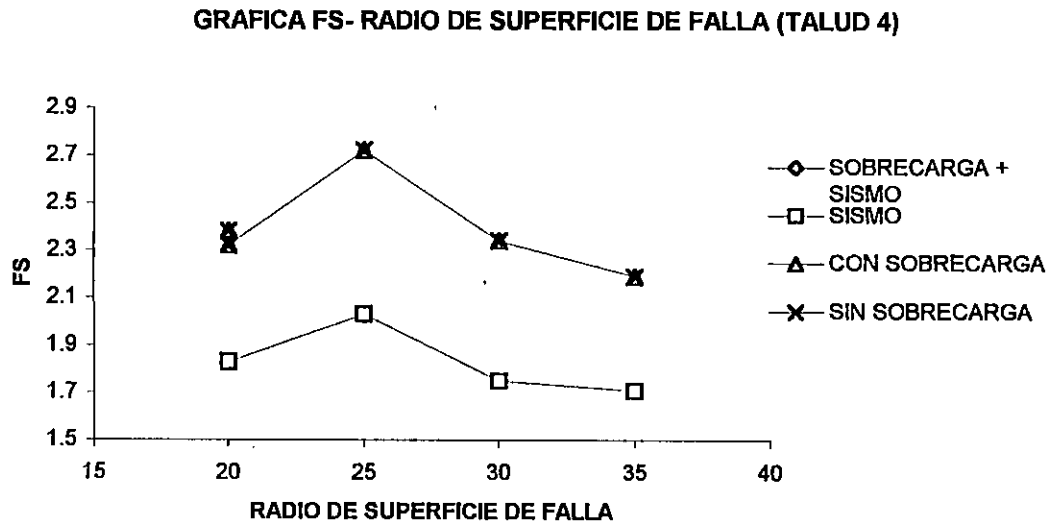


Figura 4. 12 Grafica FS – radio de la superficie de falla talud 4

Talud 5

El talud 5 es el que presenta las condiciones más desfavorables: el cuerpo del talud se encuentra desprotegido de vegetación, lo que ha permitido que erosión en el cuerpo; además no posee canaletas ni contra cunetas para evacuar las aguas de escorrentía generadas por la lluvia. Para el análisis de estabilidad de este talud se considero falla rotacional por el pie y por el cuerpo, no hay sobrecarga en la corona, se consideraron cinco círculos de falla obteniendo factores de seguridad para condición sísmica de 1.84 y 2.44 para condición gravitacional variando los valores del factor seguridad en un 32.61% entre la condición sísmica y gravitacional; al graficar los valores encontrados del factor de seguridad para las diferentes condiciones de carga contra el radio de la superficie de falla se observa que al igual que en los análisis anteriores el factor de seguridad tiende a disminuir a medida que el radio de la superficie de falla aumenta

GRAFICA FS- RADIO DE SUPERFICIE DE FALLA (TALUD 5)

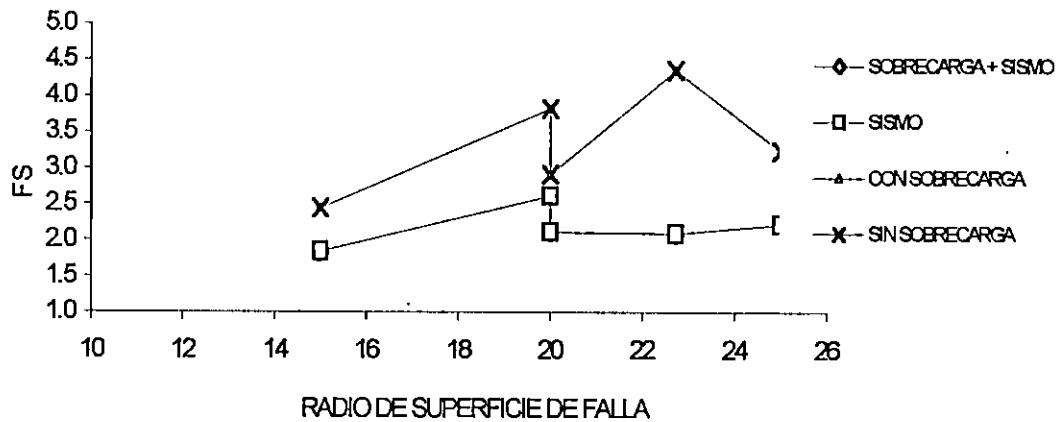


Figura 4. 13 Grafica FS – radio de la superficie de falla talud 5

En el análisis de estabilidad sin considerar la cohesión aparente del suelo, los valores de factores de seguridad disminuyen en un 51.38% para sismo y 47.9% par condición gravedad obteniendo factores de seguridad de 0.91 para condición sísmica y 1.27 para condición sólo por gravedad.

4.2.4.2 Interpretación de Resultados del Análisis de Estabilidad de Taludes por los Métodos de Donald W. Taylor Y Jambú

Talud 1

Las cuatro terrazas del talud son estables, la primer terraza con desnivel de 6.85m e inclinación con respecto a la horizontal de 48° se obtiene por el método de Taylor un

factor de seguridad de 25.6. La cuarta terraza tiene una altura de 6.88m sin sobrecarga, el método de Taylor proporciona un factor de seguridad de 108¹.

Talud 2

Las dos terrazas presentan estabilidad por cualquier método de análisis, la primer terraza del talud con inclinación de 40.8° y desnivel de 15.63 m sobrecargado se obtuvo un factor de seguridad por el método de Jambú de 2.45, mayor al valor de 1.4 permitido por la norma técnica de diseño de cimentaciones y estabilidad de taludes; por el método de Taylor no se pudo encontrar un factor de seguridad ya que con los valores de $\phi = 38.72^\circ$ y $\beta_1 = 40.8^\circ$ se entra a la figura 2.9 y se intercepta con el eje de las ordenadas, no se puede obtener el valor de Ne debido a que la curva asumida para $\phi = 38.72$ corta en cero el valor de Ne.

En la segunda terraza con inclinación de 45.13° sin sobrecarga se ha obtenido un factor de seguridad por el método de Taylor de 13.8 y por el método de Jambú de 2.5, para este talud es recomendable no usar para el análisis de estabilidad el valor obtenido por el método de Taylor.

Talud 3

El talud 3 formado por dos terrazas de con desnivel 21.2 y 14.76 m y 51.3° y 44.09° el talud es estable por cualquier método de análisis, es recomendable para el análisis no

¹ Este valor es alto porque para obtener el factor de seguridad se tuvo que extrapolar para encontrar el número de estabilidad de Taylor

usar los factores obtenidos por el método Taylor ya que estos son muy elevados, debido a la extrapolación hecha para encontrar el número de estabilidad.

Talud 4

Este es un talud tipo formado por una sola terraza con inclinación de 52° y desnivel de 21.2 mt sin sobrecarga, presenta factores de estabilidad de 6.3 por el método de Donald W. Taylor y de 2.17 por el método de Jambú en los cuales el factor de seguridad disminuye considerablemente debido a que el ángulo de inclinación del talud es apreciablemente mayor que el ángulo de fricción interna del suelo cualquier método de análisis.

Talud 5

Este es un talud tipo, sin sobrecarga, presenta estabilidad por cualquier método de análisis. Aunque los valores obtenidos por los métodos de Taylor y Jambú arrojan valores del factor de seguridad de 1.99 y 1.59 respectivamente, es recomendable que sea protegido contra cualquier desprendimiento que se pudiera tener en la época invernal o por un sismo. $\tau = 0.505 + \sigma \tan 38.72^\circ$

realizar el análisis de la incidencia que tienen sobre el talud los resultados de los factores de seguridad, la granulometría del suelo, estratigrafía, capacidad de carga y resistencia al esfuerzo cortante como factores internos y la aceleración sísmica; así mismo la acción transformadora del hombre y la meteorología como factores externos, se pueden llegar a conclusiones relativas a establecer la respuesta del talud ante los cambios que sufrirán los factores internos y externos con la acción del tiempo, y cuáles serían las medidas a tomar para mantener las condiciones actuales de estabilidad de los taludes en estudio.

El talud 1 es el más representativo de las modificaciones que ha sufrido la morfología natural del suelo por la acción del hombre. A partir de la ladera natural se ha conformado un talud de 4 niveles con terrazas de alturas de: 6.85 m, 15.47 m, 15.41 m y 6.88 m y ángulos de inclinación de 48.04°, 51.15°, 61.75° y 42°, los que se encuentran sobrecargados en la corona de la segunda y tercer terraza debido a la construcción de 2 edificios de 4 niveles, los que ejercen una presión al suelo de 1.72 ton/m², además, los suelos son erosionables debido a la acción de factores meteorológicos como la lluvia y el viento; los que con el tiempo pueden cambiar las características morfológicas actuales de la ladera.

De las pruebas de penetración estándar realizadas, se determinó que los suelos son compactos y se consideran conformados por un solo estrato; mientras que al analizar las gráficas de correlación de resultados de las envolventes de Mohr (figura 4.8) se puede observar que los esfuerzos y consecuente ley de resistencia del suelo componente del pie

del talud permite asegurar que es la principal causa de la estabilidad de la ladera, sirviendo de base para el sostenimiento de las capas superiores. Las condiciones de esfuerzos se ven determinadas por el grado de consolidación en el suelo del pie del talud, y está en función de la profundidad a la que se encuentra el estrato. Si se analiza la correlación de curvas granulométricas (figura 4.7) y se comparan con las curvas correspondientes a suelos uniformes y suelos bien graduados se observa que caen dentro de la categoría de suelos mal graduados, pero los porcentajes de variación con respecto a dichas curvas (en un rango entre 10% y 2% aproximadamente) no son determinantes como para poder afectar de manera significativa la composición del suelo tendiente a la condición de estabilidad contra el deslizamiento. La estabilidad de la ladera se ve reflejada en los resultados del análisis de estabilidad según Fellenius, en donde se tiene un factor de seguridad crítico de 1.7 evaluando sobrecarga más sismo y 2.25 evaluando condición gravedad con sobrecarga, correspondiente a falla por el pie para un círculo de 30 m de radio, considerando para el análisis sísmico un valor del coeficiente de aceleración sísmica de 0.16g, según lo establece la Norma técnica de Diseño de Cimentaciones y Estabilidad de Taludes. Al comparar resultados de FS del talud con los permitidos según la norma técnica, $FS = 1.4$ para condición gravedad y $FS = 1.1$ para condición sísmica, el talud es estable bajo cualquier condición de sometimiento, tanto para condición sísmica como para condición gravitacional.

4.2.5.1 Condiciones para mantener la estabilidad de la ladera

Basado en la condición de estabilidad actual de la ladera, el factor tiempo y la acción de los factores desfavorables como la acción de sismos, con aceleraciones de la gravedad para el análisis de estabilidad por condición sísmica, por el método de Fellenius; la saturación del suelo debido a factores meteorológicos y cambios en los estados naturales de esfuerzos del suelo debido a la modificación de la morfología por la acción del hombre, todo esto puede llegar a cambiar las actuales condiciones de estabilidad y volver inestable la ladera. Por esta razón se debe proteger la superficie de la ladera; las condiciones de estabilidad pueden mantenerse minimizando los efectos de los factores externos en la forma que sigue:

- El efecto de la lluvia, evitando la saturación total y la consecuente sobrecarga del suelo por la infiltración del agua, a partir del uso de cunetas y contracunetas que puedan evacuar la mayor cantidad de escorrentía superficial hacia el drenaje de agua lluvia en la zona.
- La erosión del suelo, mediante el uso de la vegetación, tal como está siendo utilizada actualmente en la mayor parte de cuerpos de taludes.

Para los factores internos, el corte de la ladera tiene mayor incidencia, los cambios en la morfología que generan variación en el estado de esfuerzos presentes en la estructura del suelo a través del corte de la ladera en el área de estudio no los hay. Cualquier cambio en la morfología requerirá un estudio geotécnico para garantizar que

a pesar de los cambios previstos se siga conservando la estabilidad de la ladera sin impacto de los factores que mantienen estable la ladera; es decir, no debilitación de parámetros como cohesión aparente y ángulo de fricción interna expresados en la ley de resistencia del suelo.

4.3 PROPUESTAS PARA CADA CASO LOCAL

4.3.1 Talud 1. Bloque F

Del análisis de estabilidad por los métodos de Donald W. Taylor, N. Jambú y Fellenius para el talud 1, este resulta ser estable al considerar la cohesión aparente, sin embargo el principal problema que presentan los suelos de la zona es la erosión, como se observa en varios sectores del cuerpo del talud donde el poco mantenimiento de la geomalla ha permitido la erosión del cuerpo del talud y como consecuencia la falta de crecimiento de la vegetación existente. Por lo que se propone la re-siembra de vegetación del tipo “grama negra” en las zonas del cuerpo del talud donde ésta se ha perdido y un plan de riego permanente durante la estación seca para lograr el crecimiento requerido, que sea llevado a cabo por el consorcio constructor en coordinación con los habitantes del área afectada, durante el periodo de venta de los inmuebles. Pasado este periodo debe gestionarse ante la alcaldía Municipal de Ayutuxtepeque la colaboración para que se continúe con el plan de riego y mantenimiento de la vegetación.

Talud 2. Bloque F

Al igual que para el talud 1, del análisis de estabilidad resulta ser estable, para condición gravitacional, con sobrecarga y condición sísmica. La zona del pie del talud de la primera terraza ha sufrido por efecto de la erosión una socavación, que hizo evidente la pérdida de suelo debido al retiro del geotextil que protegía el cuerpo del talud en esta zona, por lo que se propone: la reinstalación del geotextil y la resiembra de la grama “Negra”, luego de realizar la compactación de un relleno con suelo del sitio que sustituya el suelo perdido debido a la socavación.

Talud 3. Bloque A

A partir de los resultados del factor de seguridad obtenidos del análisis de estabilidad se considera el talud como estable; el mantenimiento que se le ha dado al cuerpo del talud ha sido el adecuado y ha permitido el crecimiento de la grama para la protección en contra de la erosión. La propuesta para el caso particular es la de seguir con el programa de mantenimiento de parte del consorcio constructor mientras dure el periodo de venta de los inmuebles, pasado este tiempo se debe llegar a un acuerdo entre los pobladores y la alcaldía del municipio de Ayutuxtepeque para continuar el mantenimiento durante un periodo mínimo de tres años, tiempo en el cual la vegetación puede ya soportar la estación seca.

Talud 4. Bloque A

Los resultados del factor de seguridad obtenidos de los análisis de estabilidad de taludes llevan a considerar a este talud como estable en todas las condiciones evaluadas (sismo y gravedad); las condiciones de la geomalla y la grama son las mismas observadas para el talud 3, por lo que las propuestas son las mismas.

Talud 5. Comunidad “Tanque Seco”

Los factores de seguridad resultantes del análisis de estabilidad de taludes llevan a considerar a este talud como estable considerando la cohesión obtenida mediante la realización de las pruebas triaxiales; sin embargo es este talud el que presenta los mayores problemas de erosión en el cuerpo debido a la falta de vegetación así como pequeños desprendimientos de suelo durante la época lluviosa. Por lo anterior se propone lo siguiente:

- La construcción de canaletas en la corona del talud (ver anexo 4.1) a fin de recolectar el agua proveniente de la escorrentía superficial en los alrededores de la corona y drenarla por el cuerpo del talud mediante la instalación de tubería de PVC de 6 “ de diámetro por donde se evacuen las aguas lluvias hacia el sistema de alcantarillado existente al pie del talud.
- La protección del cuerpo del talud con malla de gallinero anclada con varillas de ϕ 3/8” recubierta con suelo cemento fluido, o mortero dejando orificios para el drenaje del agua infiltrada en el cuerpo del talud.

CAPITULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- Como alternativa o en combinación a la propuesta anterior, realizar un corte en el cuerpo del talud a manera de formar terrazas donde se puedan colocar contracunetas que evacuen el agua hacia los extremos del cuerpo del talud.
- Evaluar las zonas de inestabilidad existente y realizar un descabezamiento en los sectores más inestables o que están por desprenderse.

4.4 CONCLUSIONES

- En los sondeos realizados en la prueba de penetración estándar se encontraron suelos compactos a profundidades de 1.5 m para los sondeos 1 y 3, y 0.5m para el sondeo 2 ; con capacidades de carga mayores de 3 Kg/cm^2
- En el ensayo de compresión triaxial la muestra de suelo correspondiente al pie del talud fue la que obtuvo valores de resistencia al esfuerzo cortante mayores en comparación con las muestras de la corona y el pie del talud, teniendo una cohesión de 1.58 Kg/cm^2 , siendo un 79% mayor que el promedio de la cohesión de las muestras de suelo de la corona y el cuerpo del talud; y un ángulo de fricción interna de 51.12° , mayor en un 27% de los ángulos de fricción para el cuerpo y la corona del talud
- Las muestras de suelo de la corona, el cuerpo y el pie del talud según la clasificación granulométrica son arenas mal graduadas con porcentajes de finos de 41.3% para la corona del talud, 28.8% para el cuerpo del talud y 7.31% para el pie del talud; del pie del talud se obtuvo un coeficiente de curvatura de 4.44 y de uniformidad de 22.3.

- Al realizar el análisis de estabilidad de taludes por el método de Taylor para suelos cohesivos friccionantes se obtuvo valores del factor de seguridad, como sigue: para el talud de 25.8 y 108 para la primera y cuarta terraza; en el talud 3 de 21.6 y 28.8 en la primer y segunda terraza; estos valores son elevados y se debe a que el método de Taylor es utilizado principalmente para el diseño de taludes
- El factor de seguridad encontrado por el método gráfico de Jambú para el talud 1 cuarta terraza es de 4.84, siendo este el mayor de todos y se ha obtenido para el talud 5 un factor de seguridad de 1.89 siendo estos similares a los encontrados por el método de Fellenius para condición gravitacional
- Del análisis de estabilidad por el método de Fellenius para condición sísmica y gravitacional considerando sobrecarga para cada uno de los taludes estudiados se obtuvieron factores de seguridad mayores que los exigidos por la Norma Técnica para el Diseño de Cimentaciones y Estabilidad de Taludes, 1.4 para condición gravitacional y 1.1 para condición sísmica, por lo que los taludes analizados son estables.

CAPITULO V CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

INTRODUCCION

El capítulo V conclusiones y recomendaciones comprende la evaluación final de los resultados obtenidos a través del desarrollo del trabajo de graduación Estabilidad de Taludes de la Colonia Santísima Trinidad, se hacen las consideraciones necesarias para conciliar los resultados de las pruebas y ensayos de campo y laboratorio para ser usados en el análisis de estabilidad de taludes. Se concluye acerca de los factores y condiciones por los cuales los taludes del área de estudio son estables. Además se plantean las recomendaciones a tomar en cuenta para que a partir de la estabilidad resultante luego de realizado el análisis se pueda mantener las condiciones actuales de estabilidad por medio de medidas de tipo preventivas, correctivas y de mantenimiento de las obras ya realizadas en el área.

5.1 CONSIDERACIONES

Al realizar el análisis de estabilidad de taludes, se considera que el suelo componente de la ladera donde se encuentran los taludes en corte es un solo estrato, basado en las siguientes características: la granulometría realizada a las muestras de suelo reflejan según los porcentajes en peso que pasan las mallas, que la mayor parte de tamaños corresponden a las arenas, siendo menores los porcentajes en peso de los finos.

Al analizar la composición de la ladera en estudio, se considera, que este es un solo estrato de suelo diferenciado en pseudo estratos, en donde las diferencias presentadas en

el suelo en la distribución de tamaños en los porcentajes de las partículas componentes y el aumento de consolidación del suelo con la profundidad a la que se encuentra el suelo, por lo tanto en el análisis de estabilidad el suelo componente del talud se considera homogéneo.

Para la aplicación de los métodos de estabilidad de taludes de Donald W. Taylor, Jambú y Fellenius se ha tomado como parámetros resistentes del suelo la cohesión aparente de 0.505 kg/cm^2 y el ángulo de fricción interna de 38.7° , correspondiente a la ley de resistencia al esfuerzo cortante encontrado a partir de la prueba de compresión triaxial para el cuerpo del talud; los valores de la cohesión y ángulo de fricción interna de esta ley se encuentran cercanos a los considerados en el análisis de correlación de resultados de la prueba de compresión triaxial; además, según visitas de campo en la zona de estudio, por inspección visual, se pudo observar similitud del suelo existente en cuanto a color y composición de los estratos en comparación de la muestra del cuerpo del talud.

Los resultados obtenidos de los métodos de análisis de estabilidad de taludes se consideraran validos aplicables para el talud 5 y para los taludes 1, 2, 3 y 4 ya que las muestras ensayadas para compresión triaxial fueron obtenidas del cuerpo, la corona y el pie del talud del talud 5 mientras que para los demás taludes se consideró que la estratificación del suelo era la misma, con las mismas propiedades de la ley de resistencia al esfuerzo cortante del suelo.

5.2 CONCLUSIONES

- La falta de terrenos planos en el área metropolitana de San Salvador ha obligado el hacer uso de terrenos con topografía accidentada para la construcción de viviendas lo que hace necesario la utilización de taludes para el aprovechamiento de estos espacios, debiendo ser diseñados basándose en los resultados de pruebas de laboratorio que permitan conocer las propiedades resistentes del suelo con el fin de garantizar la permanencia segura de los residentes de la ladera
- La estabilidad de los taludes no-solo debe ser considerada por el valor del factor de seguridad obtenido, sino también por agentes externos como la erosión y los movimientos sísmicos que generan condiciones de inestabilidad que deben ser tomadas en cuenta para evitar de que estos se vuelvan inestables con el tiempo.
- Los métodos de análisis de Donald W. Taylor y N. Jambú simplifican el tiempo para encontrar el valor del factor de seguridad, para taludes con ángulo de inclinación mayores que el ángulo de fricción interna del suelo
- Los resultados del factor de seguridad obtenidos por el método de Donald W. Taylor son muy elevados en comparación con los obtenidos por los métodos de Jambú y Fellenius, debido a que las graficas de Donald W. Taylor únicamente contemplan valores del ángulo de fricción interna de los suelos menores de 30° y para ángulos de inclinación del talud mayores que el ángulo de fricción del suelo, como el caso del talud 5, mientras que en los otros casos estudiados el ángulo del talud varía en un

10% en promedio, siendo el método no recomendable para ser usado en estos casos particulares.

- Los suelos de la zona de estudio son compactos con capacidad de carga de 3 kg/cm^2 a 1.0 m de profundidad mínima, cohesión aparente de 0.505 kg/cm^2 y ángulo de fricción interna del suelo 38.72° mayor que el promedio para las arenas⁵, debido a la cementación de las partículas finas del suelo. Estos parámetros de resistencia en el análisis de estabilidad de taludes contribuyen a que la ladera sea estable.
- A partir de los resultados obtenidos del factor de seguridad (Tabla 4.9) por los diferentes métodos de análisis de estabilidad de los taludes analizados, estos son estables para las actuales condiciones de morfología y características mecánicas. La inestabilidad puede ocurrir por falta de mantenimiento de las obras existentes y protección contra erosión. Al utilizar un método de análisis de estabilidad se deben considerar condiciones presentes en el talud como geometría, condición de carga, características físicas y mecánicas del suelo componente del talud; eligiendo aquel método que mejor se adapte a dichas condiciones.

5.3 RECOMENDACIONES

- Proteger el cuerpo de los taludes contra erosión por medio de vegetación, debido a que los suelos de la zona nor poniente de San Salvador son predominantemente arenas limosas, las cuales son propensas a socavación y erosión tal como se puede

⁵ Según Juárez Badillo, Consideraciones sobre líneas de falla, pagina 410

observar en los taludes ubicados al costado norte del bloque F y en el talud de la comunidad tanque seco

- Debe cumplirse con un plan de mantenimiento para la superficie de los taludes, esto es, conservando la vegetación colocada con la malla geotextil, mediante el riego permanente durante la época de verano, para de ésta manera evitar los efectos negativos de la erosión sobre los suelos componentes del talud. Asimismo debe mantenerse en buen estado el sistema de cunetas y contracunetas en el cuerpo del talud, realizando limpiezas periódicas para evitar la obstrucción al paso del agua y en caso de sufrir un daño parcial ser reconstruida de forma que no se vea afectada su funcionalidad.
- Realizar un análisis de la estabilidad en la zona conocida como Tanque Seco tomando varios perfiles a lo largo del perímetro de la corona del talud, para lo cual se debe realizar un estudio completo considerando un mayor número de sondeos y la obtención de muestras inalteradas de suelo del talud, para que a partir de ello se tenga un banco de datos de parámetros del suelo más completo y poder determinar las causas por las que el talud ha sufrido los daños que presenta actualmente.
- Todo cambio en la morfología de la ladera del área de estudio, causado por la acción del hombre al realizar trabajos de terracería debe hacerse contando con un estudio geotécnico que proporcione los parámetros del suelo necesarios para conocer no solo la capacidad de carga para soportar las edificaciones, sino medir el estado de esfuerzos resultante del corte realizado para prever el estado de seguridad del talud contra el deslizamiento, y así garantizar la permanencia de los habitantes de la zona.

- Para el talud 5 se recomienda como medida de prevención la realización en un corto plazo y antes del inicio del invierno en el año 2002 de las obras siguientes: construcción de canaleta de mampostería de piedra a lo largo del borde del talud junto con tubería vertical de PVC para drenar el agua, y la colocación de malla de gallinero recubierta con suelo cemento fluido en una capa de repello. Estas obras son económicas y no requieren de mano de obra calificada, pueden ser desarrolladas por los mismos pobladores

BIBLIOGRAFIA

- 1) Alvarenga y otros; (1999), Estabilidad de Taludes. Aplicación de las Gráficas de Taylor a los Suelos más Comunes de El Salvador. Ing. Civil, UES, El Salvador.
- 2) Alfonso Rico y Hermillo del Castillo, (1976), La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres, Volumen 1, México, 1 Edición, Editorial Limusa.
- 3) B. Juan, (1970), Geología Aplicada a la Ingeniería Puig, Impr. Lito Juventud México.
- 4) Cerna Aguilar y otros; (1993). Estudio de Capacidad de Carga del Suelo a Partir de sus Propiedades Mecánicas en Areas de Asentamiento Popular. Trabajo de Graduación, Ing. Civil, UES, El Salvador.
- 5) Cano y Gutiérrez, Jorge Alberto; (1970) Sistema de Mallas para Evitar el Deslizamiento de Taludes de Tierra, Trabajo de Graduación, Ing. Civil, UES, El Salvador.
- 6) Documento de trabajo MARN y USAID, (1992), Riesgo Sísmico del Área Metropolitana de San Salvador. PRISMA (programa salvadoreño de media ambiente).
- 7) Escobar Tejada, Edna Isabel; (1984) Solución Propuesta para el Tratamiento de Taludes en el Área Metropolitana de San Salvador. Trabajo de Graduación, Ing. Civil, UES, El Salvador.

- 8) Fredy Alvarenga y Otros, (1999). Aplicación de las Gráficas de Taylor a los Suelos más comunes de El Salvador. Trabajo de Graduación, Ing. Civil, UES, El Salvador.
- 9) James Gilluly, Madrid Aguilar, (1964), Principios de Geología.
- 10) Jiménez Salas, José A, (1981), Geotecnia y Cimientos II, Editorial Rueda
- 11) Longwell Chéster R., Geología Física. México, 1a Edición. Editorial Limusa.
- 12) Legget/ Karrow, (1974), Geología Aplicada a la Ingeniería Civil, Mc Graw-Hill.
- 13) Muzas Labad, Fernando, (1975), Cimentaciones Urbanas. Editores Técnicos Asociados.
- 14) Manual de ingeniería de ingeniería de taludes. Instituto Tecnológico Minero de España. Ministerio de Industria Comercio y Turismo
- 15) Paz Alegría, Alvaro; (1974). Estabilidad de Taludes, Trabajo de graduación. Ing. Civil, UES, El Salvador.
- 16) Tablas de Segura y otros; (1988). Análisis Dinámico de Estabilidad de Taludes. Trabajo de Graduación Universidad Politécnica.
- 17) Tablas Aguilera, Cesar; (1967). La Estabilidad de Taludes Como Factor Determinante de la Capacidad de soporte del Suelo, en la Cimentación del Puente sobre el Río Arenero de la Carretera San Martín, Suchitoto. Trabajo de Graduación, Ing. Civil, UES, El Salvador.
- 18) Trefethen, Joseph M., (1974). Geología para Ingenieros. Editorial C.E.C.S.A.
- 19) Umaña Interiano y otros; (1992). Criterios y Parámetros Geotécnicos de las Márgenes del Cauce del Río Acelhuate para su Protección de Riesgos y Desastres,

Determinando Zonas Críticas, Trabajo de Graduación. Ing. Civil, UES, El Salvador.

- 20) Whitlow, Roy, (1994), Fundamentos de Mecánica de Suelos, México, 2da Edición editorial CECSA.

Anexo 1

TALUD SELECCIONADO UBICACION	PROPIEDADES MECANICAS INDICES DEL SUELO													
	PRUEBA No	ENSAYO No	σ_3 kg/cm2	$(\sigma_1-\sigma_3)$ Kg/cm2	σ_1 Kg/cm2	γ_h Ton/m3	Ss	e	$\omega\%$	Gw	C Kg/cm2	ϕ	Ley de Resistencia	MÉTODO DE ANALISIS
Zona sur del proyecto reparto las cañas block F, Ilopango	1	1	0.70	3.6	4.30	1.59	2.42	0.77	16.28	51.01	0.85	23.7°	0.85+0.44 σ	Método de Fellenius. Deslizamiento superficial
		2	1.41	5.16	6.57	1.55	2.42	0.80	15.10	46.0				
		3	2.11	5.46	7.57	1.48	2.42	0.83	11.92	34.82				
	2	1	0.70	2.43	3.13	1.63	2.50	0.85	20.48	59.30	0.45	25.4°	0.45+0.47 σ	Análisis considerando fuerzas de sismo.
		2	1.41	2.55	3.96	1.56	2.50	0.92	19.58	53.30				
		3	2.11	4.62	6.73	1.57	2.50	0.91	20.10	55.15				
Talud norte de urbanización Jardines de San Bartolo, Ilopango.	1	1	1.0	5.67	6.67	1.60	2.36	0.63	10.85	40.44	1.00	23.7°	1.0+0.44 σ	Método de Fellenius. Deslizamiento superficial
		2	2.0	7.16	9.16	1.45	2.36	0.70	9.32	28.41				
		3	3.0	12.38	15.38	1.59	2.36	0.61	8.33	32.39				
Talud sur de urbanización Jardines de San Bartolo, Ilopango.	1	1	1.0	4.90	5.90	1.51	2.39	0.76	10.20	31.90	0.60	33.8°	0.6+0.67 σ	Método de Fellenius. Deslizamiento superficial Sismo
		2	2.0	7.76	9.76	1.49	2.39	0.79	10.90	33.10				
		3	3.0	9.87	12.87	1.50	2.39	0.78	12.20	37.50				
Colonia Amatepec, 2da etapa, final pasaje No 16, Soya pango	1	1	1.0	2.73	3.73	1.30	2.43	1.01	15.41	36.90	0.05	31.2°	0.05+0.61 σ	Método de Fellenius. Deslizamiento superficial Sismo
		2	2.0	5.15	7.15	1.31	2.43	1.0	15.45	37.42				
		3	3.0	7.78	10.78	1.34	2.43	0.95	14.87	38.09				
Ramal No 1, Intercambiador Bld. Tutunichapa y Diagonal Universitaria	1	1	0.70	2.41	3.11	1.49	2.42	0.92	17.43	46.10	0.35	29.9°	0.35+0.58 σ	Método de Fellenius. Deslizamiento superficial Sismo
		2	1.41	3.69	5.10	1.49	2.42	0.91	17.38	46.22				
Ramal No2, Intercambiador Bld. Tutunichapa y Diagonal Universitaria	1	1	0.70	1.89	2.59	1.50	2.44	0.90	16.51	45.45	0.14	31.2°	0.14+0.61 σ	Método de Fellenius. Deslizamiento superficial
		2	1.41	3.44	4.85	1.41	2.44	0.99	15.89	38.69				

ANEXO 1.1 Fuente: Escobar Tejada(1984. Solución Propuesta para el Tratamiento de taludes en el
a Metropolitana. Trabajo de Graduación UES

LUGAR	FACTOR DE SEGURIDAD					
	FALLA POR EL CUERPO		CONS. FUERZAS		DESIZAMIENTO	
	DEL TALUD		DE SISMO		SUPERFICIAL	
	c ≠ 0	c=0	c ≠ 0	c=0	c ≠ 0	c=0
Talud Urbanizacion las Cañas Ilopango	2.00	1.30	1.55	1.00	3.30	0.69
	1.92	1.27				
	1.92	1.28				
Talud Norte Urb. Jardines de San Bartolo, Ilopango	3.43	1.00			8.30	1.00
	3.90	1.02				
	3.95	1.07				
Talud Norte Urb. Jardines de San Bartolo, Ilopango	3.09	1.78	2.45	1.43	4.60	0.53
	3.00	1.77				
	3.03	1.82				
Talud Ramal No 1, Intercambiador Blvd. Tutunichapa y Diag. Univ., San Salvador	2.83	1.32	2.40	1.10	3.90	0.58
	2.88	1.39				
	2.97	1.49				
Talud Ramal No 2, Intercambiador Blvd. Tutunichapa y Diag. Univ., San Salvador	2.40	1.50			2.27	0.77
	2.55	1.66				
	2.72	1.80				
Talud Colonia Amatepec, 2a Etapa Soyapango	1.53	1.33	1.27	1.10		
	1.53	1.34				
	1.58	1.40				
Talud Final de 75 Av. Norte y Calle San Antoni Abad, San Salvador	2.10	1.03				
	2.10	1.08				
	2.20	1.18				
Talud Av. Bernal, Frente a Colegio Medico, San Salvador	1.88	0.95				
	1.90	1.03				
	2.10	1.18				
Talud Centro Tutelar de Menores, Colonia Costa Rica, San Salvador	2.18					
	2.17					
	2.19					
Talud Canal Paraieto Blvd. Ejercito Nacional	Hcr = 7.67 metros					

ANEXO No 1.2

ANEXO No 1.3

COMUNIDAD	PERFIL	TIPO DE FALLA		
		DESLIZAMIENTO	ROTACION	LOCAL
LA ROCA	A-A	1.51	0.97	
	B-B	1.05	0.5	
EL NAZARENO	A-A			0.72
	B-B			0.71
	C-C			0.68
SAPRISA	A-A		1.23	
	B-B		1.23	
CUADALUPE	A-A		0.97	
	B-B		1.76	
	C-C		1.65	

ANEXO 1.4

NORMA TECNICA PARA EL DISEÑO DE CIMENTACIONES Y ESTABILIDAD DE TALUDES

CAPITULO 6

ESTABILIDAD DE TALUDES

6.1 ALCANCES.

En este capítulo se definen los criterios básicos para el análisis y diseño de los taludes, así como las medidas de protección requeridas para los mismos.

6.2 CONSIDERACIONES GENERALES.

6.2.1 Previamente al diseño de un talud se debe contar con un estudio geotécnico, el que deberá contemplar todas las superficies de falla probables así como la localización del nivel freático.

6.2.2 La extensión de la zona a ser considerada en el estudio, será definida por el especialista de suelos de acuerdo a la importancia del talud y las condiciones del lugar.

6.2.3 Se tomarán medidas para drenar eficientemente las aguas superficiales. Los acueductos y/o alcantarillados que atraviesen la zona deberán ser capaces de deformarse sin agrietarse.

6.3 EFECTO ESTÁTICO Y DINAMICO

El análisis deberá tomar en cuenta las fuerzas estáticas y las fuerzas sísmicas aplicadas.

6.3.1 La fuerza sísmica, F_s , se determinará multiplicando el peso de cada cuña deslizante por el coeficiente sísmico correspondiente que se indica en 5.3.3.

6.3.2 Los factores de seguridad se indican en la tabla 6.2

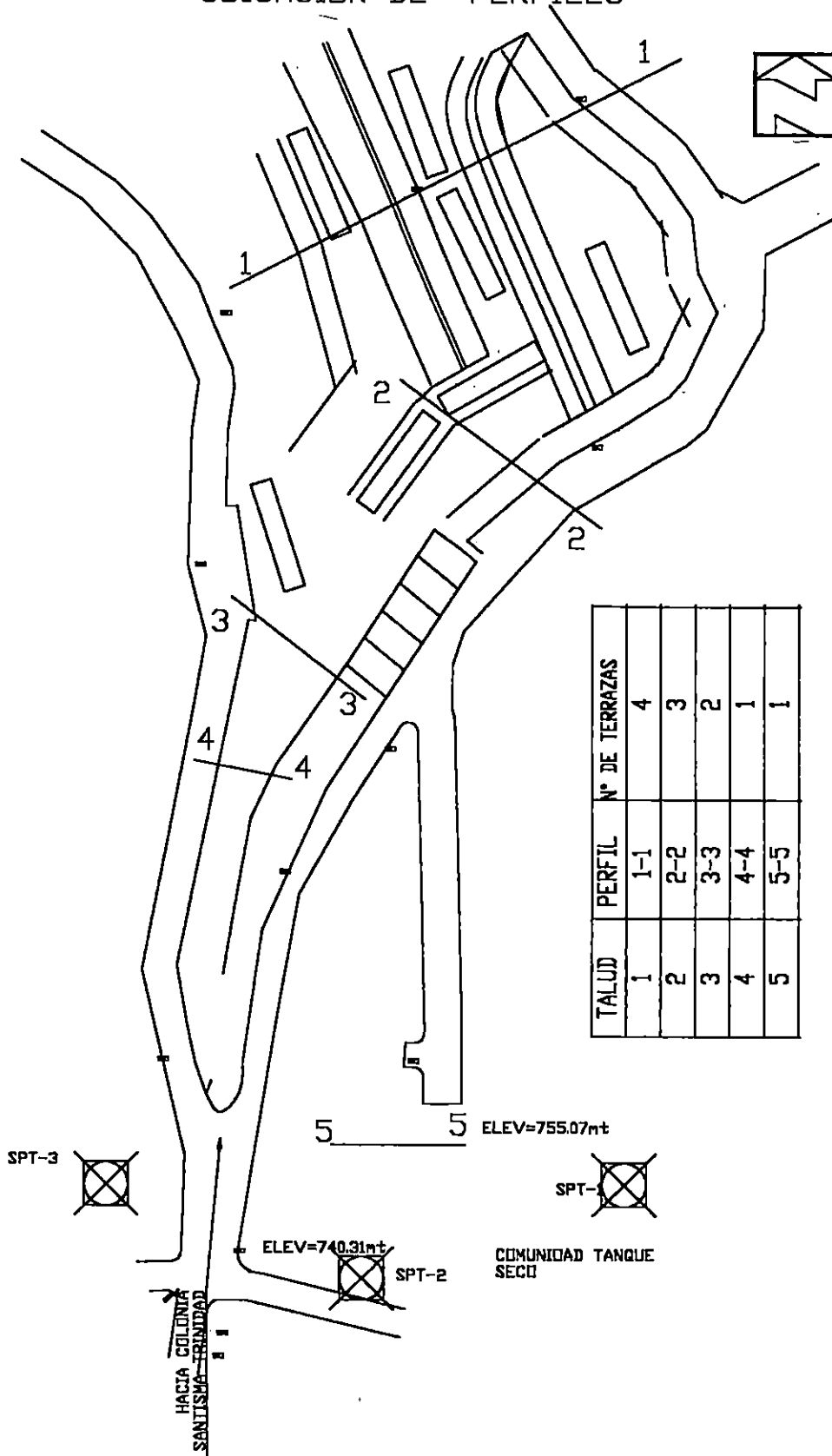
TABLA 6.2
FACTOR DE SEGURIDAD.

CONDICION	COMBINACION DE FUERZAS	FS
1	F_g	1.4
2	$F_g + F_f + F_s$	1.1

Anexo 2

ANEXO 2.1

TRABAJO DE GRADUACION ANALISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES DE LA COLONIA SANTISMA TRINIDAD UBICACION DE PERFILES



*ESTUDIO DE SUELOS REALIZADO A SOLICITUD DE WALTER PINEDA CRUZ,
CARLOS EFRAIN JOVEL Y JOSE EDUARDO CASTILLO, PARA EL TRABAJO DE
GRADUACIÓN: "ANÁLISIS DE LA ESTABILIDAD DE TALUDES DE LA
COLONIA SANTÍSIMA TRINIDAD", DICHO ESTUDIO SE DESARROLLÓ EN
LA ZONA DE PROTECCIÓN EN QUE SE ENCUENTRA UBICADA LA
COMUNIDAD EL TANQUE SECO, J/AYUTUXTEPEQUE, SAN SALVADOR*

PRESENTADO A:

*WALTER PINEDA CRUZ
CARLOS EFRAIN JOVEL
JOSE EDUARDO CASTILLO*

SAN SALVADOR, 6 DE DICIEMBRE DEL 2001

San Salvador, 6 de Diciembre del 2001.

Señores

Br. WALTER PINEDA CRUZ

Br. CARLOS EFRAIN JOVEL

Br. JOSE EDUARDO CASTILLO

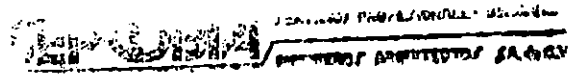
Presente.

Ref. SEPROBIA-ES-193-2001

Atentamente, estamos enviándoles los resultados del Estudio de Suelos, realizado a solicitud de Walter Pineda Cruz, Carlos Efraín Jovel y José Eduardo Castillo, para el trabajo de graduación: "**Análisis de La Estabilidad de Taludes de La Colonia Santísima Trinidad**", dicho estudio se desarrolló en la zona de protección en que se encuentra asentada la comunidad El Tanque Seco, J/Ayutuxtepeque, San Salvador.

Agradeciendo la confianza depositada en nuestra empresa, para la ejecución del presente estudio, quedamos a sus apreciables ordenes, para cualquier ampliación relativa a los conceptos aquí vertidos. Nos es grato suscribirnos de Ustedes, sus atentos y seguros servidores.

Atentamente,

 SERVICIOS PROFESIONALES BERGANZA INGENIEROS ARQUITECTOS S.A. DE C.V.

Por SEPROBIA, S.A. DE C.V.


Ing. Roberto Otoniel Berganza Estrada.
Representante Legal

CONTENIDO

- 1. INTRODUCCIÓN**
- 2. DESCRIPCIÓN GENERAL DEL LUGAR**
- 3. TRABAJO DE CAMPO Y LABORATORIO**
- 4. RESULTADOS OBTENIDOS**

ANEXOS

- A. UBICACIÓN DE SONDEOS**
- B. HOJA DE REGISTRO DE EXPLORACIÓN SUB SUPERFICIAL**
- C. PERFILES ESTRATIGRAFICOS**

1. INTRODUCCIÓN

A continuación presentamos los resultados del estudio de suelos, realizado a solicitud de Walter Pineda Cruz, Carlos Efraín Jovel y José Eduardo castillo, para el trabajo de graduación: **"Análisis de La Estabilidad de Taludes de la Colonia Santísima Trinidad"**, dicho estudio se desarrolló en la zona de protección en que se encuentra asentada la comunidad el tanque seco, J/Ayutuxtepeque, San Salvador.

El trabajo se realizo atendiendo la solicitud de los Bachilleres Walter Pineda Cruz, Carlos Efraín Jovel y José Eduardo Castillo con el objeto de determinar las condiciones del subsuelo.

La investigación comprendió de TRES (3) sondeos exploratorios, distribuidos como se muestra en el plano de ubicación anexo, la profundidad máxima explorada fue de 2.50 metros, detectándose suelo compacto en el fondo de cada sondeo.

2. DESCRIPCIÓN GENERAL DEL LUGAR

Al momento de realizar el trabajo, el terreno presenta terrazas delimitada por taludes, la propiedad está ubicada en el área urbana.

3. TRABAJO DE CAMPO Y LABORATORIO

El trabajo de campo se limito a TRES (3) sondeos exploratorios, dos de ellos (Nº 1 y 2) efectuados con equipo de perforación motorizado, con el objeto de obtener muestras representativas y continuas para su identificación, determinar su contenido de humedad y la resistencia presentada por el suelo a la penetración de una cuchara muestrera estándar de 1 1/8" (34.9 mm) de diámetro interno hincada con un martillo de 140 libras (63.5 Kg.), el cual se deja caer desde una altura de 30" (76.2 cm) contándose el número de golpes necesarios para penetrar un pie (30.5 cm) y obtener el valor N, según norma ASTM D-1586, " Prueba de Penetración Estándar y Muestreo de Suelos con Cuchara Partida", la tercer perforación (Nº 3) se efectuó con equipo de perforación manual, obteniendo iguales parámetros, pero registrando la resistencia presentada por el suelo a la penetración de la cuchara muestrera estándar de 1 1/8" (34.9 mm) de diámetro interno hincada con un martillo de 35 libras (15.9 Kg.), el cual se deja caer desde una altura de 30" (76.2 cm) contándose el número de golpes necesarios para penetrar un pie (30.5 cm) y obtener el valor N, según variante de norma ASTM D-1586, " Prueba de Penetración Estándar y Muestreo de Suelos con Cuchara Partida".

Las muestras recuperadas se analizaron en el laboratorio efectuándose los ensayos que se describen a continuación según norma ASTM.

D -2216 "DETERMINACIÓN DEL CONTENIDO DE HUMEDAD EN EL LABORATORIO"

D - 2448 "DESCRIPCIÓN DE SUELOS, PROCEDIMIENTO VISUAL MANUAL"

D - 2487 "CLASIFICACION DE SUELOS, PARA PROPÓSITOS DE INGENIERIA"

4. RESULTADOS OBTENIDOS

Del análisis de los resultados obtenidos tanto en la exploración del subsuelo como de los ensayos de laboratorio se observaron los siguientes aspectos importantes:

4.1 ESTRATIGRAFIA

Los suelos predominantes en el sitio son:

- Limo Arenoso (ML), color café, con 55% a 70% de limo de mediana plasticidad y 30% a 45% de arena.
- Arena Limosa (SM), color café, con 60% a 75% de arena con pómez o con gravilla y 25% a 40% de limo de ligeramente plástico a mediana plasticidad.

4.2 RESISTENCIA DEL SUELO A LA HINCA DE LA CUCHARA MUESTRERA

En base al numero de golpes de la prueba de penetración estándar (N), la consistencia de los suelos cohesivos se clasifica de la siguiente manera:

N (GOLPES)	CONSISTENCIA	qu Kg/cm²
0-1	Muy Blanda	0.00-0.25
2-4	Blanda	0.25-0.50
5-8	Media	0.50-1.00
9-15	Firme	1.00-2.00
16-30	Dura	2.00-4.00
Mas de - 30	Muy Dura	> - 4.00

En base al numero de golpes de la prueba de penetración estandar (N), la compacidad de los suelos granulares se clasifica de la siguiente manera:

N (GOLPES)	COMPACIDAD	CR.%
0-4	Muy Suelto	0-5
5-10	Suelto	5-25
11-30	Semi Compacto	25-60
31-50	Compacto	60-75
Mas de - 50	Muy Compacto	> - 75

4.3 CONTENIDO DE HUMEDAD

Los valores del contenido de humedad máximos, mínimos y promedios, han sido tomados de las hojas de registro y han sido calculados siguiendo el estandar ASTM D - 2216

SONDEO No.	Wmax.(%)	Wmin.(%)	Wprom.(%)
1	37.6 (0.50 m)	13.2 (2.00 m)	22.7
2	41.1 (1.00 m)	33.9 (0.50 m)	37.5
3	45.6 (1.00 m)	15.2 (2.50 m)	26.4

4.4 CAPACIDAD DE CARGA

Se presenta a continuación los valores "aproximados" de capacidad de carga de los suelos atravesados en el sitio de estudio; los valores están dados en Kg/cm².

Sondeo No.	PROFUNDIDAD EN METROS				
	0.50	1.00	1.50	2.00	2.50
1	1.3	2.1	2.1	3.0	>3.3
2	1.9	3.0	---	---	---
3	0.4	0.4	0.9	3.0	3.0

5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 Se detecto suelo suelto o con baja capacidad de carga en sondeos N° 1 y 3, tal como se muestra a continuación.

SONDEO N°	Profundidad de suelo suelto o con baja capacidad de carga (m)
1	0.00 a 0.50
3	0.00 a 1.50

5.2 No se detectó nivel freático ni presencia de roca.

5.3 Los contenidos de humedad son normales a altos, posiblemente debido al limo plástico.

5.4 El sondeo N° 1 acusó rechazo al avance de la cuchara muestrera a 2.50 m. de profundidad, según sección 7.2.1 de ASTM D-1586.

5.5 Para evaluación preliminar se pueden usar los siguientes parámetros de suelos, mismos que deberán ser sustituidos por datos obtenidos en ensayo triaxial preferentemente R(c,u).

- Peso volumétrico húmedo $h = 1.65 \text{ Ton/m}^3$
- Angulo de fricción $\phi = 33^\circ$
- Cohesión $c = 5.0 \text{ Ton}$

Consideramos que la validez de nuestras recomendaciones en lo relativo a la cimentación, están sujetas a una inspección de las operaciones por parte de nuestra empresa o por un Ingeniero geotécnico para prevenir cualquier imprevisto que pudiera surgir durante el desarrollo del proyecto.

Esta firma queda a los órdenes de los Bachilleres Walter Pineda Cruz, Carlos Efraín Jovel y José Eduardo Castillo o de su representante para aclarar dudas respecto a los conceptos que en este informe se proporcionan.

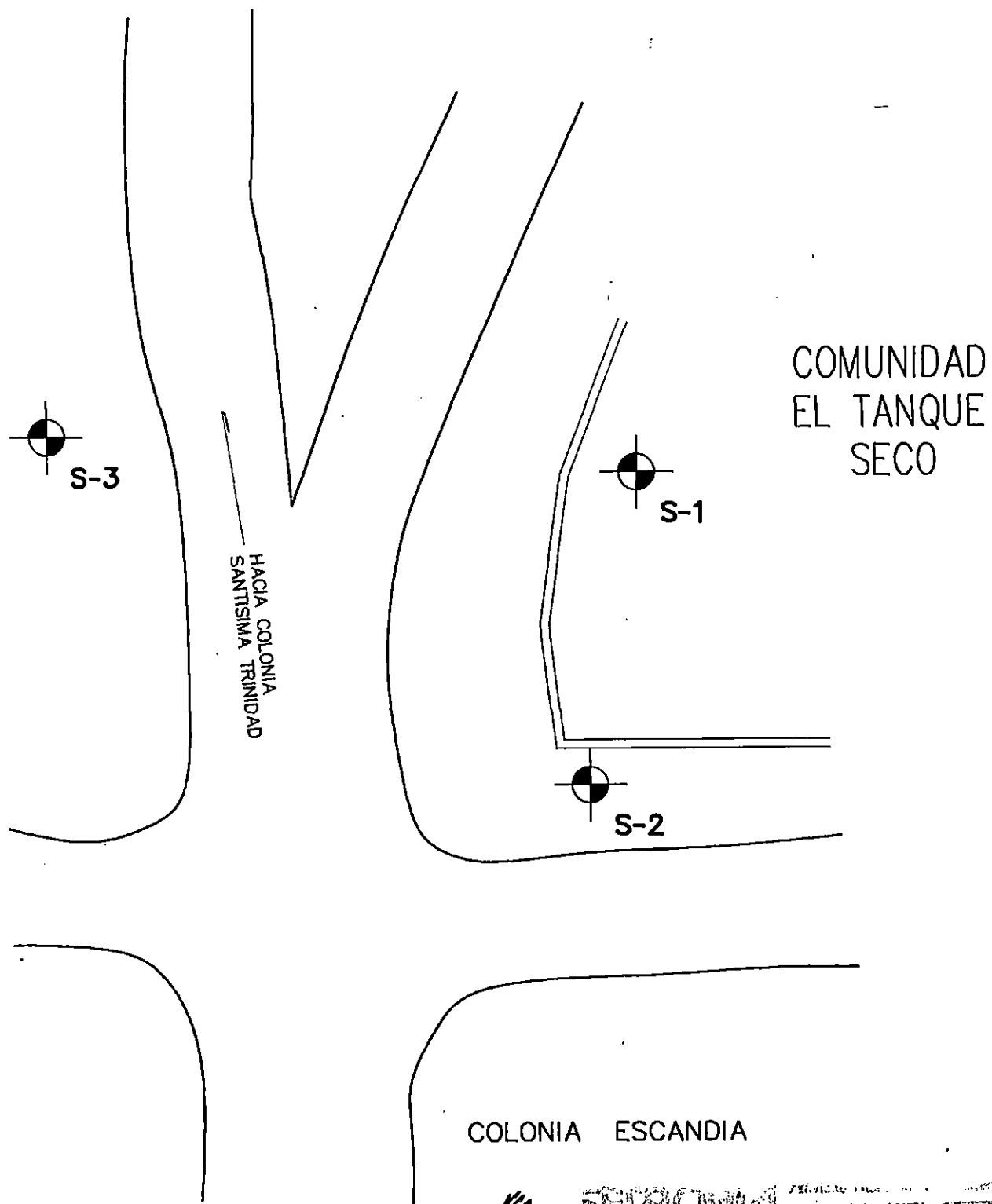
Atentamente,

POR SEPROBIA S.A. de C.V.

SEPROBIA / SERVICIOS PROFESIONALES BERGANZA INGENIEROS ARQUITECTOS S.A. DE C.V.



Ing. Roberto Otoniel Berganza Estrada
Representante Legal



SEPROBIA SERVICIOS TÉCNICOS Y CONSULTORÍA
INGENIEROS ARQUITECTOS S.A. DE C.V.

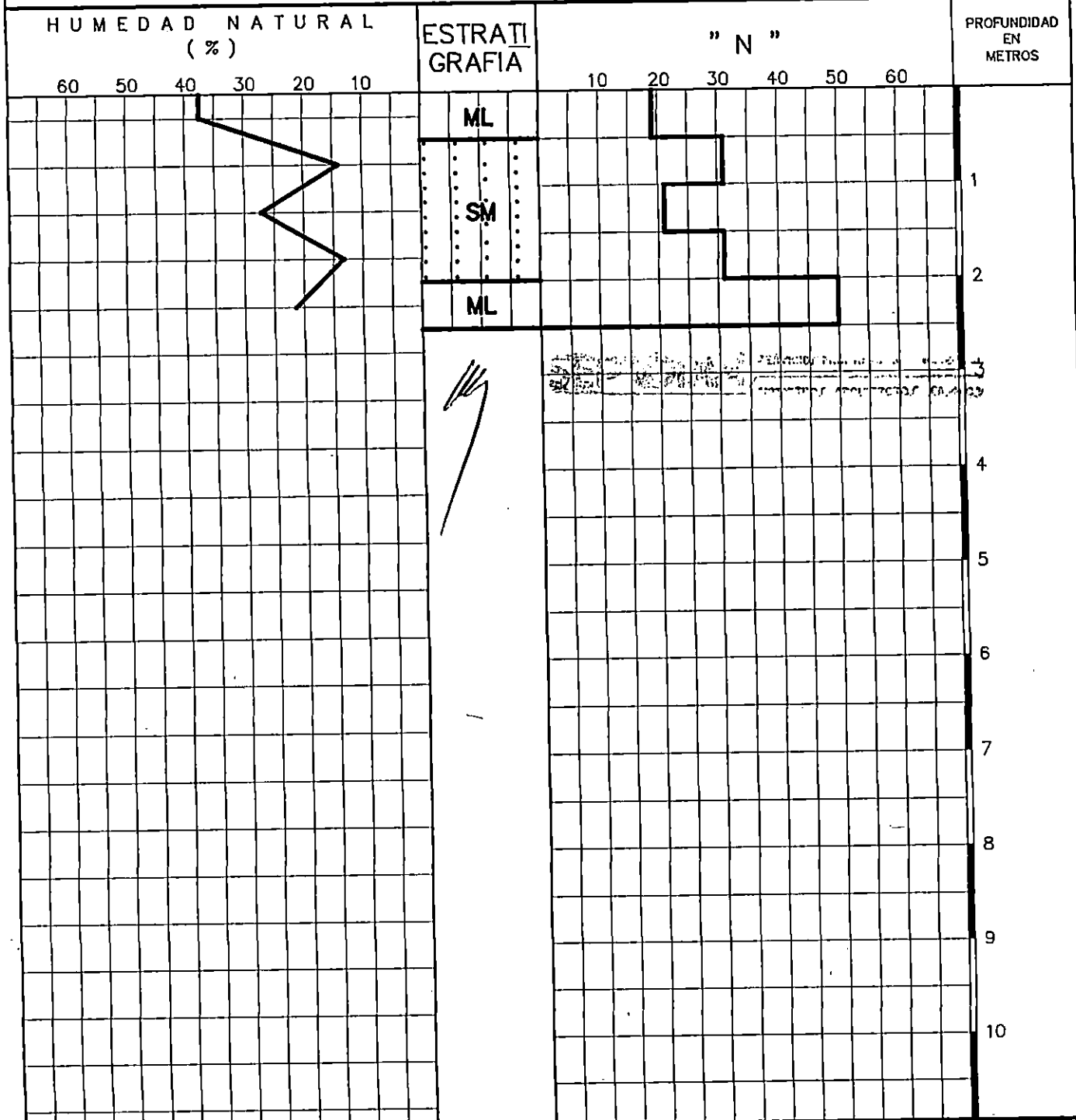
SEPROBIA, S.A. DE C.V. LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES

ESQUEMA DE UBICACION DE SONDEOS

PROYECTO :		TRABAJO DE GRADUACION:	
ANALISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES DE LA COLONIA SANTISIMA TRINIDAD			
DIBUJO	Téc. M. H. G.	UBICACION : Zona de protección en que se encuentra ubicada la comunidad "EL TANQUE SECO" J/Ayutuxtepeque, San Salvador	SOLICITADO POR : Walter Plineda Cruz Carlos Efraín Jovel José Eduardo Castillo
REVISO	Ing. R. O. B. E.	ESCALA :	FECHA
		SIN ESCALA	OCTUBRE-2001
Creado en ambiente IntellCAD			

SEPROBIA, S.A. DE C.V. LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES

Obra : Trabajo de Graduación: ANALISIS ESTABILIDAD DE TALUDES Peso Golpeador : 140 Lbs.
 Localización : ZONA DE PROTECCION COM. EL TANQUE SECO, AYUTUXTEPEQUE Sondeo N : 1
 Fecha : OCTUBRE - 2001 Operador : H. A. Q. Registro : Téc. M.H.G. Reviso : Ing. R.O.B.E.



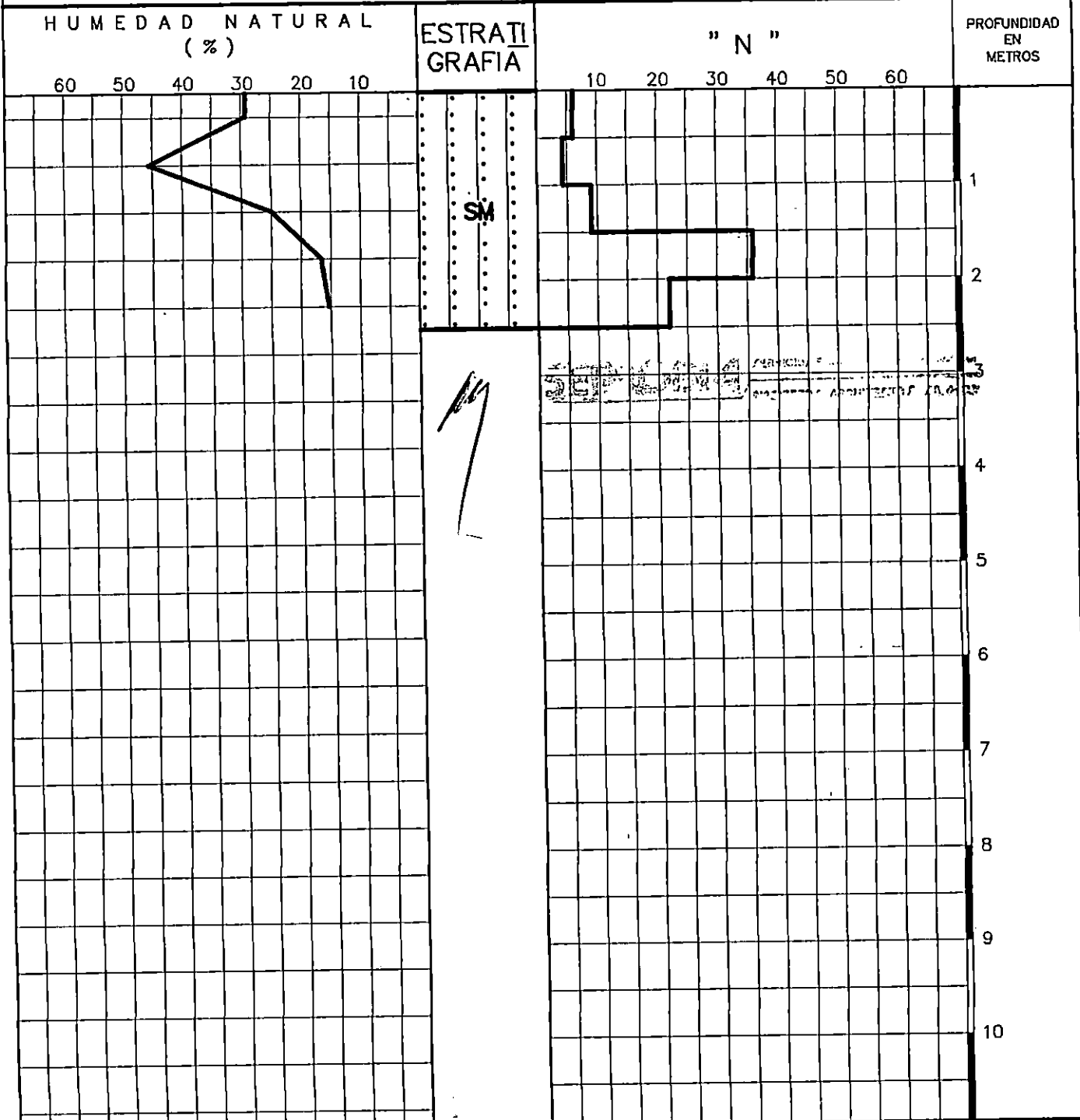
SEPROBIA, S.A. DE C.V. LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES

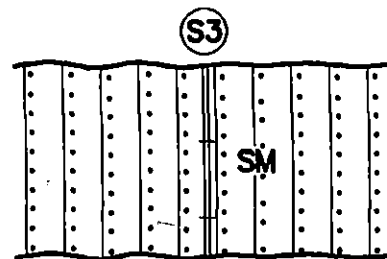
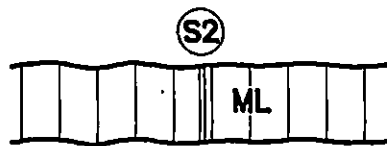
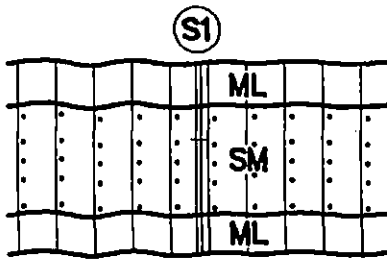
Obra : Trabajo de Graduación: ANALISIS ESTABILIDAD DE TALUDES Peso Golpeador : 140 Lbs.
 Localización : ZONA DE PROTECCION COM. EL TANQUE SECO, AYUTUXTEPEQUE Sondeo N : 2
 Fecha : NOVIEMBRE- 2001 Operador : H. A. Q. Registro : Téc. M.H.G. Reviso : Ing. R.O.B.E.

HUMEDAD NATURAL (%)					ESTRATIGRAFIA	" N "						PROFUNDIDAD EN METROS	
60	50	40	30	20		10	10	20	30	40	50		60
													1
													2
													3
													4
													5
													6
													7
													8
													9
													10

SEPROBIA, S.A. DE C.V. LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES

Obra : Trabajo de Graduación ANALISIS ESTABILIDAD DE TALUDES Peso Golpeador : 35 Lbs.
 Localización : ZONA DE PROTECCION COM. EL TANQUE SECO, AYUTUXTEPEQUE Sondeo N : 3
 Fecha : NOVIEMBRE- 2001 Operador : H. A. Q. Registro : Téc. M.H.G. Reviso : Ing. R.O.B.E.





A handwritten signature or mark, possibly initials, located below the diagrams.

SEPROBIA SERVICIOS PROFESIONALES EN INGENIERIA
 INGENIERIA EN ARQUITECTURA S.A. DE CV


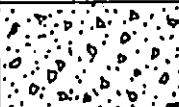
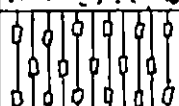
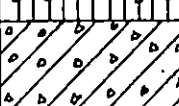

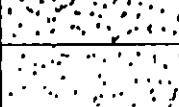
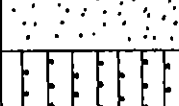
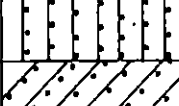





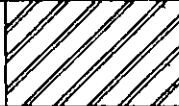
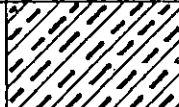
SEPROBIA, S.A. DE C.V. LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES
ESTRATIGRAFIA

PROYECTO : TRABAJO DE GRADUACION:
ANALISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES DE LA COLONIA SANTISIMA TRINIDAD

DIBUJO Téc. M. H. G.	UBICACION : Zona de protección en que se encuentra ubicada la comunidad "EL TANQUE SECO" J/Ayutuxtepeque, San Salvador	SOLICITADO POR : Walter Pineda Cruz Carlos Efraín Jovel José Eduardo Castillo	ESCALA : V. 1 : 100 H. 1 : 100	FECHA OCTUBRE-2001
REVISO Ing. R. O. B. E.			Creado en ambiente IntellCAD	



SEPROBIA LABORATORIO DE SUELOS Y AGUAS

DIVISIONES PRINCIPALES		SIMBOLO DE GRUPO	REPRESENTACION GRAFICA	NOMBRES TÍPICOS				
SUELOS DE PARTICULAS GRUESAS MAS DEL 50% ES RETENIDO EN LA MALLA 200	GRAVAS 50% O MAS DE LA FRACCION GRUESA SE RETIENE EN LA MALLA N° 4	GRAVAS LIMPIAS		GW 	GRAVAS BIEN GRADUADAS, MEZCLAS DE GRAVA Y ARENA CON POCO O NADA DE FINOS.			
		GRAVAS LIMPIAS		GP 	GRAVAS MAL GRADUADAS, MEZCLAS DE GRAVA Y ARENA CON POCO O NADA DE FINOS.			
		GRAVAS CON FINOS		GM 	GRAVAS LIMOSAS, MEZCLAS DE GRAVA, ARENA Y LIMO.			
		GRAVAS CON FINOS		GC 	GRAVAS ARCILLOSAS, MEZCLAS DE GRAVA, ARENA Y ARCILLA.			
		ARENAS LIMPIAS		SW 	ARENAS BIEN GRADUADAS, ARENAS CON GRAVA, CON POCO O NADA DE FINOS.			
		ARENAS LIMPIAS		SP 	ARENAS MAL GRADUADAS, ARENAS CON GRAVA, CON POCO O NADA DE FINOS.			
	ARENAS MAS DEL 50% DE LA FRACCION GRUESA PASA LA MALLA N° 4		ARENAS CON FINOS		SM 	ARENAS LIMOSAS, MEZCLAS DE ARENA Y LIMO.		
			ARENAS CON FINOS		SC 	ARENAS ARCILLOSAS, MEZCLAS DE ARENA Y ARCILLA.		
			SUELOS DE GRANO FINO 50% O MAS PASA LA MALLA 200		LIMOS Y ARCILLAS CON LIMITE LIQUIDO DE 50% O MENOR		ML 	LIMOS INORGANICOS, ARENAS MUY FINAS, POLVO DE ROCA, LIMOS ARENOSOS O ARCILLOSOS LIGERAMENTE PLASTICOS.
					LIMOS Y ARCILLAS CON LIMITE LIQUIDO DE 50% O MENOR		CL 	ARCILLAS INORGANICAS DE BAJA A MEDIA PLASTICIDAD, ARCILLAS CON GRAVA, ARCILLAS ARENOSAS, ARCILLAS LIMOSAS.
LIMOS Y ARCILLAS CON LIMITE LIQUIDO DE 50% O MENOR		OL 			LIMOS ORGANICOS, ARCILLAS LIMOSAS ORGANICAS DE BAJA PLASTICIDAD.			
SUELOS DE GRANO FINO 50% O MAS PASA LA MALLA 200		LIMOS Y ARCILLAS CON LIMITE LIQUIDO MAYOR DE 50%		MH 	LIMOS INORGANICOS, LIMOS NICACEOS DIATOMACEOS, LIMOS ELASTICOS.			
		LIMOS Y ARCILLAS CON LIMITE LIQUIDO MAYOR DE 50%		CH 	ARCILLAS INORGANICAS DE ALTA PLASTICIDAD, ARCILLAS FRANCAS.			
		LIMOS Y ARCILLAS CON LIMITE LIQUIDO MAYOR DE 50%		OH 	ARCILLAS FRANCAS DE MEDIA A ALTA PLASTICIDAD, LIMOS ORGANICOS DE MEDIA PLASTICIDAD.			
SUELOS CON ELEVADA PROPORCION DE MATERIA ORGANICA		Pt		TURBA Y OTROS SUELOS ALTAMENTE ORGANICOS				

ANEXO 2.3

ENSAYO No _____ SONDEO No _____
 MUESTRA No _____ PROFUNDIDAD _____
 DESCRIPCION PROBETA 1
CORONA TALUD $K_{\text{anillo de carga}} = 0.15625 \text{ kg/u}$ $\sigma_3 = 1 \text{ kg/cm}^2$
 $K_{\text{deformimetro}} = 0.01 \text{ mm/u}$
 $V_{\text{velocidad de carga}} = 1 \text{ mm/min}$

DATOS INICIALES

$D_s = 4.68 \text{ cm}$ $A_s = 17.2021 \text{ cm}^2$ $W_m = 249.60 \text{ gr.}$
 $D_c = 4.89 \text{ cm}$ $A_c = 18.7805 \text{ cm}^2$ $V_m = 176.34 \text{ cm}^3$
 $D_i = 4.94 \text{ cm}$ $A_i = 19.1665 \text{ cm}^2$ $\gamma_s = 1.42 \text{ gr/cm}^2$
 $h = 9.49 \text{ cm}$ $A_m = (A_s + 4A_c + A_i)/6 = 18.5818 \text{ cm}^2$ $w\% = 23.75 \%$

TIEMPO	ANILLO DE CARGA	CARGA (kg)	MICROM (u)	DEFORM AXIAL (mm)	DEFORM UNITARIA (%)	1- DEFORM UNITARIA	AREA CORREGIDA cm2	ESFUERZO DESVIADOR (kg/cm ²)
0	0.0	0.00	0.0	0.0000	0.0000	1.000	18.582	0
30	86.0	13.44	28.0	0.2800	0.2950	0.997	18.637	0.7210207
60	112.0	17.50	44.0	0.4400	0.4636	0.995	18.668	0.9374158
90	238.0	37.19	56.0	0.5600	0.5901	0.994	18.692	1.9894781
120	300.0	46.88	61.0	0.6100	0.6428	0.994	18.702	2.5064163
150	435.0	67.97	75.0	0.7500	0.7903	0.992	18.730	3.6289076
180	530.0	82.81	102.0	1.0200	1.0748	0.989	18.784	4.408748
210	605.0	94.53	133.0	1.3300	1.4015	0.986	18.846	5.0160092
240	635.0	99.22	176.0	1.7600	1.8546	0.981	18.933	5.2405429
270	654.0	102.19	224.0	2.2400	2.3604	0.976	19.031	5.3695312
300	658.0	102.81	274.0	2.7400	2.8872	0.971	19.134	5.3732208
330	648.0	101.25	328.0	3.28	3.456	0.965	19.247	5.2605556
360	635.0	99.21875	381.0	3.81	4.015	0.960	19.359	5.1251992
390	628.0	98.125	436.0	4.36	4.594	0.954	19.477	5.0380962

CLASIFICACION

$W_s = 201.70 \text{ grs.}$ $W_w = W_m - W_s = 47.90 \text{ grs.}$
 $S_s = 2.55$ $V_v = V_m - V_s = 97.24 \text{ cm}^3$
 $V_s - W_s / S_s = 79.10 \text{ cm}^3$ $e = V_v / V_s = 1.23$
 $\sigma_3 = 1.000$ $G_w\% = W_w / V_v * 100 = 0.49 \%$
 $\sigma_1 - \sigma_3 = 5.373$
 $\sigma_1 = 6.373$

ANEXO 2.3

ENSAYO No _____ SONDEO No _____
 MUESTRA No _____ PROFUNDIDAD _____
 DESCRIPCION _____

_____ Kanillo de carga = 0.15625 kg/u σ_3 = 2.0 kg/cm²
 _____ Kdeformimetro = 0.0254 mm/u
 _____ V velocidad de carga = 1 mm/min

DATOS INICIALES

Ds= 4.68 cm As= 17.2021 cm² Wm = 256.60 gr.
 Dc= 4.89 cm Ac= 18.78052 cm² Vm = 176.34 cm³
 Di= 4.94 cm Ai= 19.16654 cm² γ_s = 1.46 gr/cm²
 h= 9.49 cm Am=(As+4Ac+Ai)/6= 18.58179 cm² w% = 14.23 %

TIEMPO	ANILLO DE CARGA	CARGA (kg)	MICROM (u)	DEFORM AXIAL (mm)	DEFORM UNITARIA (%)	1- DEFORM UNITARIA	AREA CORREGIDA cm2	ESFUERZO DESVIADOR (kg/cm ²)
0	0.0	0.00	0.0	0.0000	0.0000	1.000	18.582	0
30	65.0	10.16	32.0	0.8128	0.2565	0.997	18.630	0.5451683
60	174.0	27.19	55.0	1.3970	0.8721	0.991	18.745	1.4503666
90	270.0	42.19	78.0	1.9812	1.4877	0.985	18.862	2.2365926
120	330.0	51.56	98.0	2.4892	2.0230	0.980	18.965	2.7187592
150	398.0	62.19	115.0	2.9210	2.4780	0.975	19.054	3.2637607
180	478.0	74.69	144.0	3.6576	3.2542	0.967	19.207	3.8885951
210	554.0	86.56	175.0	4.4450	4.0839	0.959	19.373	4.4682135
240	615.0	96.09	209.0	5.3086	4.9939	0.950	19.559	4.9131406
270	672.0	105.00	250.0	6.3500	6.0913	0.939	19.787	5.3064961
300	710.0	110.94	287.0	7.2898	7.0816	0.929	19.998	5.5474423
330	741.0	115.7813	330	8.382	8.232455	0.9177	20.249	5.7179435
360	774	120.9375	373	9.4742	9.383351	0.9062	20.506	5.897684
390	796	124.375	418	10.6172	10.58778	0.8941	20.782	5.9847016
420	812	126.875	465	11.811	11.84573	0.8815	21.079	6.0191048
450	823	128.5938	514	13.0556	13.15722	0.8684	21.397	6.0098841
480	833	130.1563	564	14.3256	14.49547	0.8550	21.732	5.9891704
510	840	131.25	612	15.5448	15.78019	0.8422	22.063	5.948755
540	863	134.8438	669	16.9926	17.3058	0.8269	22.470	5.83
570	844	131.875	712	18.0848	20.20009	0.7980	23.285	5.6634017
600	843	131.7188	771	19.5834	20.03583	0.7996	23.238	5.6683357
630	839	131.0938	821	20.8534	21.37408	0.7863	23.633	5.5470266

CLASIFICACION

Ws= 224.63 grs. Ww=Wm-Ws 31.97 grs.
 Ss= 2.55 Vv=Vm-Vs 88.25 cm³
 Vs-Ws/Ss= 88.09 cm³ e=Vw/Vs 1.00
 σ_1 = 2.000 Gw%=Vw/Vs*100 0.36 %
 $\sigma_1 - \sigma_3$ = 5.985
 σ_1 = 7.985

ANEXO 2.3

ENSAYO No _____	SONDEO No _____
MUESTRA No _____	PROFUNDIDAD _____
probeta 3 corona del	
DESCRIPCION _____	talud _____
_____	K _{unidad de carga} = 0.15625 kg/u
_____	K _{deformimetro} = 0.01 mm/u
_____	V _{velocidad de carga} = 1 mm/min
	σ ₃ = 3 kg/cm ²

DATOS INICIALES

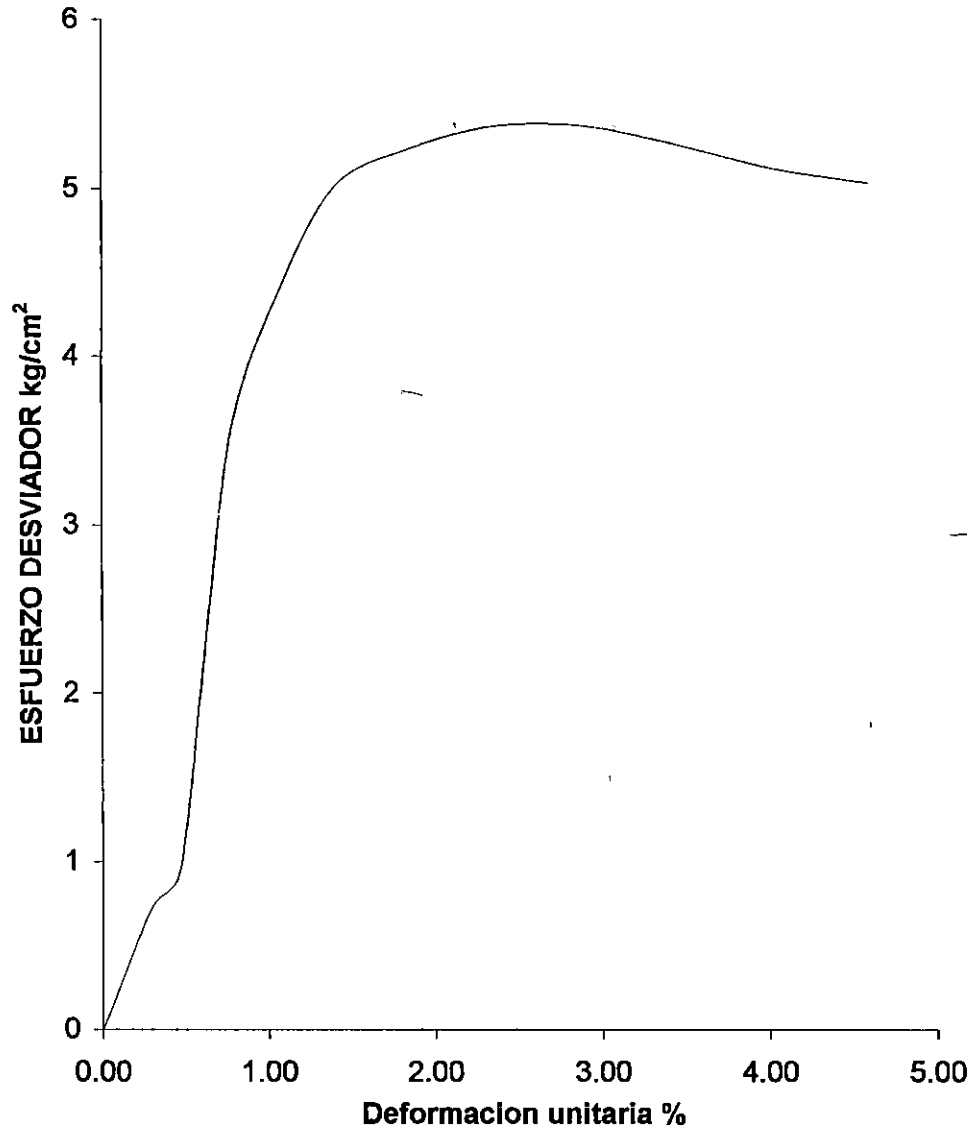
Ds = 5.1 cm	As = 20.42821 cm ²	W _m = 325.00 gr.
Dc = 5.32 cm	Ac = 22.22865 cm ²	V _m = 232.15 cm ³
DI = 5.33 cm	AI = 22.3123 cm ²	γ _i = 1.40 gr/cm ³
h = 10.58 cm	Am = (As+4Ac+AI)/6 = 21.94252 cm ²	w% = 28.6 %

TIEMPO	ANILLO DE CARGA	CARGA (kg)	MICROM (u)	DEFORM AXIAL (mm)	DEFORM UNITARIA (%)	1- DEFORM UNITARIA	AREA CORREGIDA cm2	ESFUERZO DESVIADOR (kg/cm ²)
0	0.0	0.00	0.0	0.0000	0.0000	1.000	21.94252	0
30	117.0	18.28	18.0	0.1800	0.1701	0.998	21.97991	0.83172526
60	235.0	36.72	33.0	0.3300	0.3119	0.997	22.01117	1.66818679
90	315.0	49.22	43.0	0.4300	0.4064	0.996	22.03206	2.23396005
120	420.0	65.63	57.0	0.5700	0.5388	0.995	22.06138	2.97465586
150	530.0	82.81	77.0	0.7700	0.7278	0.993	22.10339	3.74659805
180	640.0	100.00	100.0	1.0000	0.9452	0.991	22.15189	4.51428657
210	760.0	118.75	135.0	1.3500	1.2760	0.987	22.22612	5.34281215
240	858.0	134.06	158.0	1.5800	1.4934	0.985	22.27517	6.01847173
270	895.0	139.84	185.0	1.8500	1.7486	0.983	22.33303	6.26174529
300	973.0	152.03	220.0	2.2000	2.0794	0.979	22.40848	6.78454089
330	1030.0	160.94	254.0	2.5400	2.4008	0.976	22.48226	7.15842063
360	1076.0	168.13	293.0	2.9300	2.7694	0.972	22.56750	7.44987318
390	1115.0	174.22	333.0	3.3300	3.1474	0.969	22.65559	7.6898784
420	1147.0	179.22	375.0	3.7500	3.5444	0.965	22.74883	7.87815091
450	1178.0	184.06	419.0	4.1900	3.9603	0.960	22.84734	8.05618833
480	1205.0	188.28	464.0	4.6400	4.3856	0.956	22.94898	8.20434163
510	1230.0	192.19	510.0	5.1000	4.8204	0.952	23.05381	8.33647497
540	1248.0	195.00	551.0	5.5100	5.2079	0.948	23.14806	8.4240335
570	1270.0	198.44	604.0	6.0400	5.7089	0.943	23.27104	8.52723104
600	1285.0	200.78	650.0	6.5000	6.1437	0.939	23.37884	8.58816233
630	1299.0	202.97	693.0	6.9300	6.5501	0.934	23.48052	8.64413526
660	1311.0	206.5625	753.0	7.53	7.117202	0.92882798	23.62388	8.7438013
690	1322.0	208.125	794.0	7.94	7.504726	0.92495274	23.72285	8.77318535
720	1332.0	208.125	828.0	8.28	7.826087	0.92173913	23.80556	8.74270422

CLASIFICACION

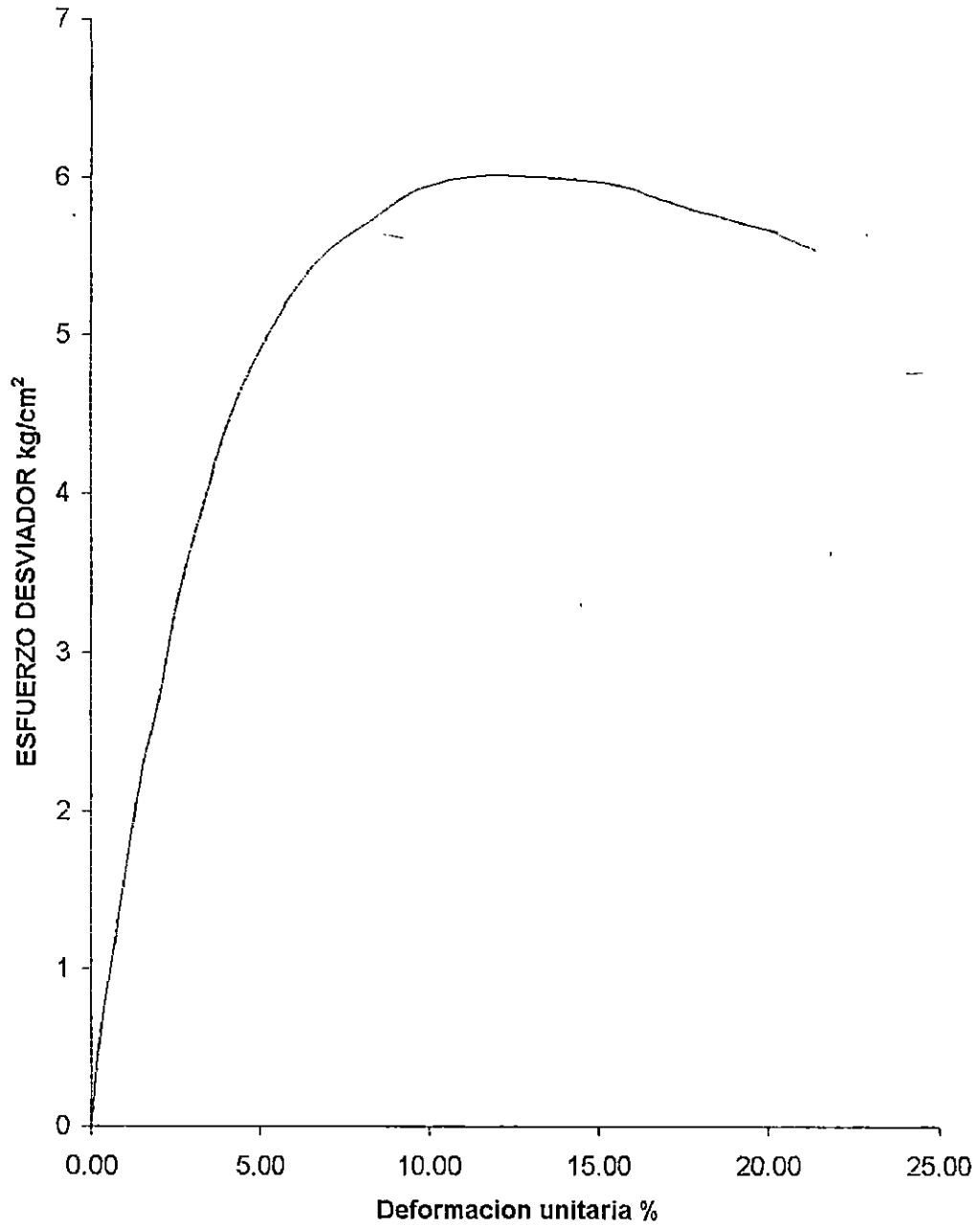
W _s = 252.72 grs.	W _w = W _m - W _s = 72.28 grs.
S _s = 2.55	V _w = V _m - V _s = 133.05 cm ³
V _s - W _s / S _s = 99.11 cm ³	e = W _w / V _w = 1.34
σ ₃ = 3.000 cm ³	G _w % = W _w / V _w * 100 = 0.54 %
σ ₁ - σ ₃ = 8.773 kg/cm ³	
σ ₁ = 11.773 kg/cm ³	

**GRAFICA ESFUERZO DEFORMACION
PROBETA 1 CORONA DE TALUD**



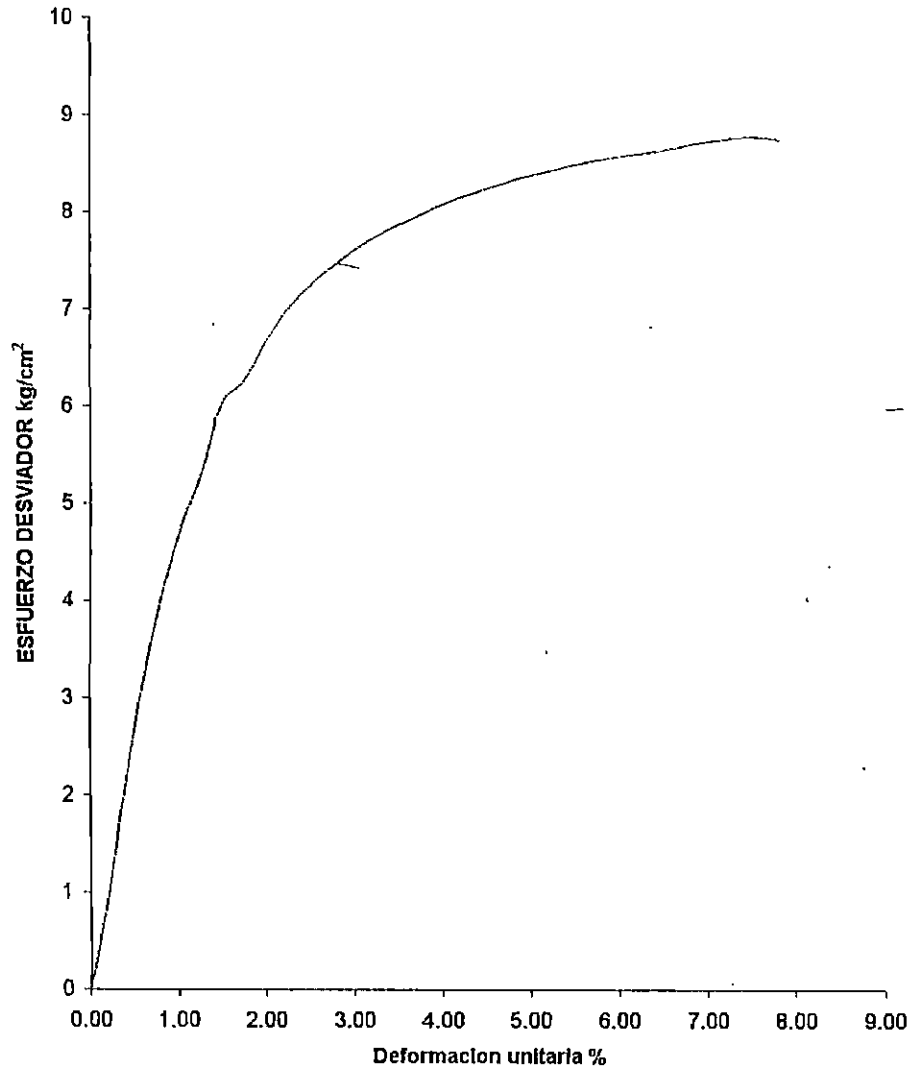
$\sigma_1 = 6.37 \text{ kg/cm}^2$
 $\sigma_1 - \sigma_3 = 5.37 \text{ kg/cm}^2$
 $\sigma_3 = 1 \text{ kg/cm}^2$
 $E = 500 \text{ kg/cm}^2$

GRAFICA ESFUERZO DEFORMACION PROBETA 2 CORONA DE TALUD



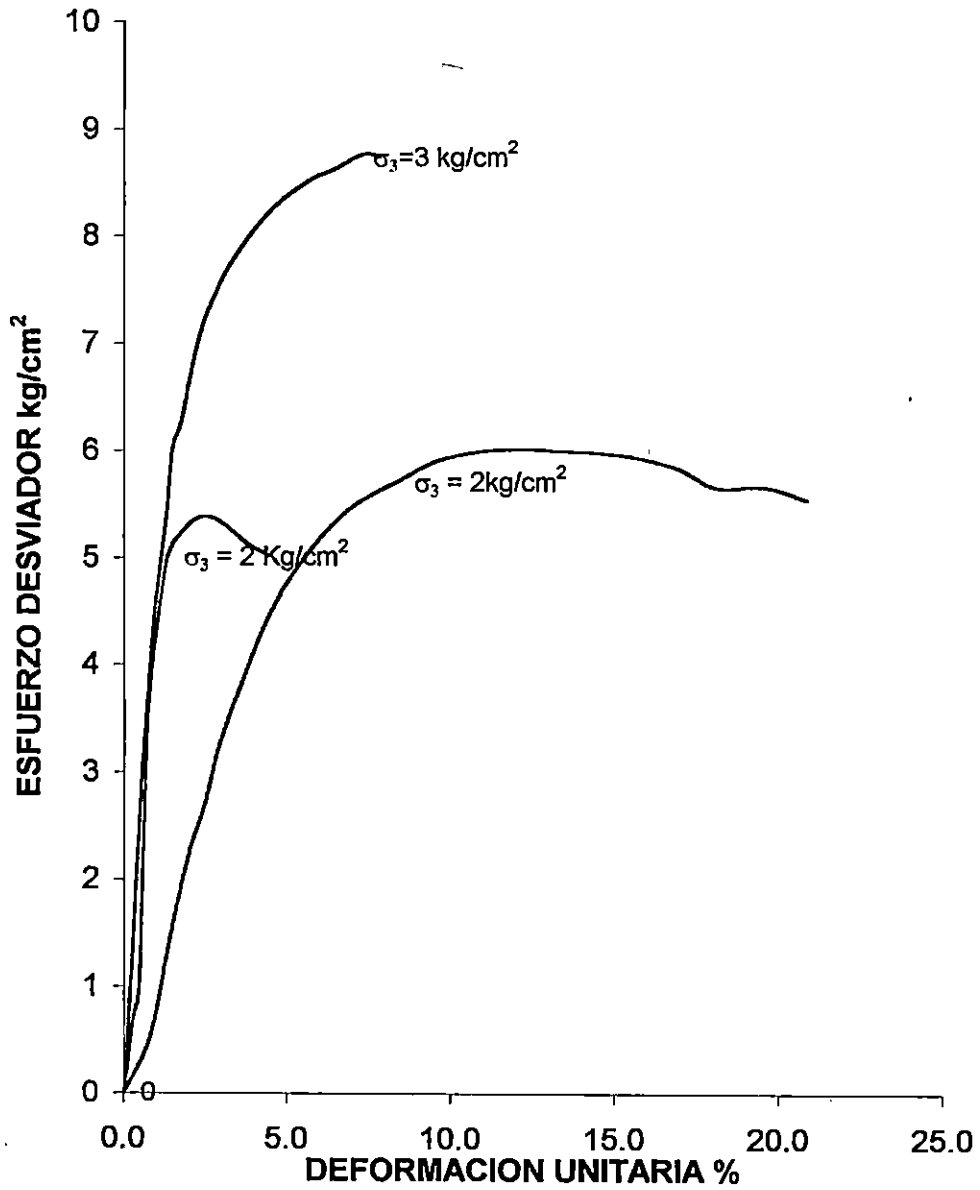
$\sigma_1 = 7.95 \text{ kg/cm}^2$
 $\sigma_1 - \sigma_3 = 5.95 \text{ kg/cm}^2$
 $\sigma_3 = 2 \text{ kg/cm}^2$
 $E = 510.2 \text{ kg/cm}^2$

GRAFICA ESFUERZO DEFORMACION PROBETA 3 CORONA CORONA DE TALUD



$\sigma_1 = 11.77 \text{ kg/cm}^2$
 $\sigma_1 - \sigma_3 = 8.77 \text{ kg/cm}^2$
 $\sigma_3 = 3 \text{ kg/cm}^2$
 $E = 526.3 \text{ kg/cm}^2$

**CURVAS EFUERZO DEFORMACION PARA LA
CORONA DEL TALUD**



ANEXO 2.3

ENSAYO No _____ SONDEO No _____
 MUESTRA No _____ PROFUNDIDAD _____
 DESCRIPCION pie de talud

 _____ K_{nitido de carga} = 0.5094 kg/u σ_3 = 1 kg/cm²
 _____ K_{deformimetro} = 0.01 mm/u
 _____ V_{velocidad de carga} = 1 mm/min

DATOS INICIALES

D_s = 5.56 cm A_s = 24.27948 cm² W_m = 438.60 gr.
 D_c = 5.77 cm A_c = 26.14818 cm² V_m = 271.74 cm³
 D_i = 5.57 cm A_i = 24.3669 cm² γ_s = 1.61 gr/cm²
 h = 10.64 cm A_m = (A_s + 4A_c + A_i) / 6 = 25.53985 cm² w% = 8.36 %

TIEMPO	ANILLO DE CARGA	CARGA (kg)	MICROM (u)	DEFORM AXIAL (mm)	DEFORM UNITARIA (%)	1- DEFORM UNITARIA	AREA CORREGIDA cm2	ESFUERZO DESVIADOR (kg/cm ²)
0	0.0	0.00	0.0	0.0000	0.0000	1.000	25.540	0
30	98.0	49.92	14.0	0.1400	0.1316	0.999	25.574	1.9520674
60	160.0	81.50	21.0	0.2100	0.1974	0.998	25.590	3.1849494
90	288.0	146.71	33.0	0.3300	0.3102	0.997	25.619	5.7264304
120	425.0	216.50	45.0	0.4500	0.4229	0.996	25.648	8.4409013
150	566.0	288.32	57.0	0.5700	0.5357	0.995	25.677	11.228562
180	700.0	356.58	70.0	0.7000	0.6579	0.993	25.709	13.869856
210	836.0	425.86	85.0	0.8500	0.7989	0.992	25.746	16.541064
240	915.0	466.10	114.0	1.1400	1.0714	0.989	25.816	18.054414
270	840.0	427.90	194.0	1.9400	1.8233	0.982	26.014	16.448573

CLASIFICACION

W_s = 404.76 grs. W_w = W_m - W_s 33.84 grs.
 S_s = 2.58 V_v = V_m - V_s 114.86 cm³
 V_s - W_s / S_s = 156.88 cm³ e = V_v / V_s 0.73
 σ_3 = 1.000 G_w% = V_w / V_v * 100 0.29 %
 $\sigma_1 \cdot \sigma_3$ = 18.054
 σ_1 = 19.054

ANEXO 2.3

ENSAYO No _____ SONDEO No _____
 MUESTRA No _____ PROFUNDIDAD _____
 DESCRIPCION pie de talud

 _____ K anillo de carga = 0.5094 kg/u $\alpha =$ 2.000 kg/cm²
 _____ K deformimetro = 0.01 mm/u
 _____ V velocidad de carga = 1 mm/min

DATOS INICIALES

Ds= 5.26 cm As= 21.73008 cm² Wm = 434.600 gr
 Dc= 5.64 cm Ac= 24.9832 cm² Vm = 260.856 cm³
 Di= 5.52 cm Ai= 23.9314 cm² $\gamma_s =$ 1.666 gr/cm³
 h= 10.75 cm Am=(As+4Ac+Ai)/6= 24.26571 cm² w% = 10.950 %

TIEMPO	ANILLO DE CARGA	CARGA (kg)	MICROM (u)	DEFORM AXIAL (mm)	DEFORM UNITARIA (%)	1- DEFORM UNITARIA	AREA CORREGIDA cm2	ESFUERZO DESVIADOR (kg/cm ²)
0	0.0	0.00	0.0	0.0000	0.0000	1.000	24.266	0.000
30	88.0	44.83	23.0	0.2300	0.2140	0.998	24.318	1.843
60	145.0	73.86	28.0	0.2800	0.2605	0.997	24.329	3.036
90	294.0	149.76	38.0	0.3800	0.3535	0.996	24.352	6.150
120	445.0	226.68	47.0	0.4700	0.4372	0.996	24.372	9.301
150	605.0	308.19	56.0	0.5600	0.5209	0.995	24.393	12.634
180	760.0	387.14	65.0	0.6500	0.6047	0.994	24.413	15.858
210	918.0	467.63	74.0	0.7400	0.6884	0.993	24.434	19.139
240	1067.0	543.53	86.0	0.8600	0.8000	0.992	24.461	22.220
270	1215.0	618.92	99.0	0.9900	0.9209	0.991	24.491	25.271
300	1346.0	685.65	114.0	1.1400	1.0605	0.989	24.526	27.956
330	1375.0	700.425	138.0	1.38	1.283721	0.9871628	24.581	28.494
360	1340.0	682.596	170.0	1.7	1.581395	0.984186	24.656	27.685
		0		0	0	1	24.266	0.000

CLASIFICACION

Ws= 391.71 grs. Ww=Wm-Ws 42.89
 Ss= 2.58 Vv=Vm-Vs 109.03
 Vs-Ws/Ss= 151.82 cm³ e=Vv/Vs 0.72
 $\alpha_1 =$ 2.000 $G_w\% = Ww/Vv * 100$ 0.39
 $\alpha_1 - \alpha_2 =$ 28.494
 $\alpha_1 =$ 30.494

ANEXO 2.3

ENSAYO No _____ SONDEO No _____
 MUESTRA No _____ PROFUNDIDAD _____
 DESCRIPCION pie de talud

 _____ Kanillo de carga = 0.5094 kg/u $\sigma_3 = 3.000 \text{ kg/cm}^2$
 _____ $K_{deformimetro} = 0.01 \text{ mm/u}$
 _____ $V_{\text{velocidad de carga}} = 1 \text{ mm/min}$

DATOS INICIALES

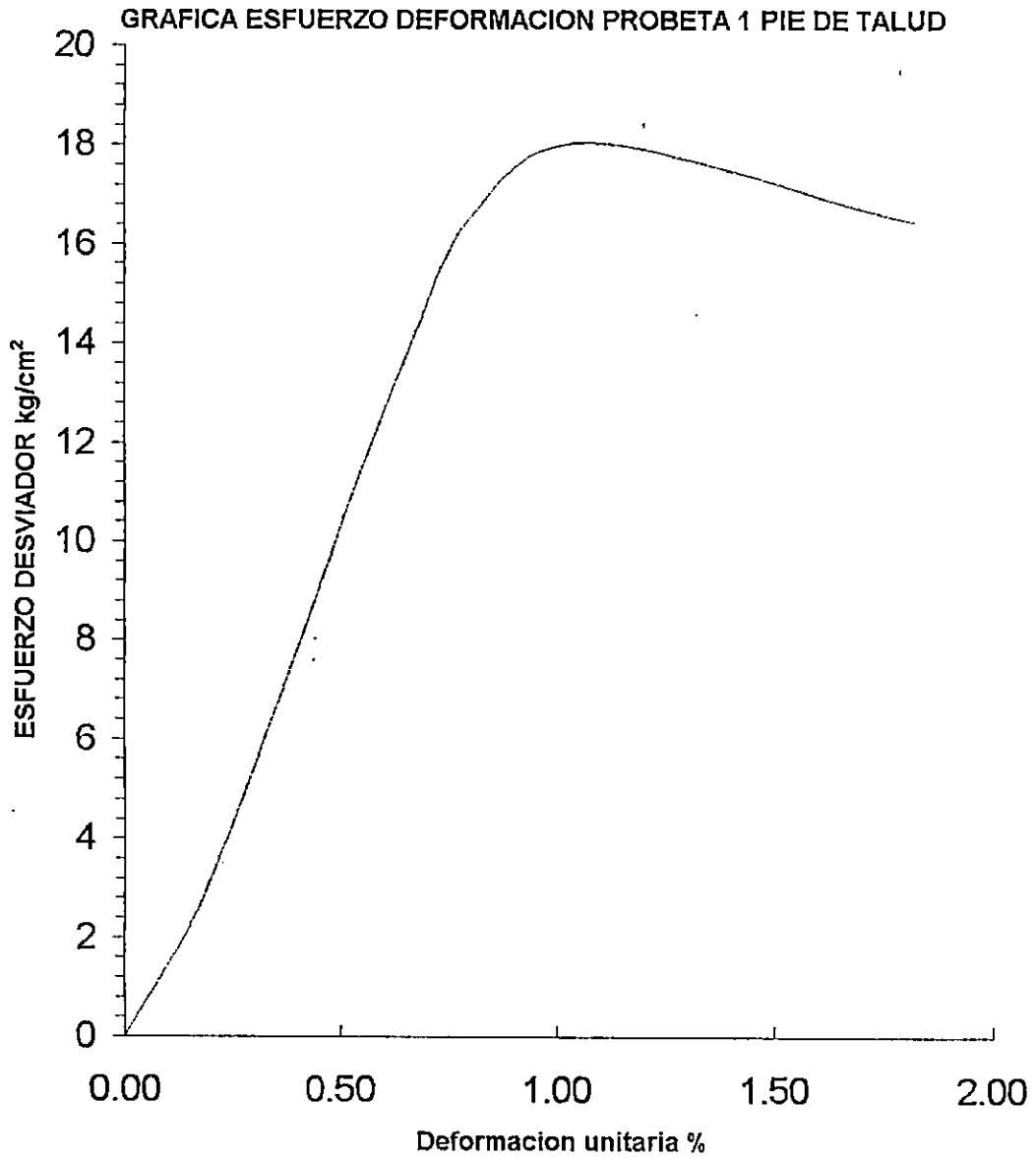
Ds = 5.44 cm As = 23.24276 cm² Wm = 405.700 gr.
 Dc = 5.24 cm Ac = 21.56515 cm² Vm = 230.897 cm³
 Di = 5.3 cm Ai = 22.06183 cm² $\gamma_s = 1.757 \text{ gr/cm}^3$
 h = 10.53 cm Am = (As+4Ac+Ai)/6 = 21.92753 cm² w% = 9.350 %

TIEMPO	ANILLO DE CARGA	CARGA (kg)	MICROM (u)	DEFORM AXIAL (mm)	DEFORM UNITARIA (%)	1-DEFORM UNITARIA	AREA CORREGIDA cm2	ESFUERZO DESVIADOR (kg/cm ²)
0	0.0	0.00	0.0	0.0000	0.0000	1.000	21.928	0.000
30	80.0	40.75	17.0	0.1700	0.1614	0.998	21.963	1.855
60	150.0	76.41	22.0	0.2200	0.2089	0.998	21.973	3.477
90	300.0	152.82	33.0	0.3300	0.3134	0.997	21.996	6.947
120	455.0	231.78	43.0	0.4300	0.4084	0.996	22.017	10.527
150	610.0	310.73	51.0	0.5100	0.4843	0.995	22.034	14.102
180	760.0	387.14	62.0	0.6200	0.5888	0.994	22.057	17.552
210	915.0	466.10	73.0	0.7300	0.6933	0.993	22.081	21.109
240	1064.0	542.00	85.0	0.8500	0.8072	0.992	22.106	24.518
270	1203.0	612.81	99.0	0.9900	0.9402	0.991	22.136	27.684
300	1305.0	664.77	122.0	1.2200	1.1586	0.988	22.185	29.965
330	1313.0	668.8422	140.0	1.4	1.329535	0.9867047	22.223	30.097

CLASIFICACION

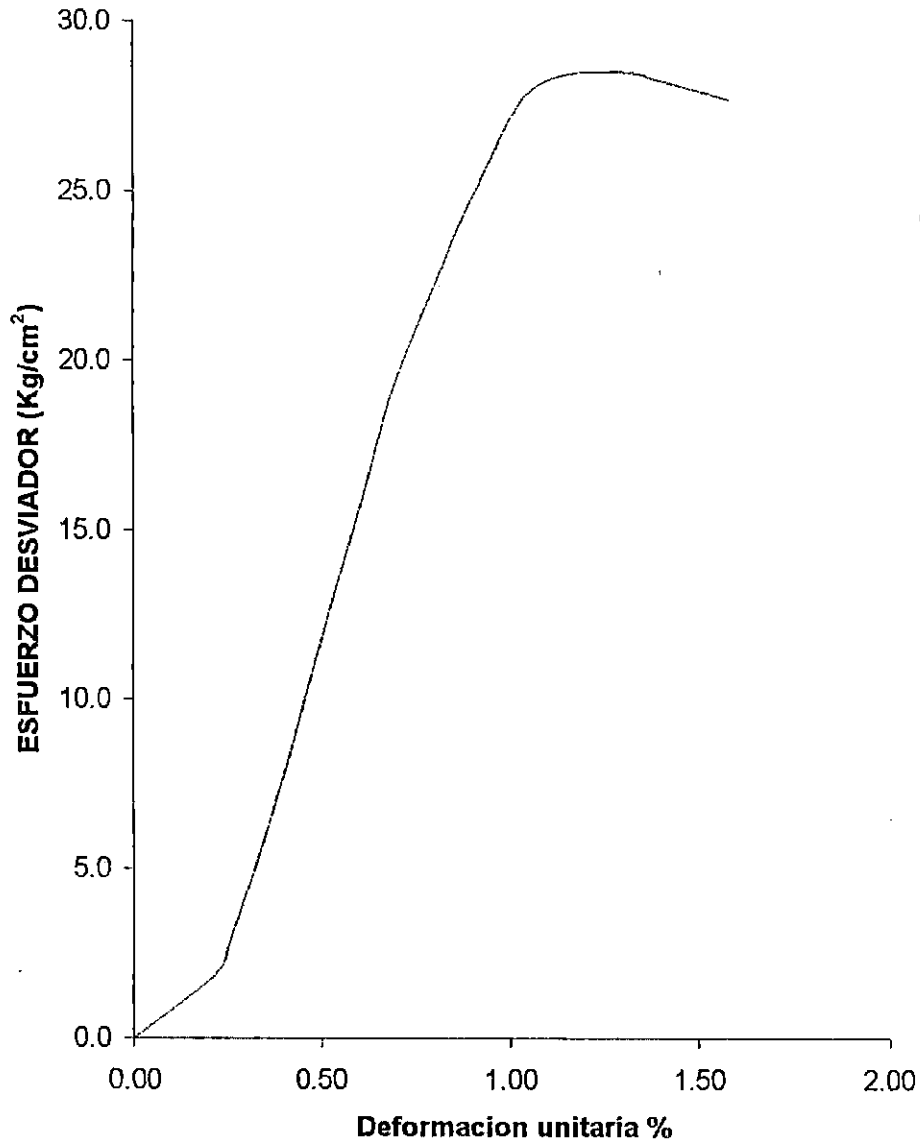
 Ws = 371.01 grs. Ww = Wm - Ws = 34.69
 Ss = 2.58 Vv = Vm - Vs = 87.09
 Vs - Ws / Ss = 143.80 cm³ e = Vv / Vs = 0.61
 $\sigma_3 = 3.000$
 $\sigma_1 - \sigma_3 = 30.097$
 $\sigma_1 = 33.097$

ANEXO 2.3



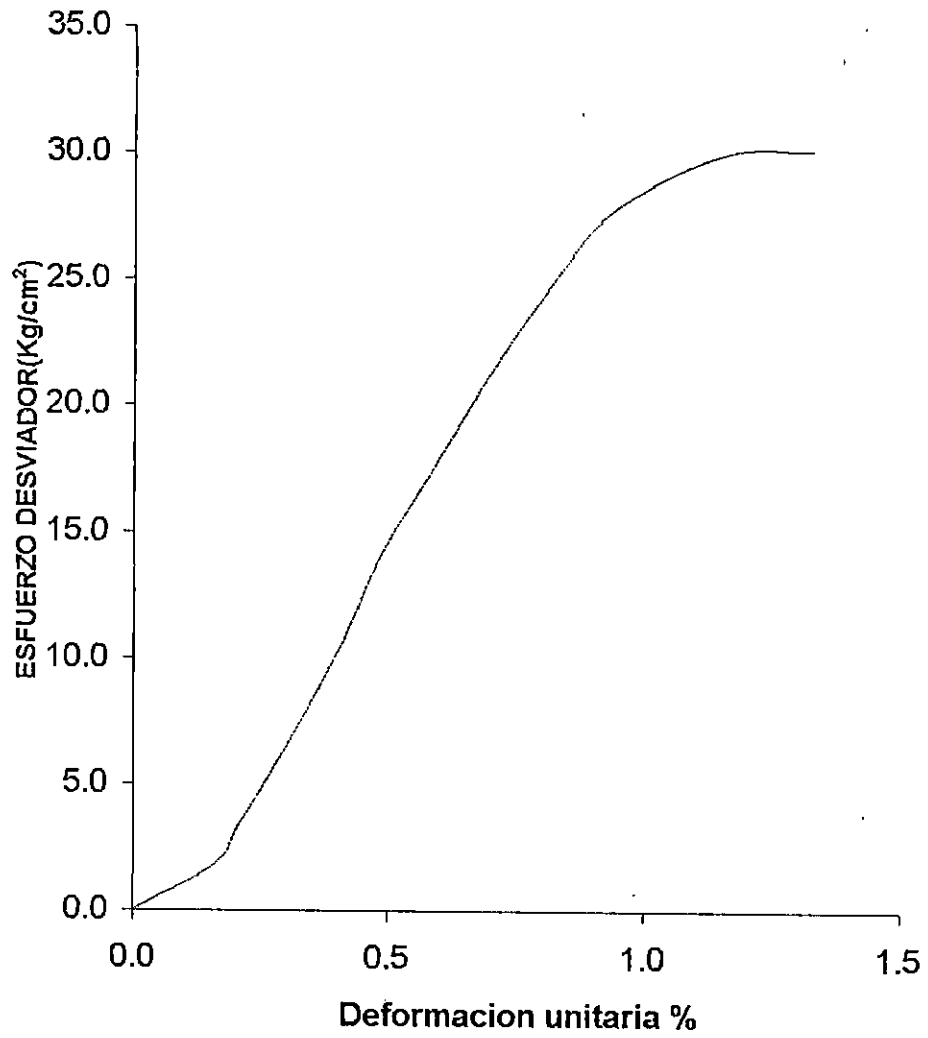
$\sigma_1 = 19.5 \text{ kg/cm}^2$
 $\sigma_1 - \sigma_3 = 18.05 \text{ kg/cm}^2$
 $\sigma_3 = 1 \text{ kg/cm}^2$
 $E = 2352.9 \text{ kg/cm}^2$

**GRAFICA ESFUERZO DEFORMACION
PROBETA 2 PIE DE TALUD**



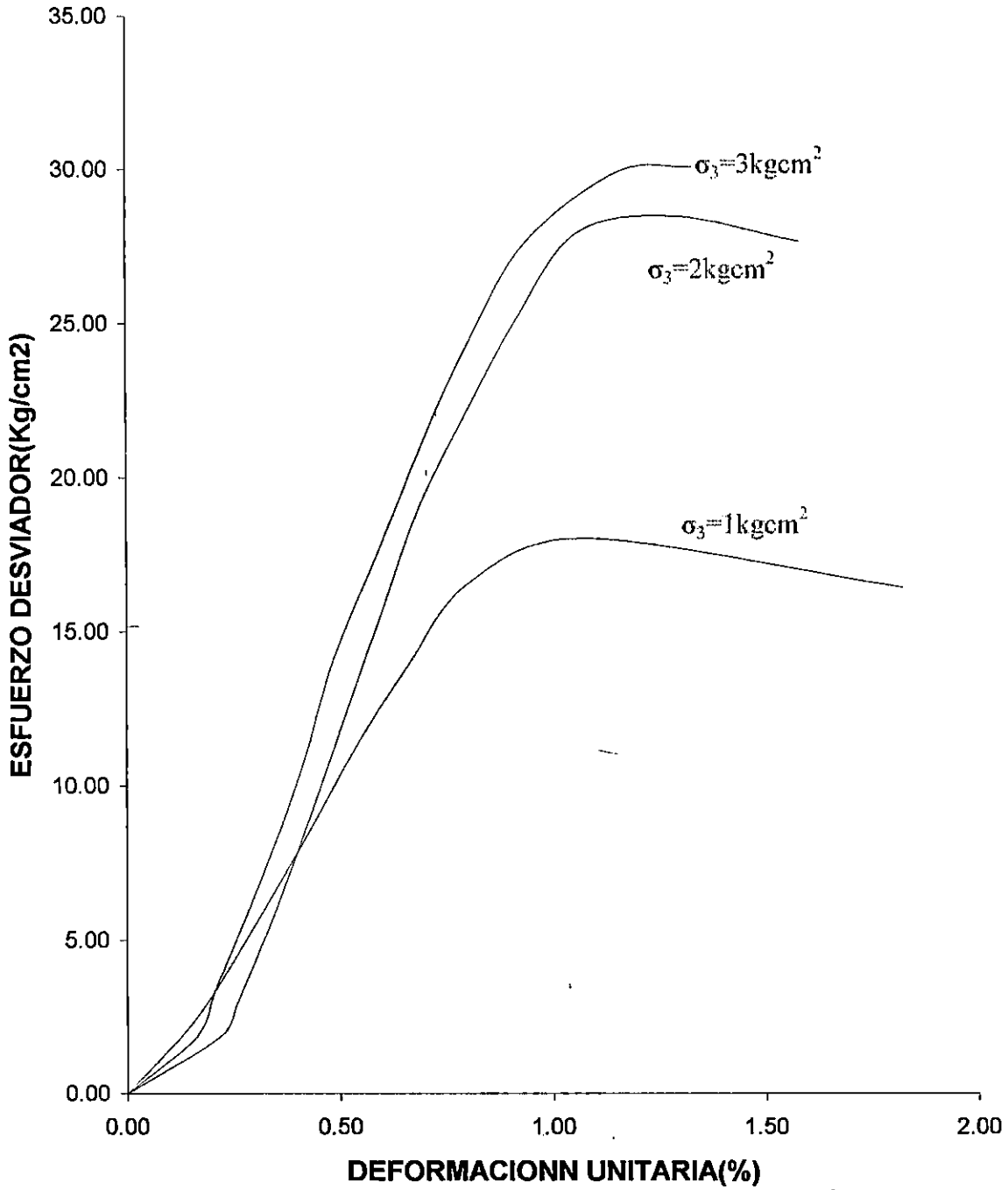
$\sigma_1 = 30.49 \text{ kg/cm}^2$
 $\sigma_1 - \sigma_3 = 29.49 \text{ kg/cm}^2$
 $\sigma_3 = 2 \text{ kg/cm}^2$
 $E = 3745.3 \text{ kg/cm}^2$

GRAFICA ESFUERZO DEFORMACION PROBETA 3 PIE DE TALUD



$\sigma_1 = 33.09 \text{ kg/cm}^2$
 $\sigma_1 - \sigma_3 = 30.09 \text{ kg/cm}^2$
 $\sigma_3 = 3 \text{ kg/cm}^2$
 $E = 3717.5 \text{ kg/cm}^2$

COMBINACION DE GRAFICAS ESFUERZO DEFORMACION
PIE DE TALUD



ANEXO 2.3

ENSAYO No _____ SONDEO No _____
 MUESTRA No _____ PROFUNDIDAD _____
 DESCRIPCION cuerpo de talud

 _____ K anillo de carga = 0.15625 kg/u σ_3 = 2 kg/cm²
 _____ K deformimetro = 0.01 mm/u
 _____ V velocidad de carga = 1 mm/min

DATOS INICIALES

D_s = 5.223 cm A_s = 21.425449 cm² W_m = 273.50 gr
 D_c = 5.19 cm A_c = 21.155563 cm² V_m = 222.81 cm³
 D_i = 5.293 cm A_i = 22.003596 cm² γ_s = 1.23 gr/cm³
 h = 10.44 cm A_m = (A_s + 4A_c + A_i) / 6 = 21.341883 cm² w% = 13.65 %

TIEMPO	ANILLO DE CARGA	CARGA (kg)	MICROM (u)	DEFORM AXIAL (mm)	DEFORM UNITARIA (%)	1- DEFORM UNITARIA	AREA CORREGIDA cm ²	ESFUERZO DESVIADOR (kg/cm ²)
0	0.0	0.00	0.0	0.0000	0.0000	1.000	21.34188	0.00000
30	112.0	17.50	21.0	0.2100	0.2011	0.998	21.38490	0.81833
60	250.0	39.06	33.0	0.3300	0.3161	0.997	21.40956	1.82454
90	338.0	52.81	40.0	0.4000	0.3831	0.996	21.42397	2.46511
120	430.0	67.19	57.0	0.5700	0.5460	0.995	21.45904	3.13096
150	580.0	90.63	67.0	0.6700	0.6418	0.994	21.47973	4.21909
180	729.0	113.91	79.0	0.7900	0.7567	0.992	21.50461	5.29683
210	880.0	137.50	92.0	0.9200	0.8812	0.991	21.53163	6.38596
240	1028.0	160.63	107.0	1.0700	1.0249	0.990	21.56288	7.44914
270	1160.0	181.25	124.0	1.2400	1.1877	0.988	21.59842	8.39182
300	1263.0	197.34	145.0	1.4500	1.3889	0.986	21.64247	9.11835
330	1330	207.8125	174.0	1.740	1.667	0.983	21.70361	9.57502
360	1342	209.6875	228.0	2.280	-2.184	0.978	21.81838	9.61059
390	1320	206.25	282.0	2.820	2.701	0.973	21.93436	9.40305
420	1297	202.6563	343.0	3.430	3.285	0.967	22.06688	9.18373

CLASIFICACION

W_s = 240.65 grs. W_w = W_m - W_s 32.85 grs.
 S_s = 2.57 V_v = V_m - V_s 129.17 cm³
 V_s - W_s / S_s = 93.64 cm³ e = V_v / V_s 1.38
 σ_1 = 2.000 kg/cm² G_w% = W_w / W * 100 0.25 %
 $\sigma_1 - \sigma_3$ = 9.611 kg/cm²
 σ_1 = 11.611 kg/cm²

ANEXO 2.3

ENSAYO No _____ SONDEO No _____
 MUESTRA No _____ PROFUNDIDAD _____
 DESCRIPCION cuerpo de talud

_____ $K_{\text{anillo de carga}} = 0.15625 \text{ kg/u}$ $\sigma_3 = 3 \text{ kg/cm}^2$
 _____ $K_{\text{deformimetro}} = 0.01 \text{ mm/u}$
 _____ $V_{\text{velocidad de carga}} = 1 \text{ mm/min}$

DATOS INICIALES

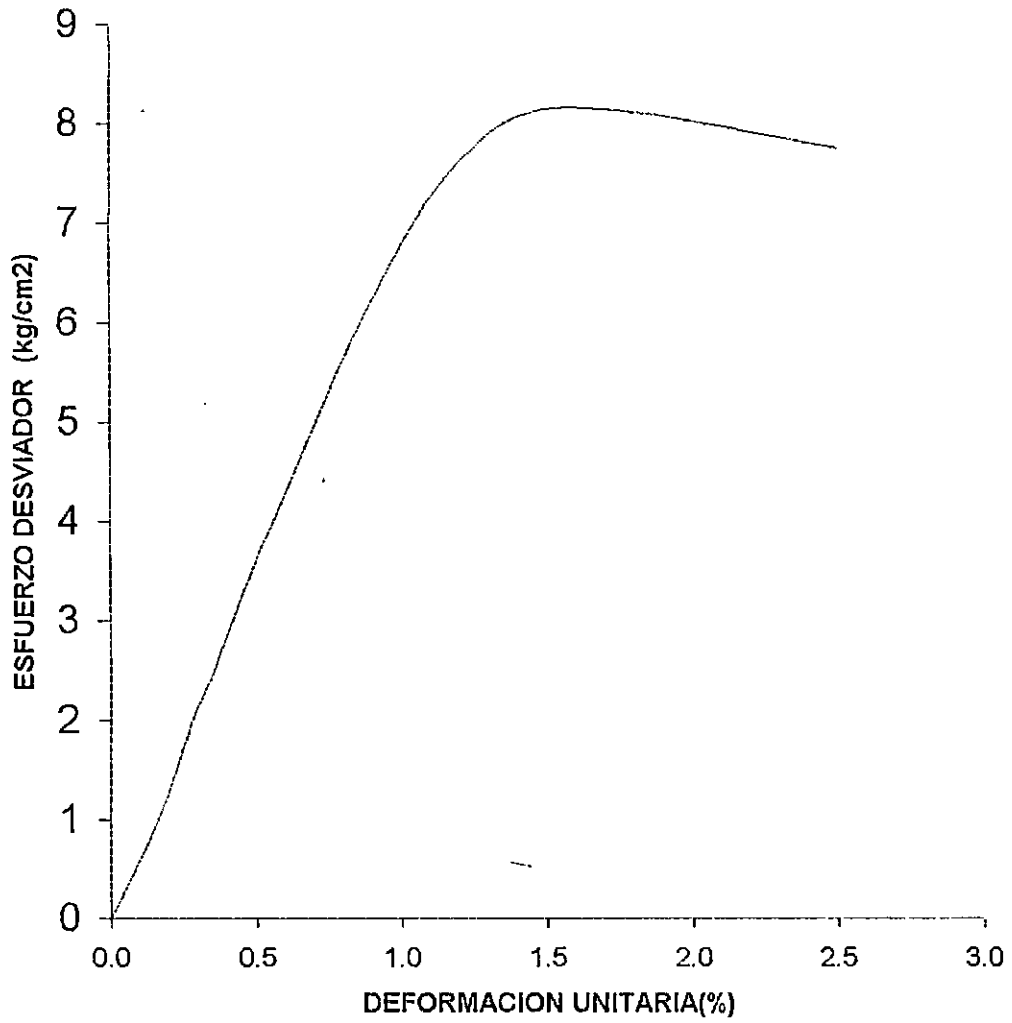
$D_s = 4.993 \text{ cm}$ $A_s = 19.580015 \text{ cm}^2$ $W_m = 325.00 \text{ gr.}$
 $D_c = 4.983 \text{ cm}$ $A_c = 19.501663 \text{ cm}^2$ $V_m = 197.57 \text{ cm}^3$
 $D_i = 4.766 \text{ cm}$ $A_i = 17.840128 \text{ cm}^2$ $\gamma_s = 1.64 \text{ gr/cm}^2$
 $h = 10.27 \text{ cm}$ $A_m = (A_s + 4A_c + A_i)/6 = 19.237799 \text{ cm}^2$ $w\% = 15.67 \%$

TIEMPO	ANILLO DE CARGA	CARGA (kg)	MICROM (u)	DEFORM AXIAL (mm)	DEFORM UNITARIA (%)	1- DEFORM UNITARIA	AREA CORREGIDA cm^2	ESFUERZO DESVIADOR (kg/cm^2)
0	0.0	0.00	0.0	0.0000	0.0000	1.000	19.238	0
30	110.0	17.19	22.0	0.2200	0.2142	0.998	19.279	0.8915095
60	240.0	37.50	38.0	0.3800	0.3700	0.996	19.309	1.9420749
90	330.0	51.56	45.0	0.4500	0.4382	0.996	19.322	2.6685261
120	453.0	70.78	53.0	0.5300	0.5161	0.995	19.338	3.6602925
150	602.0	94.06	60.0	0.6000	0.5842	0.994	19.351	4.8608971
180	708.0	110.63	82.0	0.8200	0.7984	0.992	19.393	5.7044843
210	856.0	133.75	94.0	0.9400	0.9153	0.991	19.416	6.8888235
240	996.0	155.63	110.0	1.1000	1.0711	0.989	19.446	8.0028972
270	1120.0	175.00	128.0	1.2800	1.2463	0.988	19.481	8.9832983
300	1228.0	191.88	151.0	1.5100	1.4703	0.985	19.525	9.8272082
330	1310.0	204.69	181.0	1.8100	1.7624	0.982	19.583	10.452342
360	1355.0	211.72	221.0	2.21	2.1519	0.97848	19.661	10.768528
390	1364.0	213.13	269.0	2.69	2.6193	0.97381	19.755	10.788275
420	1370.0	214.06	319.0	3.19	3.1061	0.96894	19.855	10.781557
450	1369.0	213.91	371.0	3.71	3.6125	0.96388	19.959	10.717388
480	1368.0	213.75	423.0	4.23	4.1188	0.95881	20.064	10.653302
510	1362.0	212.81	472.0	4.72	4.5959	0.95404	20.165	10.553797

CLASIFICACION

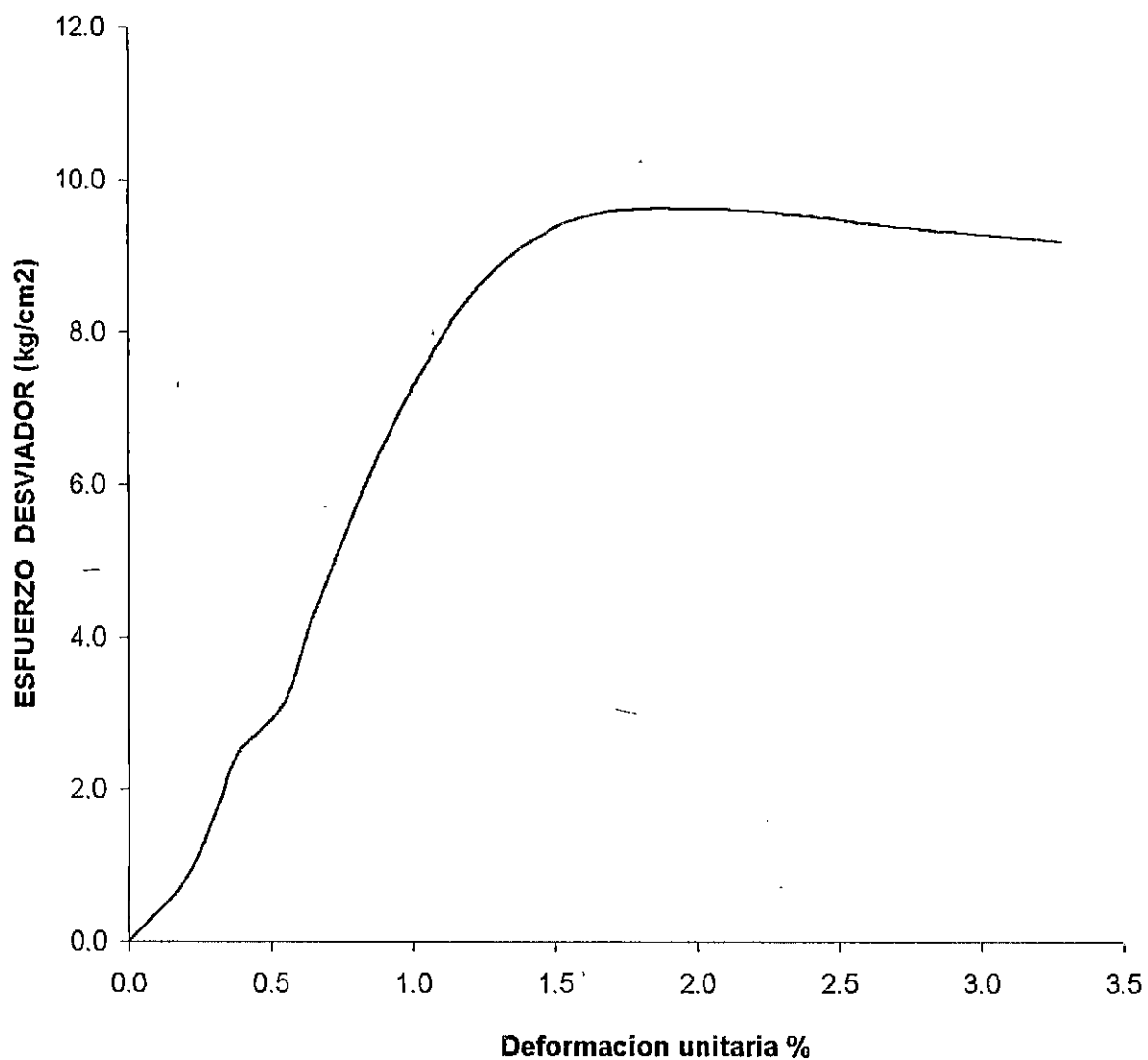
$W_s = 280.97 \text{ grs.}$ $W_w = W_m - W_s = 44.03 \text{ grs.}$
 $S_s = 2.57$ $V_v = V_m - V_s = 88.24 \text{ cm}^3$
 $V_s - W_s / S_s = 109.33 \text{ cm}^3$ $e = V_v / V_s = 0.81$
 $\sigma_1 = 3.000 \text{ kg/cm}^2$ $G_w\% = W_w / V_v * 100 = 0.50 \%$
 $\sigma_1 - \sigma_3 = 10.788 \text{ kg/cm}^2$
 $\sigma_3 = 13.788 \text{ kg/cm}^2$

GRAFICO ESFUERZO DEFORMACION PROBETA 1 CUERPO DEL TALUD



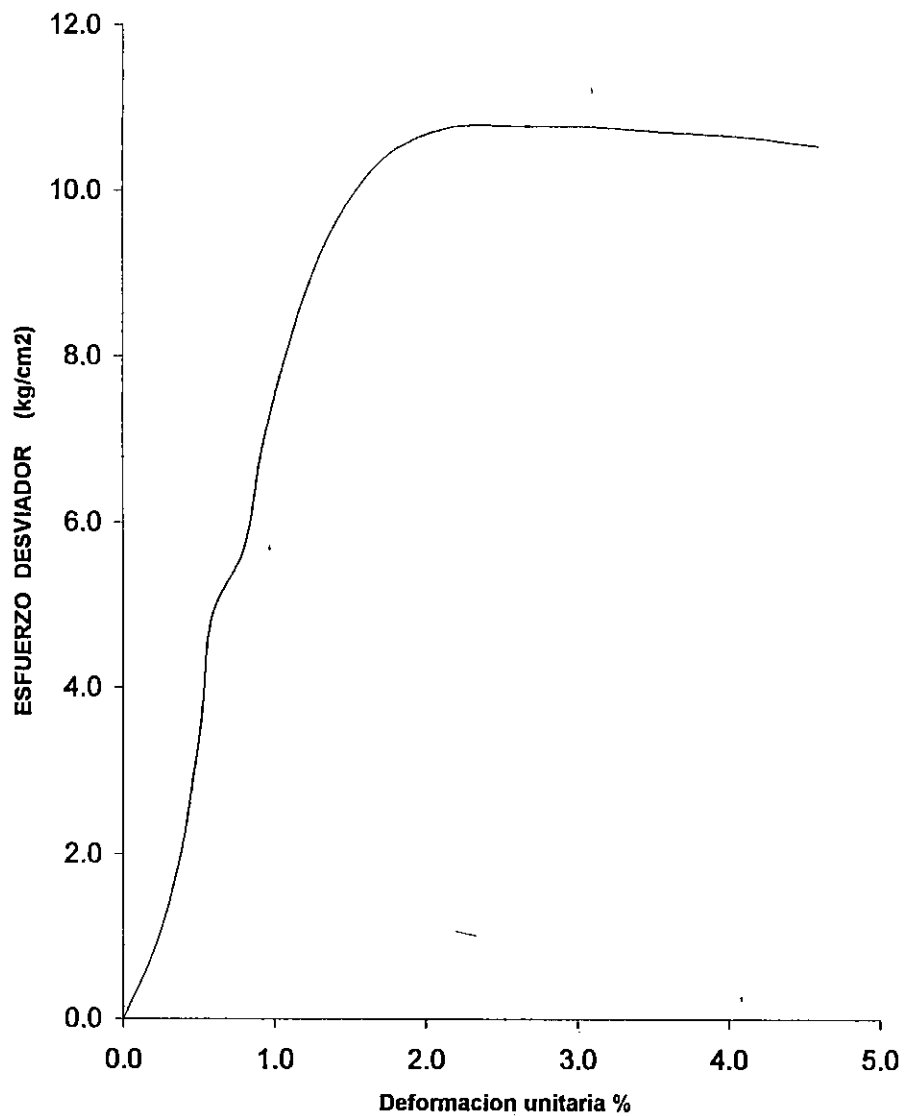
$\sigma_1 = 9.11 \text{ kg/cm}^2$
 $\sigma_1 - \sigma_3 = 8.11 \text{ kg/cm}^2$
 $\sigma_3 = 1 \text{ kg/cm}^2$
 $E = 6.734 \text{ kg/cm}^2$

GRAFICO ESFUERZO DEFORMACION PROBETA 2 CUERPO DEL TALUD

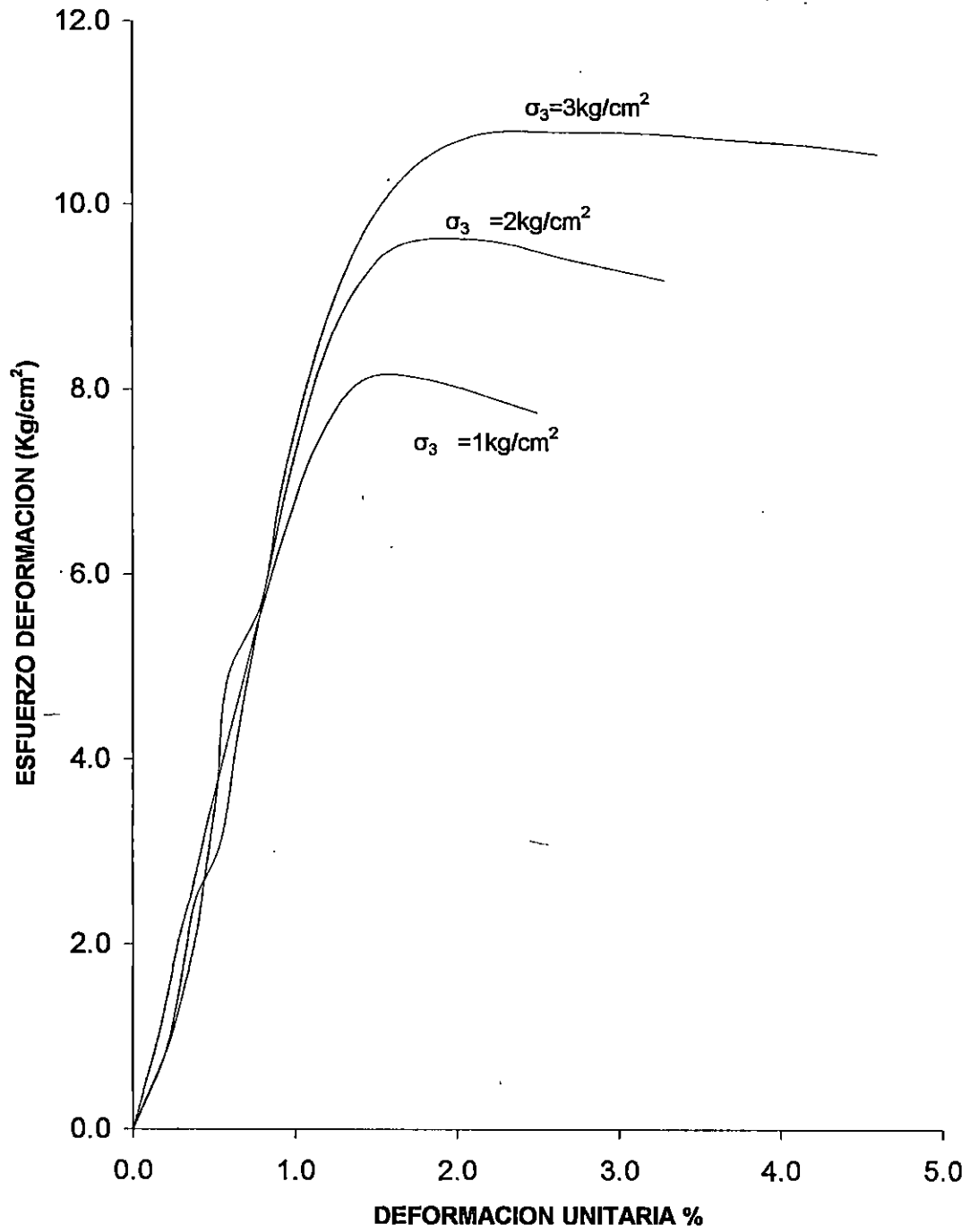


$\sigma_1 = 11.61 \text{ kg/cm}^2$
 $\sigma_1 - \sigma_3 = 9.61 \text{ kg/cm}^2$
 $\sigma_3 = 2 \text{ kg/cm}^2$
 $E = 913.2 \text{ kg/cm}^2$

**GRAFICO ESFUERZO DEFORMACION PROBETA 3
CUERPO DEL TALUD**



$\sigma_1 = 13.79 \text{ kg/cm}^2$
 $\sigma_1 - \sigma_3 = 10.79 \text{ kg/cm}^2$
 $\sigma_3 = 3 \text{ kg/cm}^2$
 $E = 1025.6 \text{ kg/cm}^2$



CURVAS ESFUERZO DEFORMACION PARA CUERPO DEFORMACION

FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
 ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL
 TRABAJO DE GRADUACION

ANALISIS GRANULOMETRICO

UBICACION: CORONA DEL TALUD

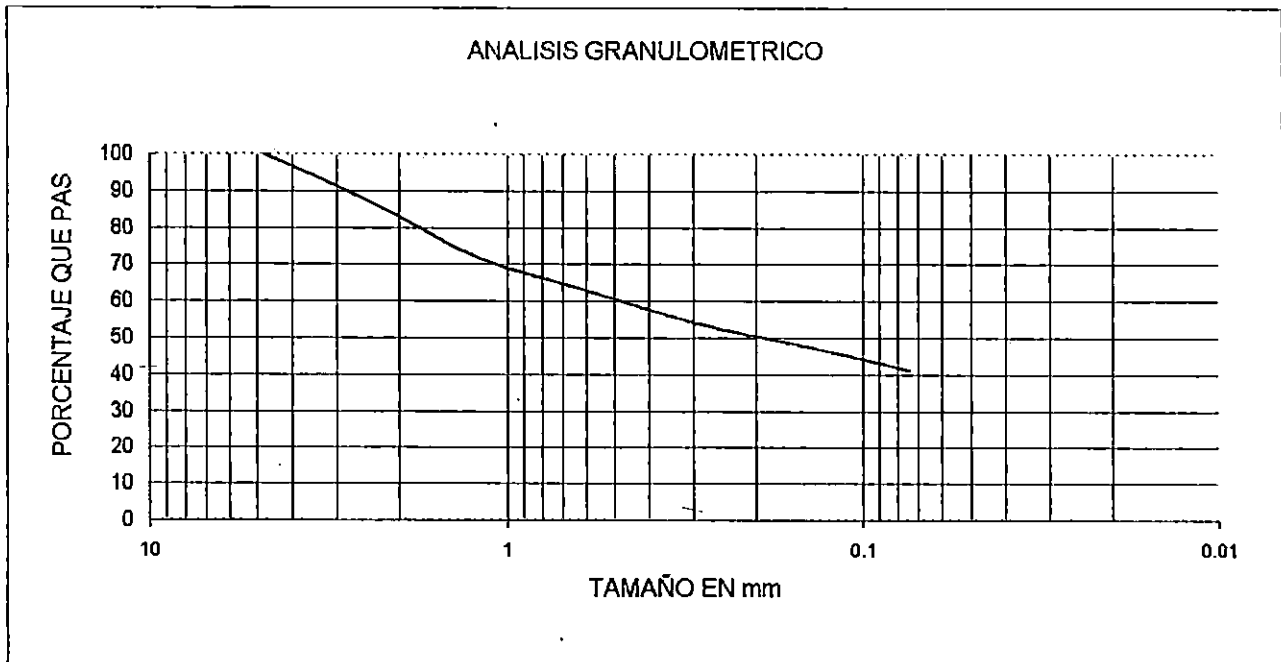
PESO INICIAL: 1000 grs

% DE GRAVAS: 12.6

% DE FINOS: 41.3

ELEVACION:

MALLA	PESO RETENIDO grs	% PARCIAL RETENIDO	% RETENIDO ACUMULADO	% QUE PASA
No. 4	0	0	0	100
No. 8	133	13.3	13.3	86.7
No. 16	149.8	14.98	28.28	71.72
No. 30	90.8	9.08	37.36	62.64
No. 50	83.6	8.36	45.72	54.28
No. 100	62.1	6.21	51.93	48.07
No. 200	68	6.8	58.73	41.27
Pasa #200	412.7	41.27	100	0
Total	1000			



FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
 ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL
 TRABAJO DE GRADUACION

ANALISIS GRANULOMETRICO

UBICACION: CUERPO DEL TALUD

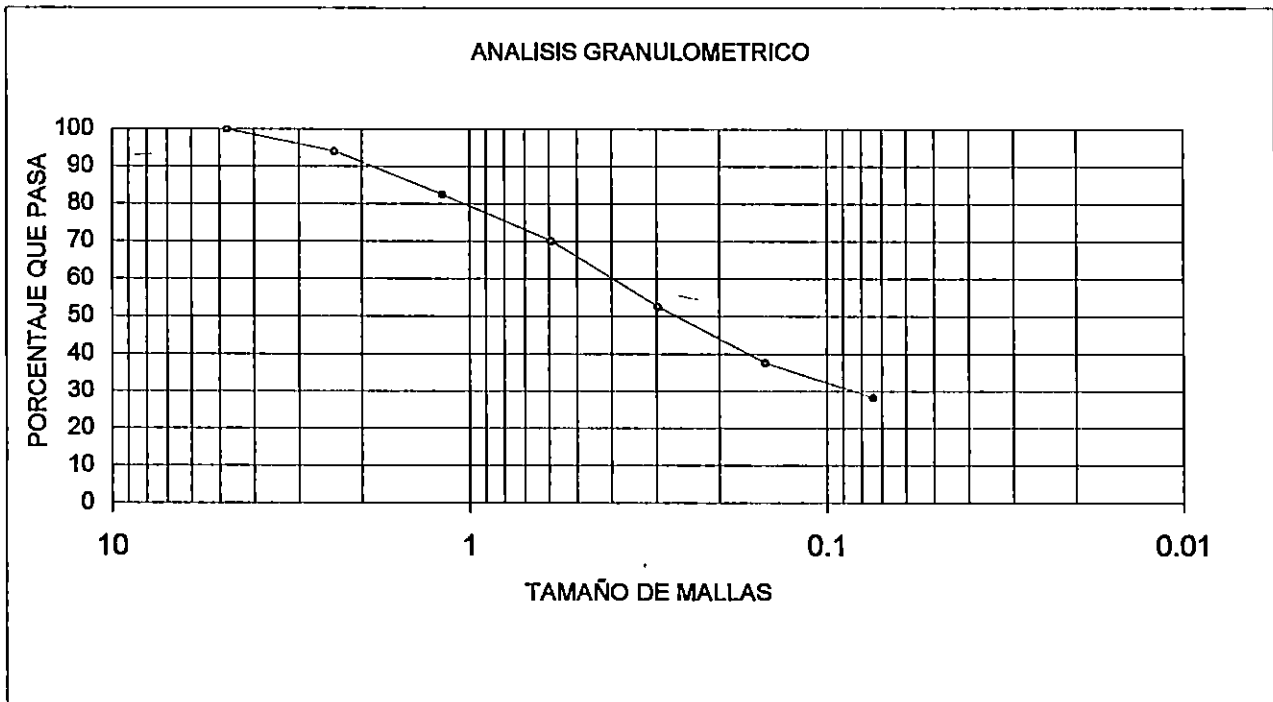
PESO INICIAL: 1000 grs

% DE GRAVAS: 9.42

% DE FINOS: 28.3

ELEVACION:

MALLA	PESO RETENIDO	% PARCIAL RETENIDO	% RETENIDO ACUMULADO	% QUE PASA
	grs			
No. 4	0	0	0	100
No. 8	60	6	6	94
No. 16	115	11.5	17.5	82.5
No. 30	122.8	12.28	29.78	70.22
No. 50	175.3	17.53	47.31	52.69
No. 100	150.1	15.01	62.32	37.68
No. 200	94	9.4	71.72	28.28
Pasa #200	282.8	28.28	100	0
Total	1000			



FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
 ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL
 TRABAJO DE GRADUACION

ANALISIS GRANULOMETRICO

UBICACION: PIE DEL TALUD

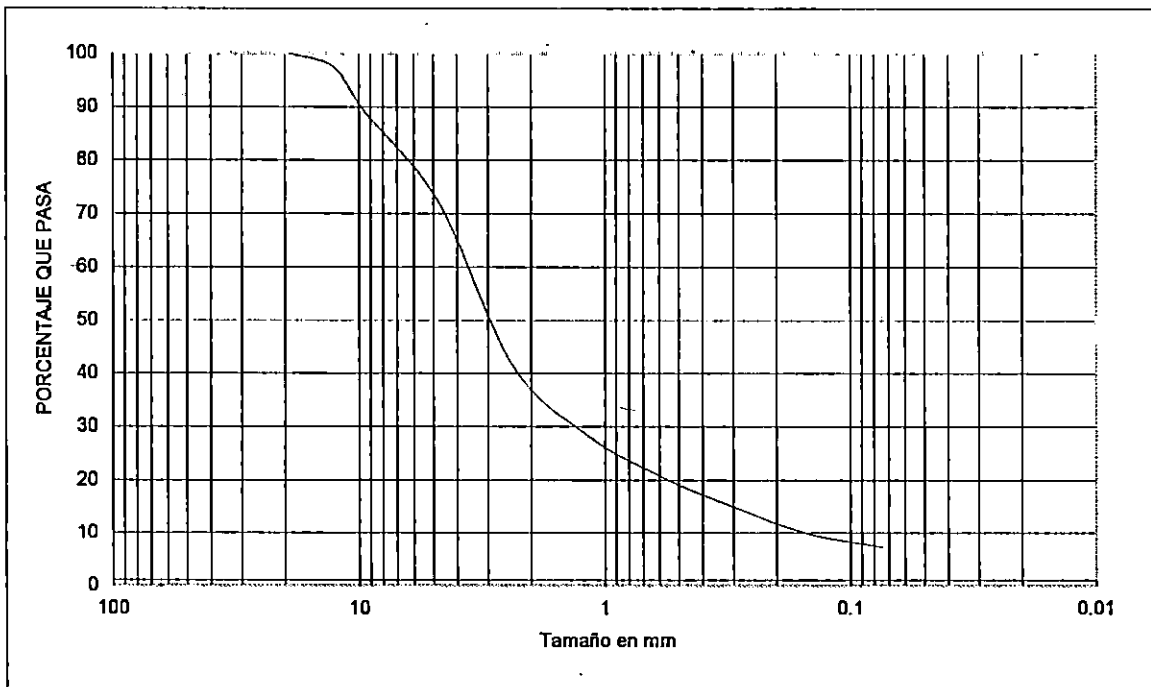
PESO INICIAL: 1500 grs

% DE GRAVAS: 27.62

% DE FINOS: 7.31

ELEVACION:

MAILLA	PESO RETENIDO	% PARCIAL RETENIDO	RETENIDO ACUMULA	% QUE PASA
	grs			
3/4"	0	0.00	0.00	100.00
1/2"	38.6	2.57	2.57	97.43
3/8"	123	8.20	10.77	89.23
No. 4	252.7	16.85	27.62	72.38
No. 8	460.8	30.72	58.34	41.66
No. 16	197.5	13.17	71.51	28.49
No. 30	118.3	7.89	79.39	20.61
No. 50	85.3	5.69	85.08	14.92
No. 100	77.1	5.14	90.22	9.78
No. 200	37	2.47	92.69	7.31
Pasa #200	109.7	7.31	100.00	0.00
Total	1500			



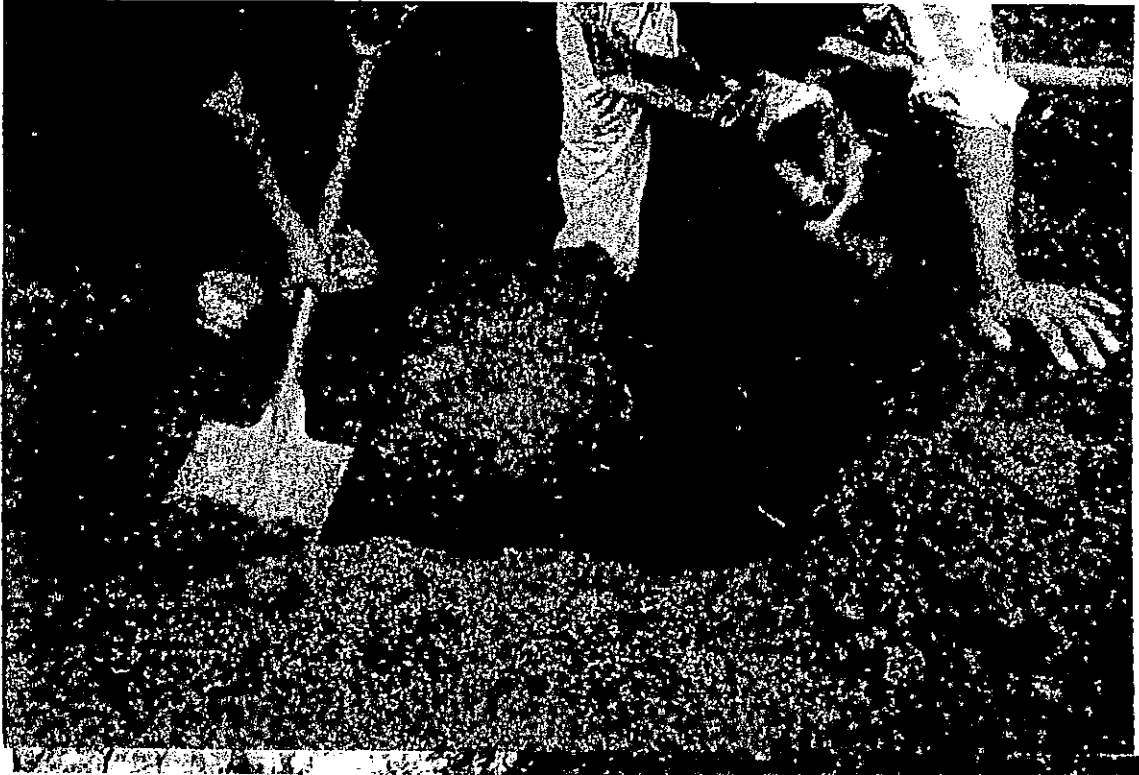
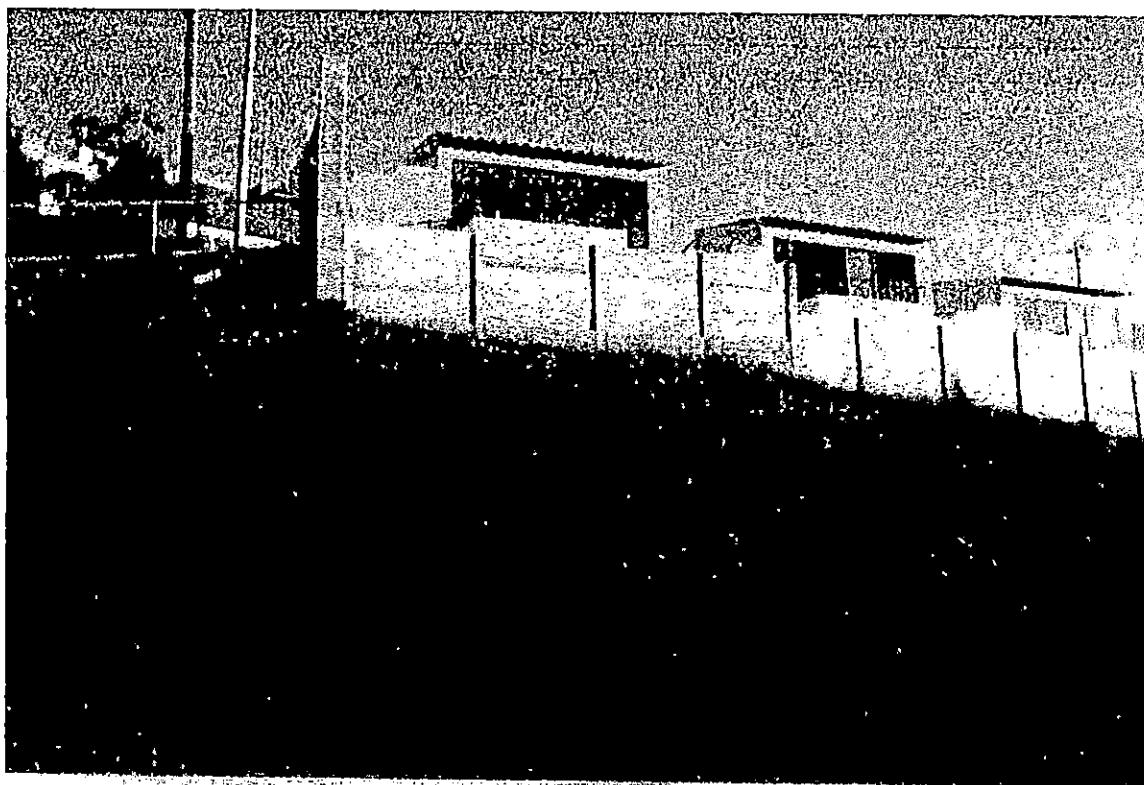


Foto N° 1 Extraccion de Muestra de Suelo inalterada de la corona de Talud.



Foto N^o 2 Talud N^o 5 ubicado en la Comunidad Tanque Seco, zona dañada por los Sismos del 13 de enero y 13 de febrero de 2002.



Foro N° 3: Talud 3, sobrecarga por viviendas unifamiliares en la corona del talud.