

TUES  
1501  
A473e  
1999  
Ej. 2

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR  
FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA  
INGENIERÍA CIVIL



ESTABILIDAD DE TALUDES. APLICACIÓN DE LAS GRÁFICAS  
DE TAYLOR A LOS SUELOS MÁS COMUNES DE EL SALVADOR

PRESENTADO POR

FREDY ALEXANDER ALVARENGA  
MARCIA LIZETH BARRERA HERNÁNDEZ  
FELIX OSWALDO SANDOVAL CARRANZA

15101695  
15101695

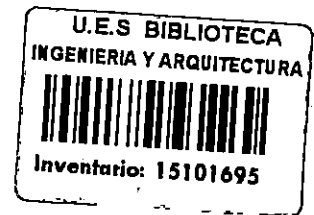
PARA OPTAR AL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL



CIUDAD UNIVERSITARIA, FEBRERO DE 1999.-

*Recibido el 22 febrero 1999*



**UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR**

**RECTOR**

:

Dr. José Benjamín López Guillén

**SECRETARIO GENERAL :**

Lic. Ennio Arturo Luna

**FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA**

**DECANO**

:

Ing. Joaquín Alberto Vanegas Aguilar

**SECRETARIO a.i.**

:

Ing. Oscar Eduardo Marroquín Hernández

**ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL**

**DIRECTOR**

:

Ing. Luis Rodolfo Nosiglia Durán



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

Trabajo de Graduación previo a la opción al grado de:

**INGENIERO CIVIL**

Título

:

**ESTABILIDAD DE TALUDES. APLICACIÓN DE LAS GRÁFICAS DE  
TAYLOR A LOS SUELOS MÁS COMUNES DE EL SALVADOR**

Presentado por

:

**FREDY ALEXANDER ALVARENGA  
MARCIA LIZETH BARRERA HERNÁNDEZ  
FELIX OSWALDO SANDOVAL CARRANZA**

Trabajo de Graduación aprobado por:

Coordinador

:

**Ing. M.Sc. Rogelio Ernesto Godínez González**

Asesor

:

**Ing. Mario Angel Guzmán Urbina**

Asesor

:

**Ing. Héctor Alejandro Portillo Cortez**

**San Salvador, Febrero de 1999.-**

## **AGRADECIMIENTOS**

Agradecemos a Dios Todopoderoso por habernos permitido culminar esta meta, y a todas las personas que de alguna manera colaboraron para que este trabajo se llevara a cabo, en especial:

Al Ing. M.Sc. Rogelio Ernesto Godínez, por su esfuerzo y dedicación para que nuestro estudio tenga el nivel requerido.

A la Señora Emma Hernández por su amabilidad y apoyo durante la realización de nuestro trabajo de graduación.

## DEDICATORIA

- A Nuestro Creador : Por dame sabiduría, y perseverancia.
- A mi madre : Dila del Carmen, por su amistad y amor.
- A mis hermanos : José Emerson, Dinora del Camen, Alma Aracely, Alba Elena y Maira Estela, por brindarme todo lo necesario para esta victoria, y por su constante lucha a la superación.
- A mi Tía : Ana Mayén, por su amor maternal.
- A todas las personas que confiaron en mí.

CAPÍ.

## DEDICATORIA

A todas las personas que me han proporcionado apoyo, confianza, cariño y comprensión. Gracias mami, papi, hermanita, hermanos, Sam, familia, amigos.

Marcia.

## DEDICATORIA

- A Dios Todo Poderoso : Por dame sabiduría.
- A mis padres : Felix de Jesús Sandoval y Rosa Melida Carranza por ser los seres más comprensivos y apoyarme en los momentos buenos y malos de mi vida.
- A ese ser especial : Edith Adelaida Alvarez Vicente por apoyarme siempre en mis momentos de debilidad y ser la persona que más amo junto a mi hija Andrea.
- A mis hermanos : Por apoyarme en todo momento.
- A todas las personas que de una u otra forma me apoyaron.

Felix



## RESUMEN

El trabajo de graduación titulado "Estabilidad de Taludes. Aplicación de las Gráficas de Taylor a los Suelos más Comunes de El Salvador", está enfocado al estudio de la estabilidad de los taludes, principalmente a los problemas que ocasionan estas estructuras cuando presentan falla. Por tal razón, se recopilan varios estudios realizados y casos analizados sobre taludes existentes que han fallado en el país, de donde se deduce, que las causas más frecuentes de inestabilidad son los efectos del agua, erosión, tubificación y otros como los sismos, malos procesos constructivos en taludes de corte y relleno y la falta de protección de taludes naturales o artificiales.

Para realizar el estudio de los taludes se hizo necesario revisar conceptos geológicos, geotécnicos, particularmente respecto al análisis de taludes. Se desarrolló un marco teórico que incluye los tipos de fallas en taludes y las causas más frecuentes que las provocan, y los métodos correctivos y preventivos de inestabilidad de taludes.

El estudio de los taludes requiere de un análisis de estabilidad, por eso, se desarrollan los métodos estáticos y pseudoestáticos más conocidos en el medio, como son, los creados por Arthur Casagrande, Fellenius, Donald W, Taylor, N. Jambú, Culmann, Gilboy y Casagrande, Jumikis y otros. Para ilustrar la aplicación de los métodos de Donald W. Taylor, N. Jambú, Fellenius y de la Cohesión Equivalente (de Gilboy y Casagrande) se realiza el análisis de estabilidad a un talud ubicado en la Colonia Santa Alegría, Ciudad Delgado. El análisis se efectúa para círculos críticos por el pie del talud, obteniendo, que los métodos aplicados proporcionan resultados

similares en el valor del factor de seguridad sin sobrecarga, suelo homogéneo y no estratificado.

Se estudian tres taludes ubicados a lo largo de la Autopista San Salvador – Aeropuerto Internacional de El Salvador, estos son: Talud Lotificación Rosales, km 6; Talud Colonia San Luis, km 12½, y Talud Iglesia Católica de Olocuilta, km 27. El estudio consistió en trabajo de campo: reconocimiento, levantamiento topográfico, exploración del subsuelo a través de la prueba de Penetración Estándar, extracción de muestras inalteradas in situ en pozos a cielo abierto; y en el trabajo de laboratorio se hizo ensayo de compresión triaxial prueba no consolidada no drenada, granulometría, gravedad específica y contenido de humedad del suelo que conforma cada talud. Obteniéndose así los parámetros de resistencia del suelo y leyes de resistencia al esfuerzo cortante, estos resultados se utilizan para la aplicación práctica de los cuatro métodos de análisis de estabilidad siguientes: Método de Donald W. Taylor, Método de N. Jambú, Método de Culmann y Método de Fellenius. Para el análisis pseudoestático se hizo solamente el Método de Fellenius y para el análisis estático, los cuatro métodos antes mencionados. El análisis de estabilidad determina el círculo de falla más crítico, ya sea que este se presente por el pie, en la base o en el cuerpo del talud; llegando a que los valores del factor de seguridad obtenidos por el Método de Taylor, el Método de Jambú y el Método de Culmann, son similares a los del método de Fellenius en la condición de análisis de carga gravitacional, pero sin sobrecarga. Los resultados del factor de seguridad obtenido a través de los análisis de estabilidad de los taludes se comparan con factores de seguridad exigidos por la Norma Técnica para Diseño de Cimentaciones y Estabilidad de Taludes del Reglamento para la

Seguridad Estructural de las Construcciones del MOP, Capítulo 6, Art. 1,2, y 3, obteniéndose que el talud de la Colonia San Luis es inestable bajo cualquier condición de carga, el talud de la Lotificación Rosales presenta condiciones de estabilidad bajo cualquier condición de carga, mientras que el talud de Olocuilta solo es inestable cuando está sobrecargado sin presencia de sismo. Por lo que se recomienda que en cada caso se haga lo siguiente:

Resolver los problemas que presentan los tres taludes estudiados, de la siguiente manera: reconformar el talud con suelo cemento, utilizar malla de gallinero para cubrir el cuerpo del talud con suelo cemento fluido y cal, utilización de flautas de tubería PVC para evacuar la filtración del agua lluvia que cae directamente al cuerpo del talud y construcción de sistemas de drenaje por medio de cajas y tubería PVC para evitar que las aguas lluvias corran por el cuerpo del talud y ocasionen erosión y arrastre superficial.

Por la importancia que tiene la Autopista San Salvador – Aeropuerto Internacional de El Salvador, este estudio necesita seguirse desarrollando respecto a la estabilidad e inestabilidad de los taludes en esta carretera, con el propósito de constituir un proyecto tipo, de laderas en vías de comunicación terrestre para su mejoramiento a través de técnicas apropiadas con material y equipo para ese fin.

## ÍNDICE GENERAL

	Página
Introducción .....	i
<b>CAPITULO I</b>	
<b>GENERALIDADES</b>	
Introducción .....	1
1.1. Anteproyecto.....	2
1.1.1 Antecedentes.....	2
1.1.2 Planteamiento del Problema.....	4
1.2. Objetivos.....	5
1.1.3 Justificación.....	6
1.1.4 Alcances.....	7
1.1.5 Delimitaciones.....	8
1.1.6 Limitaciones.....	8
1.1.7 Metodología de la Investigación.....	9
1.2 Los Taludes en El Salvador.....	10
1.2.1 Fallas de los Taludes en El Salvador.....	12
1.2.2 El Problema de la Inestabilidad de los Taludes en El Salvador.....	23
1.2.2.1 Estudios Realizados.....	24
1.2.2.2 Casos Analizados.....	30
1.3 Aplicación del Estudio de los Taludes.....	45
1.4 Generalidades sobre Taludes.....	47

1.4.1	Definición de Talud.....	47
1.4.2	Elementos que Componen un Talud.....	47
1.4.3	Tipos de taludes.....	48
1.4.4	Causas de la Inestabilidad de los Taludes.....	52
1.4.4.1	Factores más comunes que contribuyen a aumentar los esfuerzos cortantes actuantes en un talud.....	53
1.4.4.2	Factores más comunes que contribuyen a disminuir la resistencia al esfuerzo cortante en laderas y taludes.....	55
1.4.4.3	Sobrecarga en la Corona.....	57
1.4.4.4	Sismo.....	58
1.4.5	Fallas en Taludes.....	59
1.4.5.1	Tipos de fallas.....	59
1.5	Factores que se toman de base en el análisis de estabilidad de taludes.....	70
1.6	Geología en Inestabilidad de laderas y taludes en Ingeniería Civil	73
1.6.1	Descripción Geológica de El Salvador.....	74
1.6.2	Criterios y Parámetros Geológicos en Estabilidad e Inestabilidad de Taludes.....	82
1.6.2.1	Intemperismo.....	82
1.6.2.2	Procesos Geológicos.....	83
1.6.2.3	Erosión.....	84
1.6.2.4	Socavación.....	87
1.6.2.5	Estructuras Tectónicas.....	87
1.6.2.6	Fallas.....	88

1.7	Suelos más Comunes de El Salvador.....	89
1.7.1	Propiedades Físicas y Mecánicas de los Suelos.....	92
1.7.1.1	Propiedades Físicas de los Suelos que se toman en cuenta en el Análisis de Estabilidad de Laderas y Taludes.....	92
1.7.1.2	Propiedades Mecánicas.....	96
1.7.1.2.1	Permeabilidad.....	96
1.7.1.2.2	Consolidación.....	98
1.7.1.2.3	Resistencia al Corte.....	102
1.8	Identificación de Problemas de Estabilidad de Taludes en el Campo.....	106
1.9	La Inestabilidad y sus Correcciones.....	108
1.9.1	Modificación de la Geometría.....	113
1.9.2	Drenaje.....	113
1.9.3	Contención.....	116
1.9.4	Mejora de la Resistencia del Terreno.....	116
1.9.5	Métodos de Protección en Desprendimientos.....	117
1.9.6	Posibles Soluciones para el Control de la Erosión.....	122
	Conclusiones.....	128

## CAPITULO II

### ESTUDIO DE LA ESTABILIDAD DE TALUDES

	Introducción.....	129
2.1	Métodos de Análisis de Estabilidad de Taludes.....	130
2.1.1	Procedimiento de Arthur. Casagrande.....	131

2.1.2	Método de las Dovelas.....	137
2.1.2.1	Procedimiento de Fellenius para Análisis con Esfuerzos Totales.....	137
2.1.2.2	Procedimiento de Fellenius para Análisis con Esfuerzos Efectivos.....	142
2.1.2.3	Suelos Estratificados.....	147
2.1.2.4	Consideración de Fuerzas Sísmicas.....	149
2.1.3	Método Gráfico de Donald W. Taylor.....	153
2.1.3.1	Análisis para cuando el talud es de material cohesivo homogéneo ( $\phi=0$ ).....	154
2.1.3.2	Análisis para cuando el talud es de material cohesivo friccionante ( $\phi \neq 0$ , $c \neq 0$ ).....	165
2.1.3.3	Análisis para cuando un talud se encuentra limitado por un estrato horizontal resistente.....	166
2.1.4	Procedimiento Gráfico de Jambú.....	166
2.1.5	Método de la Cohesión Equivalente.....	168
2.1.6	Método de la Cuña.....	173
2.1.7	Método de Valle Rodas.....	174
2.1.8	Método Estático de Bishop.....	176
2.1.9	Método de Bishop y Morgensten.....	182
2.1.10	Método de Bishop Considerando Fuerzas de Sismo.....	189
2.1.11	Procedimiento de Cálculo con el Círculo de Fricción, de Gilboy y Casagrande.....	191
2.2	Otros Métodos de Análisis.....	198
2.2.1	Método de Culmann.....	198

3.1.2	Pruebas y Ensayos.....	247
3.1.2.1	Trabajo de Campo.....	247
3.1.2.2	Trabajo de Laboratorio.....	248
3.2	Resultados Obtenidos.....	250
3.2.1	Resultados Obtenidos de las Pruebas y Ensayos.....	250
3.2.2	Análisis de Estabilidad de los taludes en estudio y Resultados Obtenidos.....	251
3.2.2.1	Cálculo del Factor de Seguridad Talud Lotificación Rosales, km 6 Autopista a Comalapa.....	251
3.2.2.2	Cálculo del Factor de Seguridad Talud Colonia San Luis km 12 ½, Autopista a Comalapa.....	259
3.2.2.3	Cálculo del Factor de Seguridad Talud Iglesia Católica de Olocuilta Autopista a Comalapa.....	273
3.3	Análisis de Resultados.....	286
3.3.1	Ensayo Triaxial.....	286
3.3.2	Análisis de Estabilidad.....	289
	Conclusiones.....	293
	Recomendaciones.....	295

## CAPITULO IV

### CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

4.1	Consideraciones.....	298
4.2	Conclusiones.....	299
4.3	Recomendaciones.....	302



4.4	Trabajos Futuros.....	303
	Bibliografía.....	304
	Anexos	

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla	Contenido	Página
1.1	Algunos deslizamientos importantes ocurridos en El Salvador .....	22
1.2	Deslizamientos inducidos por sismos en El Salvador .....	23
1.3	Resultados Obtenidos del Estudio de Suelos .....	39
1.4	Resultados Obtenidos del Análisis de Estabilidad .....	40
1.5	Resultados Obtenidos de Casos de Taludes Analizados .....	41
1.6	Factores que Producen los Deslizamientos .....	56
1.7	Factores de Seguridad obtenidos en diferentes tipos de suelos .....	72
1.8	Factores de seguridad obtenidos en suelos con diferentes grados de humedad. ....	73
1.9	Sucesión Estratigráfica de El Salvador.....	77
1.10	Características Mecánicas de Algunas Arenas de Pómez .....	91
1.11	Características Mecánicas y Físicas de los suelos arcillosos al Sur Oeste de la ciudad de San Miguel .....	91
1.12	Relaciones Volumétricas y Gravimétricas .....	94
1.13	Clasificación de los suelos de acuerdo a su coeficiente de permeabilidad ....	97
1.14	Pruebas de consolidación típica del suelo del Area Metropolitana de San Salvador .....	101
1.15	Hechos que ayudan a reconocer deslizamientos activos o recientemente activos.....	109
1.16	Comparación de mallas de plástico y metálicas .....	121

1.17	Métodos de protección de taludes con medidas mecánicas .....	125
2.1	Números de Estabilidad obtenidos por diferentes métodos .....	156
2.2	Angulos Direccionales para localizar el centro del círculo de falla .....	170
2.3	Determinación de los coeficientes m y n para calcular el factor de seguridad según Bishop y Morgensten .....	186
2.4	Aplicación, Tipos de falla y ventajas de los Métodos de Análisis de Estabilidad de Taludes.....	206
2.5	Factores de Seguridad según las Normas Técnicas para el Diseño de Estabilidad de Taludes.....	210
2.6	Factores de Seguridad por el Método de las Dovelas .....	217
2.7	Cálculo del Factor de Seguridad para el Círculo de Prueba con Centro en $O_1$ .....	218
2.8	Cálculo del Factor de Seguridad para el Círculo de Prueba con Centro de $O_5$ .....	219
2.9	Cálculo del Factor de Seguridad para el Círculo de Prueba con Centro de $O_6$ .....	220
2.10	Cálculo del Factor de Seguridad para el Círculo de Prueba con Centro de $O_8$ .....	221
2.11	Cálculo del Factor de Seguridad para el Círculo de Prueba con Centro de $O_9$ .....	222
2.12	Cálculo del Factor de Seguridad para el Círculo de Prueba con Centro de $O_{10}$ .....	223
2.13	Cálculo de la Cohesión C para círculo con Centro en $O_0$ por el Método de la Cohesión Equivalente .....	226

2.14	Cálculo de la Cohesión C para círculo con Centro en $O_1$ por el Método de la Cohesión Equivalente .....	227
2.15	Cálculo de la Cohesión C para círculo con Centro en $O_2$ por el Método de la Cohesión Equivalente .....	228
2.16	Cálculo de la Cohesión C para círculo con Centro en $O_3$ por el Método de la Cohesión Equivalente .....	229
2.17	Cálculo de la Cohesión C para círculo con Centro en $O_4$ por el Método de la Cohesión Equivalente .....	230
2.18	Cálculo de la Cohesión C para círculo con Centro en $O_5$ por el Método de la Cohesión Equivalente .....	231
2.19	Cálculo de la Cohesión C para círculo con Centro en $O_{crit}$ por el Método de la Cohesión Equivalente .....	232
2.20	Resumen de los resultados obtenidos del análisis de estabilidad .....	234
3.1	Factores de Seguridad. Talud Lotificación Rosales .....	254
3.2	Cálculo del Factor de Seguridad por el Método de las Dovelas para Círculo de Prueba con Centro en $O_1$ . Talud Lotificación Rosales, Autopista a Comalapa, km 6 .....	255
3.3	Cálculo del Factor de Seguridad por el Método de las Dovelas para Círculo de Prueba con Centro en $O_2$ . Talud Lotificación Rosales, Autopista a Comalapa, km 6 .....	256
3.4	Cálculo del Factor de Seguridad por el Método de las Dovelas para Círculo de Prueba con Centro en $O_5$ . Talud Lotificación Rosales, Autopista a Comalapa, km 6 .....	257

3.5	Cálculo del Factor de Seguridad por el Método de las Dovelas para Círculo de Prueba con Centro en O <sub>6</sub> . Talud Lotificación Rosales, Autopista a Comalapa, km 6.....	258
3.6	Factores de Seguridad. Talud Colonia San Luis.....	266
3.7	Cálculo del Factor de Seguridad por el Método de las Dovelas para Círculo de Prueba con Centro en O <sub>7</sub> . Talud Colonia San Luis, Autopista a Comalapa, km 12 ½ .....	267
3.8	Cálculo del Factor de Seguridad por el Método de las Dovelas para Círculo de Prueba con Centro en O <sub>8</sub> . Talud Colonia San Luis, Autopista a Comalapa, km 12 ½.....	268
3.9	Cálculo del Factor de Seguridad por el Método de las Dovelas para Círculo de Prueba con Centro en O <sub>9</sub> . Talud Colonia San Luis, Autopista a Comalapa, km 12 ½.....	269
3.10	Cálculo del Factor de Seguridad por el Método de las Dovelas para Círculo de Prueba con Centro en O <sub>10</sub> . Talud Colonia San Luis, Autopista a Comalapa, km 12 ½.....	270
3.11	Cálculo del Factor de Seguridad por el Método de las Dovelas para Círculo de Prueba con Centro en O <sub>13</sub> . Talud Lotificación Rosales, Autopista a Comalapa, km 12 ½.....	271
3.12	Cálculo del Factor de Seguridad por el Método de las Dovelas para Círculo de Prueba con Centro en O <sub>15</sub> . Talud Lotificación Rosales, Autopista a Comalapa, km 12 ½.....	272
3.13	Factores de Seguridad. Talud Olocuilta .....	278

3.14	Cálculo del Factor de Seguridad por el Método de las Dovelas para Círculo de Prueba con Centro en $O_8$ . Talud Iglesia Católica de Olocuilta, Autopista a Comalapa, km 27 .....	279
3.15	Cálculo del Factor de Seguridad por el Método de las Dovelas para Círculo de Prueba con Centro en $O_9$ . Talud Iglesia Católica de Olocuilta, Autopista a Comalapa, km 27 .....	280
3.16	Cálculo del Factor de Seguridad por el Método de las Dovelas para Círculo de Prueba con Centro en $O_{10}$ . Talud Iglesia Católica de Olocuilta, Autopista a Comalapa, km 27 .....	281
3.17	Cálculo del Factor de Seguridad por el Método de las Dovelas para Círculo de Prueba con Centro en $O_{11}$ . Talud Iglesia Católica de Olocuilta, Autopista a Comalapa, km 27 .....	282
3.18	Cálculo del Factor de Seguridad por el Método de las Dovelas para Círculo de Prueba con Centro en $O_{14}$ . Talud Iglesia Católica de Olocuilta, Autopista a Comalapa, km 27 .....	283
3.19	Cálculo del Factor de Seguridad por el Método de las Dovelas para Círculo de Prueba con Centro en $O_{15}$ . Talud Iglesia Católica de Olocuilta, Autopista a Comalapa, km 27 .....	284
3.20	Resumen de los Factores de Seguridad Mínimos Gravitatorios.....	285
3.21	Características de los taludes estudiados .....	285

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura	Contenido	Página
1.1	Vista en planta del deslizamiento Colonia El Matazano No. 3.....	15
1.2	Ubicación del Deslizamiento en las faldas del Volcán Chinchontepec.....	16
1.3	Plano de Ubicación del Deslizamiento de la Loma La Cuaresma .....	17
1.4	Deslizamiento en Loma “La Cuaresma” .....	18
1.5	Plano de Ubicación de la zona de deslizamiento, Cerro Miramundo .....	19
1.6	Diagrama del talud Nor – Este del Cerro La Burrera .....	20
1.7	Nomenclatura usual en taludes .....	48
1.8	Taludes naturales y artificiales.....	50
1.9	Falla de una masa de tierra por deslizamiento.....	60
1.10	Signos de deslizamiento superficial.....	62
1.11	Fallas por rotación.....	64
1.12	Falla por Traslación.....	64
1.13	Flujos en materiales secos y húmedos.....	66
1.14	Derrumbes y sus posibles trayectorias.....	67
1.15	Relación entre la altura de un talud vs. factor de seguridad obtenido.....	70
1.16	Relación entre el ángulo de inclinación de un talud vs. factor de seguridad obtenido.....	71
1.17	Procesos Geológicos .....	85
1.18	Diagrama que ilustra el rumbo y echado de las rocas .....	89
1.19	Esquema de las diferentes fases del suelo .....	94

1.20	Curvas de Compresibilidad para dos procesos de carga y descarga consecutivos.....	100
1.21	Curva Grado de Consolidación vs tiempo.....	103
1.22	Métodos para corregir deslizamientos.....	112
1.23	Métodos Correctivos para el Drenaje Superficial en Taludes.....	114
1.24	Sistemas de drenaje de taludes.....	115
1.25	Efecto de una berma en un talud.....	119
2.1	Procedimiento de A. Casagrande para aplicar el Método Sueco a un talud puramente cohesivo.....	132
2.2	Grietas de tensión en la corona de un talud.....	135
2.3	Procedimiento de las Dovelas o de Fellenius.....	139
2.4	Esquema de un talud utilizando el método de Fellenius.....	140
2.5	Fuerzas que actúan en una dovela .....	144
2.6	Método de Fellenius considerando fuerzas de filtración .....	147
2.7	Aplicación del Método Sueco a taludes en suelos estratificados .....	148
2.8	Método de Fellenius considerando fuerzas sísmicas .....	150
2.9	Gráfica de Taylor para determinar los números de Estabilidad en Taludes Cohesivos Homogéneos y Cohesivos Friccionantes.....	155
2.10	Método de Taylor para encontrar el círculo crítico de falla por la base en un talud de material cohesivo homogéneo .....	159
2.11	Variación del ángulo central $2\theta$ en un talud de material cohesivo homogéneo.....	163
2.12	Círculo con falla de pie del talud, tangente a un estrato resistente.....	166



2.13	Coordenadas de los centros de círculos críticos por el pie del talud según N. Jambú .....	167
2.14	Números de Estabilidad asociados a círculos críticos por el pie del talud, según N. Jambú .....	169
2.15	Localización del centro $O_c$ para el círculo crítico.....	171
2.16	Método de la Cuña.....	173
2.17	Fuerzas actuantes en el talud, según Valle Rodas .....	175
2.18	División de un talud en dovelas .....	176
2.19	Fuerzas que actúan en cada una de las dovelas de un talud.....	177
2.20	Gráfico para la determinación de $M_i$ ( $\theta_i$ ).....	183
2.21	Fuerzas que actúan en una dovela de un talud sometido a sismo.....	189
2.22	Círculo de Fricción .....	193
2.23	Círculo Modificado de Fricción.....	194
2.24	Gráfica de Taylor para determinar el coeficiente $K$ .....	195
2.25	Fuerzas cohesivas resistentes actuando sobre la superficie de falla .....	196
2.26	Elementos del talud para análisis por el método de Culmann.....	199
2.27	Triángulo de fuerzas utilizado en el análisis de un talud por el Método de Culmann.....	200
2.28	Mapa de Regionalización sísmica para la República de El Salvador .....	209
2.29	Sección transversal del talud ubicado en la colonia Santa Alegría .....	210
2.30	Ejemplo de aplicación del Método de las Dovelas para el círculo crítico con centro en $O_1$ .....	214
2.31	Aplicación del Método de la Cohesión Equivalente .....	225
2.32	Localización del círculo crítico $O_c$ .....	233

3.1	Talud Lotificación Rosales .....	252
3.2	Talud Colonia San Luis .....	259
3.3	Talud Iglesia Católica de Olocuilta.....	273
3.4	Falla plana en el talud .....	276

## SIMBOLOGÍA

$\phi$	: Angulo de fricción interno del suelo
$\beta$	: Angulo de inclinación del talud
$\sigma$	: Esfuerzo normal de resistencia del suelo
$\gamma_m$	: Peso volumétrico del suelo
$\gamma_h$	: Peso volumétrico húmedo del suelo
$\gamma_{sat}$	: Peso volumétrico saturado del suelo
$\gamma_w$	: Peso volumétrico del agua
$\tau_i$	: Fuerza cortante a lo largo de la base de la dovela
$\Delta L_i$	: 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
$c_v$	: Coeficiente de consolidación
D	: Factor de profundidad
$E_1$ y $E_2$	: Fuerzas normales interdovelas
$F_f$	: Fuerza de filtración
$F_g$	: Fuerza gravitacional
$F_{r_i}$	: Fuerza de fricción de cada dovela
FS	: Factor de seguridad
$F_s$	: Fuerza sísmica
$G_w$	: Grado de humedad

- H** : Altura del talud
- $h_w$**  : Carga de presión de poros
- k** : Coeficiente de permeabilidad
- $K_h$**  : Coeficiente sísmico horizontal
- $K_v$**  : Coeficiente sísmico vertical
- m y n** : Coeficiente de seguridad
- $M_m$**  : Momento de las fuerzas actuantes o momento motor
- $M_r$**  : Momento de las fuerzas opositoras o Memento Resistente
- n%** : Porosidad del suelo
- $N'$**  : Fuerza normal de reacción en la base de la dovela
- $N_e$**  : 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 iésima en el estudio
- $P_c$**  : Presión de preconsolidación
- q** : Fuerza distribuida en la corona del talud
- R** : Radio de la superficie de falla
- $r_u$**  : Coeficiente de poros o razón de presión de poros
- 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
- $U$  : Presión de poros
- $V_a$  : Volumen de aire incluido en el suelo,
- $V_g$  : Volumen de gases incluidos en el suelo
- $V_s$  : Volumen de sólidos que constituyen el suelo
- $V_v$  : Volumen de vacíos que contiene el suelo
- $V_w$  : Volumen de agua contenida en el suelo
- $W$  : Peso de la masa del 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**

<b>A.M.S.S.</b>	<b>: Área Metropolitana de San Salvador</b>
<b>C.O.E.N.</b>	<b>: Comité de Emergencia Nacional</b>
<b>M.O.P.</b>	<b>: Ministerio de Obras Públicas</b>
<b>O.P.A.M.S.S.</b>	<b>: Oficina de Planificación del Área Metropolitana de San Salvador</b>
<b>R.E.D.S.E.S.</b>	<b>: Reglamento de Emergencia de Diseño Sísmico de El Salvador</b>
<b>U.E.S.</b>	<b>: Universidad de El Salvador</b>
<b>U.C.A.</b>	<b>: Universidad Centroamericana "José Simeón Cañas"</b>
<b>S.U.C.S.</b>	<b>: Sistema Unificado de Clasificación de Suelos</b>

## INTRODUCCIÓN

El presente trabajo se enmarca en el estudio de la inestabilidad y la estabilidad de los taludes en El Salvador. Con este propósito se hizo una recopilación de casos y estudios de inestabilidad ocurridos en varios lugares del país, como experiencia previa a revisar los conceptos básicos sobre el comportamiento de taludes y laderas, las causas que provocan la inestabilidad, los tipos de fallas más comunes, los factores que se toman de base en el análisis de estabilidad como la geología, los tipos de suelos, su composición y propiedades y los métodos correctivos y preventivos de la inestabilidad.

El estudio de los taludes, involucra el análisis de estabilidad por métodos analíticos existentes, que han sido desarrollados. Entre ellos se tiene el Método de Fellenius o de las dovelas, Método de Donald W. Taylor, procedimiento de N Jambú, Método de la Cohesión Equivalente, Método de la Cuña, Método de Bishop, Procedimiento del Cálculo con el círculo de fricción, Método de Newmark y otros. De los métodos estudiados, se hace énfasis al Método Gráfico de Taylor ya que es de aplicación rápida y simplificada; y además se obtienen resultados satisfactorios cuando se aplica para las condiciones de análisis que fue realizado. Se aplica la Norma Técnica para Diseño de Cimentaciones y Estabilidad de Taludes, como requisito nacional que se debe cumplir, con el objeto de tener parámetros comparativos que garanticen condición de inestabilidad a través del factor de seguridad de 1.4 en análisis estático y 1.1 para análisis por sismo. Se ilustra el uso de los métodos de análisis aplicados al talud de la Colonia Santa Alegría de Ciudad Delgado, estos son el método

de Donald W. Taylor, N. Jambú, Fellenius o de las dovelas y el Método de la cohesión equivalente. Donde comparativamente se obtienen resultados similares del factor de seguridad para los cuatro métodos aplicados.

Los tres taludes que se estudian están localizados a lo largo de la Autopista San Salvador Aeropuerto Internacional de El Salvador, estos son: talud Lotificación Rosales km 6, talud colonia San Luis km 12½ y talud Iglesia Católica de Olocuilta km 27. El estudio realizado a estos taludes comprende reconocimiento y topografía, además, se realizaron las pruebas de penetración estándar para cada talud y la extracción de muestras inalteradas en pozos a cielo abierto; el trabajo de laboratorio consistió, en realizar el ensayo de compresión triaxial, el análisis granulométrico, la gravedad específica y la prueba de contenido de humedad para el suelo de cada talud.

Con los resultados obtenidos de las pruebas de laboratorio y del levantamiento topográfico, se realiza el análisis de estabilidad para cada talud por los métodos de Donald W. Taylor, Fellenius, N Jambú y Método de Culmann, se presentan los factores de seguridad obtenidos para cada talud, y se comparan dichos resultados.

Las conclusiones y recomendaciones están basadas en el estudio de la estabilidad e inestabilidad de los taludes, a través de las experiencias, así como de los resultados de los factores de seguridad obtenidos por los métodos de análisis de estabilidad aplicados a los casos de estudio.



**CAPITULO I**  
**GENERALIDADES**

# **CAPITULO I**

## **GENERALIDADES**

### **INTRODUCCIÓN**

La inestabilidad de los taludes es un problema que se presenta con frecuencia en el país. Con el propósito de buscar alternativas de solución al problema, nació la inquietud de realizar este trabajo de graduación.

Para ello se plantea en este capítulo, el anteproyecto como punto de partida del estudio, además se dan los aspectos generales y los conceptos básicos sobre la estabilidad de los taludes, se describen una serie de casos de inestabilidad ocurridos en el país, así como también los estudios sobre este problema, los tipos de falla, los factores que se toman en cuenta en el análisis de estabilidad, criterios geológicos, los tipos y propiedades físicas y mecánicas del suelo, las formas para identificar problemas de inestabilidad en el campo y los métodos correctivos y preventivos de inestabilidad.

Se hace énfasis en la implementación de soluciones artesanales como la siembra de zacate, uso de llantas, bambú y otros, ya que son estas las que comúnmente se llevan a cabo para evitar los deslizamientos que tantos problemas causan a la población que vive cerca de los taludes o sobre la corona o al pie de los mismos.

## **1.1. ANTEPROYECTO**

### **1.1.1 ANTECEDENTES**

Los taludes son estructuras naturales o artificiales expuestas a factores internos o externos (como pérdida de resistencia al esfuerzo cortante, sismo, sobrecarga, etc.), que pueden afectar su estabilidad. La presencia de falla en taludes, ha ocasionado que volúmenes de suelo y roca se desplacen provocando pérdidas humanas y materiales. Este problema ha despertado el interés por estudiar el fenómeno de la estabilidad de los taludes apoyándose en estudios de Mecánica de Suelos y observaciones del comportamiento de los taludes que han fallado, para plantear soluciones al respecto.

Coulomb en 1773, supuso una superficie plana de deslizamiento en taludes. En 1846 Alexander Collins descubrió los principios fundamentales de los taludes de arcilla e hizo estudios de campo de múltiples deslizamientos en arcillas en 15 localidades, principalmente, en los canales que en aquella época se construían en Francia, además, observó que todos eran deslizamientos rotacionales producidos generalmente en una superficie cicloide que empezaba con una grieta de tensión en la corona del talud; mencionando por primera vez superficies de deslizamiento curvas en las fallas de los taludes. Sin embargo, los estudios de Collins no tomaron relevancia por el prestigio que Coulomb tenía en la época.

En 1916 Petterson tomó las ideas de superficies de deslizamiento no planas, basándose en unas observaciones de fallas en taludes, concluyendo que la superficie de falla era curva. Las ideas de Petterson fueron impulsadas por W. Fellenius en 1927,

quién desarrolló el método de las dovelas, el cual es el más conocido y usado para el análisis de estabilidad de taludes. En 1935 Rendulio propuso la Espiral Logarítmica como traza de una superficie de deslizamiento más real en el talud, luego, Donald W. Taylor en 1937 concluyó que esta curva proporcionaba resultados similares a los de la circunferencia, simplificando así el uso de una circunferencia en lugar de una Espiral Logarítmica.

Reciben el nombre de método sueco, los procedimientos de análisis de estabilidad de taludes que utilizan la hipótesis de falla circular, como los desarrollados por Arthur Casagrande, Fellenius, Donald W. Taylor, Jambú y otros. Existen métodos de cálculo que son iterativos como el de Fellenius, y otros que simplifican el cálculo como el de Casagrande, las gráficas de Donald W. Taylor y las gráficas de Jambú; aunque estas últimas se encuentran limitadas a ciertas condiciones como el tipo de suelo, la estratigrafía, condiciones de carga, geometría, etc.

El desarrollo de métodos para el análisis de estabilidad de taludes ha contribuido a la práctica en la mejora de las condiciones de inestabilidad, principalmente en laderas existentes en vías y urbanizaciones del país. Sin embargo, siguen manifestándose fallas en taludes en forma de deslizamiento, lo que lleva a seguir buscando soluciones a través del análisis de estabilidad y medidas para prevenir el problema de inseguridad y fallas estructurales.

### **1.1.2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA**

La inestabilidad de los taludes sigue ocasionando graves pérdidas humanas y materiales, lo que ha generado la necesidad de continuar investigando y estudiando las causas que la provocan, así como el comportamiento de la masa de suelo que compone el talud, a partir de sus propiedades físicas y mecánicas, con el fin de aplicar criterios y métodos que incluyan las condiciones del talud en estudio; a partir de esto, se pueden generar soluciones que conlleven a mantener estables dichas estructuras.

En el análisis de estabilidad de taludes, un aspecto importante es determinar el factor de seguridad del talud, que refleje la estabilidad o inestabilidad del mismo. Para obtener el factor de seguridad se cuenta con métodos de análisis, unos son repetitivos como el método de la Espiral Logarítmica, el de Casagrande, el Procedimiento de las Dovelas, etc.; y otros simplificados como el Método de Bishop, las Gráficas de Donald W. Taylor y las Gráficas de Jambú.

Los métodos simplificados a partir de gráficos son de utilidad práctica en la oficina y en el campo, debido a su facilidad de uso y rapidez para obtener resultados; pero éstos no se pueden aplicar directamente a las condiciones de El Salvador, ya que no consideran sobrecarga en la corona, análisis sísmico, variedad de estratos y rangos de ángulos de fricción existentes en los suelos del país.

Tradicionalmente se ha usado el Método Sueco, específicamente el Procedimiento de las Dovelas, que requiere procesos repetitivos para obtener los

resultados. Éste puede ser sustituido por métodos gráficos que consideren las condiciones mencionadas y proporcionen resultados aceptables.

### **1.1.3 OBJETIVOS**

#### **General:**

Utilizar gráficos que simplifiquen el cálculo de la estabilidad de los taludes, partiendo del modelo de las Gráficas de Donald W. Taylor, y proponer soluciones para prevenir y corregir fallas en los mismos.

Estudiar la Estabilidad e Inestabilidad de los taludes, así como los diferentes métodos de análisis de Estabilidad y proponer soluciones para prevenir y corregir fallas en los mismos.

#### **Específicos:**

- I. **Aplicar el modelo de la gráfica de análisis de estabilidad de taludes desarrollada por Donald W. Taylor, a los deslizamientos más comunes de El Salvador.**
  
- II. **Aplicar los métodos de análisis de estabilidad de taludes a casos de estudio existentes en el país y proponer soluciones para prevenir y corregir las condiciones que presenten dichos casos.**

- III. Comparar los resultados obtenidos por el método de Donald W. Taylor con los resultados obtenidos por otros métodos de análisis de estabilidad.
  
- IV. Estudiar el problema de la inestabilidad de los taludes en El Salvador, sus causas y sus posibles soluciones.

#### **1.1.4 JUSTIFICACION**

Para analizar la estabilidad de los taludes existen métodos y procedimientos, unos son analíticos mientras que otros son simplificados; de los métodos simplificados se puede mencionar el que aplica la gráfica de Donald W. Taylor para suelos homogéneos, cohesivos y cohesivos-friccionantes, pero dicha gráfica posee desventajas ya que no considera el análisis sísmico ni las sobrecargas en la corona, situación muy común en nuestro medio, además no incluye ángulos de fricción propios de nuestros suelos, es decir, no considerar los tipos de suelos más comunes en El Salvador.

Es necesario disponer de procedimientos simplificados de análisis de estabilidad de taludes que consideren las condiciones propias del país, como sobrecarga en la corona, análisis sísmico, ángulos de fricción, etc., esto ayudará a que los proyectistas dispongan de un método sencillo de usar y que proporcione resultados aceptables y aproximados a los obtenidos por métodos iterativos.

La función más importante de los taludes en las obras civiles es proteger y ejecutar obras como vías terrestres y ferroviarias, urbanizaciones, excavaciones, edificios, también dar conformación a obras como reservorios artificiales, etc. Las vías terrestres son unas de las obras de ingeniería en que más aplicación tiene el análisis de estabilidad de taludes, ya que frecuentemente se presentan deslizamientos que ocasionan pérdidas humanas y materiales sin dejar de lado el riesgo que corre la existencia de la obra.

Analizar un talud y determinar si es estable, no implica que permanecerá en buen estado todo el tiempo, porque si no se toman en cuenta medidas de protección del talud que complementen el análisis de estabilidad para mantenerlo en buenas condiciones; éste, por la acción de factores externos como el viento y la lluvia o factores internos como pérdida de la resistencia a fuerzas cortantes y otros, podría ocasionar falla en la estructura.

#### **1.1.5 ALCANCES.**

- I. Se aplicarán las gráficas de Donald W Taylor considerando sobrecarga en la corona del talud, éstas se aplicarán a casos objeto de estudio y se propondrán recomendaciones desde el punto de vista técnico y económico para mejorar y corregir las condiciones que estos presenten.



### **1.1.6 DELIMITACIONES**

- I. Las gráficas de análisis de estabilidad de taludes que se utilizarán como base para aplicarlas a los suelos más comunes de El Salvador, serán las determinadas por Donald W. Taylor.
- II. El análisis de estabilidad para el caso de taludes que estén formados por material rocoso, su análisis de estabilidad se hará únicamente desde el punto de vista geológico, morfológico y de las condiciones en que éste se encuentra.
- III. Los casos prácticos que se analizarán, estarán comprendidos en el Area Metropolitana de San Salvador y sus alrededores.
- IV. El análisis de estabilidad de taludes, se hará en base a las consideraciones que Donald W. Taylor tomó para desarrollar sus gráficas.

### **1.1.7 LIMITACIONES**

Los casos de aplicación a los que se les realizarán sondeos de Penetración Estándar, Pruebas Triaxiales y Gravedad Específica, serán 3 taludes, ya que este tipo de pruebas implica un elevado costo.

### **1.1.8 METODOLOGIA DE LA INVESTIGACION**

Con el objeto de obtener información teórica específica del tema para su revisión, se consultará material bibliográfico de literatura relacionada con el análisis de estabilidad de taludes y sobre los factores que se deben tomar de base en dicho análisis; como apoyo, se accederá a Internet, y se hará uso del correo electrónico para comunicaciones que faciliten la captación de información. Esto se realizará a través de visitas a Universidades y entidades públicas y privadas.

Respecto al estudio de los diferentes Métodos y Procedimientos de Análisis de Estabilidad de Taludes que se abordarán en la investigación, se hará una descripción detallada de cada uno de ellos y de los casos donde estos se pueden aplicar.

La obtención de las gráficas estará basada en: el Método Gráfico de Donald W. Taylor, que considera una superficie de falla circular del talud; Métodos Completos de Análisis de Estabilidad de Taludes, Análisis Estático y Pseudo Estático, y todas las teorías de Mecánica de Suelos que sean aplicables al tema de interés. El análisis pseudo-estático con sobrecarga en la corona del talud para obtener gráficas por efectos de sismo será un caso de ensayo.

Las gráficas se aplicarán a taludes en carreteras, áreas urbanas y a taludes analizados en otros trabajos de graduación.

Para analizar los taludes en carreteras y en zonas urbanas, se realizará trabajo de campo y laboratorio. El trabajo de campo consistirá en lo siguiente: a) Realizar visitas a los taludes que serán objeto de estudio, con el propósito de conocer sus características particulares; b) Efectuar sondeos de penetración estándar, extracciones de muestras de suelos alteradas e inalteradas a diferentes profundidades, ya que éstas son necesarias para una clasificación representativa de los suelos de la zona de estudio; c) Levantamientos topográficos y estratigráficos de secciones transversales de taludes. El trabajo de laboratorio estará basado en realizar pruebas y ensayos para determinar los parámetros de suelos que se necesiten como datos para el análisis de estabilidad por medio del uso de las gráficas a determinar.

Se elaborarán recomendaciones que ayuden a mantener la estabilidad de los taludes analizados, considerando la morfología y geología que los caracteriza, así como el análisis de otros factores internos y externos que puedan afectar dicha estabilidad.

## **1.2 LOS TALUDES EN EL SALVADOR**

En El Salvador se tomó en cuenta el uso de los taludes debido a la construcción de obras civiles producto del desarrollo del país, por ejemplo, con la construcción de vías terrestres de comunicación, carreteras y ferrocarriles; con el crecimiento poblacional los taludes se siguieron utilizando en la construcción de urbanizaciones, puentes, edificios, canales, etc. y también en la agricultura e industria. Actualmente

son estructuras que requieren de un diseño ingenieril para su funcionamiento seguro y para su correccion en caso de presentar problemas o fallas.

Las fallas que han ocurrido en los taludes de El Salvador han ocasionado deslizamientos, derrumbes, deslaves, flujos, etc., que también han provocado pérdidas humanas y materiales. Antes que se introdujera el ferrocarril en el país, las fallas de taludes no eran significativas para su estudio en algunas zonas, ya que este evento "no producía ningún daño", a excepción de la destrucción de cultivos o viviendas. Cuando el ferrocarril ya funcionaba se comenzaron a sentir con más fuerza los daños que ocasionaban las fallas en los taludes, ya que en algunas ocasiones los derrumbes provocaron incomunicación entre ciudades, como en el caso de los derrumbes que interrumpieron la vía férrea en Santa Tecla, el 25 de octubre de 1921. De igual manera ha sucedido con las fallas en taludes que han incomunicado carreteras en diversas partes del país, así, el 20 de noviembre de 1929 se produjeron 58 derrumbes en la carretera San Salvador a Guatemala. Los estragos de las fallas no solo se reducen a pérdidas materiales, sino también a pérdidas de vidas humanas, como el caso del aluvión de Montebello en septiembre de 1982, que dejó centenares de muertos y heridos. Muchos han sido los casos que han sucedido en cuanto a deslaves, derrumbes o deslizamientos, a continuación se hace un breve resumen de algunos de ellos.

### **1.2.1 FALLAS DE LOS TALUDES EN EL SALVADOR**

Uno de los deslaves más conocidos es la falla del talud natural del volcán de San Salvador, ocurrida el 19 de septiembre de 1982. Se produjo un deslizamiento superficial en la parte alta del volcán; el volumen de material que bajó, se estimó que fue de unos 200,000 m<sup>3</sup>, éste se encauzó por la quebrada El Nispero y se transformó en lodo que arrastró árboles y rocas de enorme tamaño y peso. Su resultado fue una tragedia que dejó como saldo centenares de personas soterradas, viviendas destruidas etc.<sup>1</sup>

Entre las fallas de taludes naturales que más daño han ocasionado en el área de San Salvador, se puede mencionar la falla del talud ubicado al final del pasaje No. 16 de la Colonia Amatepec, 2ª Etapa, en Soyapango. Este talud fue construido como relleno en una ladera del Cerro San Jacinto, con una inclinación aproximada de 50° respecto a la horizontal y una altura de 12 m en el lugar de la falla. Esta se produjo en 1982, por las fuertes lluvias que saturaron el suelo del que está constituido el talud y por la falta de protección del mismo; además, no se había dejado una zona de protección ya que las viviendas fueron construidas escasamente a un metro del pie del talud. Una de ellas quedó soterrada, dando muerte a sus habitantes, tres viviendas más sufrieron daños parciales por la misma causa.

---

<sup>1</sup> Revista Asia No. 74, 1982.

En el mismo período lluvioso que ocurrió el aluvión de Montebello (septiembre de 1982) se produjo un desprendimiento, y como consecuencia, la destrucción de grandes extensiones de cafetales en la zona de Ataco -- Apaneca.

Otro caso es el talud ubicado en la Calle Ing. Julio E. Mejía, de la Colonia Universitaria Norte, en San Salvador. Este talud se construyó como relleno con material mal compactado, produciéndose asentamientos que dañaron las tuberías de aguas lluvias y aguas negras. Debido a que este material es muy susceptible a la erosión y a disminuir su resistencia rápidamente cuando se satura, como es característica de las arenas limosas; cuando se dio la ruptura de las tuberías y la saturación del suelo, se produjo el colapso del talud. Los daños fueron solamente materiales, pero de gran magnitud; manifestándose en residencias, pavimentos, vehículos automotores y postes de energía eléctrica<sup>2</sup>.

El 11 de septiembre de 1989, la parte baja de la Colonia Guadalupe, ubicada al Nor – Este de Ciudad Delgado, éste sufrió un deslizamiento en forma súbita, con dirección hacia el Río Acelhuate, destruyendo completamente las viviendas sobre la zona. Durante el invierno de 1990, continuó deslizándose en forma lenta una área aproximada de 6.5 manzanas de terreno; dicho deslizamiento alcanzó desniveles hasta de 5 m en algunas zonas.

---

<sup>2</sup> Escobar Tejada, Edna Isabel, (1984). Solución Propuesta para el Tratamiento de Taludes en el Area Metropolitana de San Salvador. Trabajo de Graduación, Ing. Civil, UES, El Salvador. Pág. 14.

En el mismo período lluvioso que ocurrió el aluvión de Montebello (septiembre de 1982) se produjo un desprendimiento, y como consecuencia, la destrucción de grandes extensiones de cafetales en la zona de Ataco – Apaneca.

Otro caso es el talud ubicado en la Calle Ing. Julio E. Mejía, de la Colonia Universitaria Norte, en San Salvador. Este talud se construyó como relleno con material mal compactado, produciéndose asentamientos que dañaron las tuberías de aguas lluvias y aguas negras. Debido a que este material es muy susceptible a la erosión y a disminuir su resistencia rápidamente cuando se satura, como es característica de las arenas limosas; cuando se dio la ruptura de las tuberías y la saturación del suelo, se produjo el colapso del talud. Los daños fueron solamente materiales, pero de gran magnitud; manifestándose en residencias, pavimentos, vehículos automotores y postes de energía eléctrica<sup>2</sup>.

El 11 de septiembre de 1989, la parte baja de la Colonia Guadalupe, ubicada al Nor – Este de Ciudad Delgado, éste sufrió un deslizamiento en forma súbita, con dirección hacia el Río Acelhuate, destruyendo completamente las viviendas sobre la zona. Durante el invierno de 1990, continuó deslizándose en forma lenta una área aproximada de 6.5 manzanas de terreno; dicho deslizamiento alcanzó desniveles hasta de 5 m en algunas zonas.

---

<sup>2</sup> Escobar Tejada, Edna Isabel, (1984). Solución Propuesta para el Tratamiento de Taludes en el Area Metropolitana de San Salvador. Trabajo de Graduación, Ing. Civil, UES, El Salvador. Pág. 14.

En noviembre de 1994 se produjo un deslizamiento del talud ubicado en la Colonia Valle Nuevo, al final de los pasajes La Molienda y las Amapolas, (Ver Fig. 1.1), el cual había sufrido un deterioro gradual debido al desprendimiento de grandes bloques de tierra, producto de la saturación por la descarga de aguas lluvias sobre el cuerpo del mismo. El material predominante en la zona es ceniza volcánica o tierra blanca. El pasaje más cercano se encontraba a 19.70 m de la grieta y 29.00 m de la corona del talud. La altura máxima del talud era de aproximadamente 65.00 m con una inclinación de  $90^\circ$  y una longitud de 20.00 m. El cuerpo del talud se encontraba desprovisto de vegetación; en la parte baja de la zona se podía observar acumulación de suelos areno - limosos, producto del deslizamiento, así como restos de estructuras tales como muros de retención, pozos de visita y colectores de aguas lluvias. Se apreciaba además, que en el tercio superior de la altura del talud, existían dos colectores de aguas lluvias de 36" de diámetro, que descargaban directamente sobre el cuerpo del talud, lo que producía erosión del mismo y generaba pequeños flujos de lodo. El talud presentaba además, paralela a su corona y a una distancia de 9.30 m una cárcava de 25.0 cm de ancho, con una profundidad de 1.40 m y una longitud de 15 m. Además, el talud estaba sobrecargado por la casa comunal, en el sector Nor-Poniente del mismo, la distancia de esta sobrecarga a la corona del talud era de 6.0 m; la estructura mencionada, presentaba daños en forma de grietas diagonales en una de sus paredes y las viviendas ubicadas en los alrededores del talud se exponían a peligro si los deslizamientos se seguían produciendo.



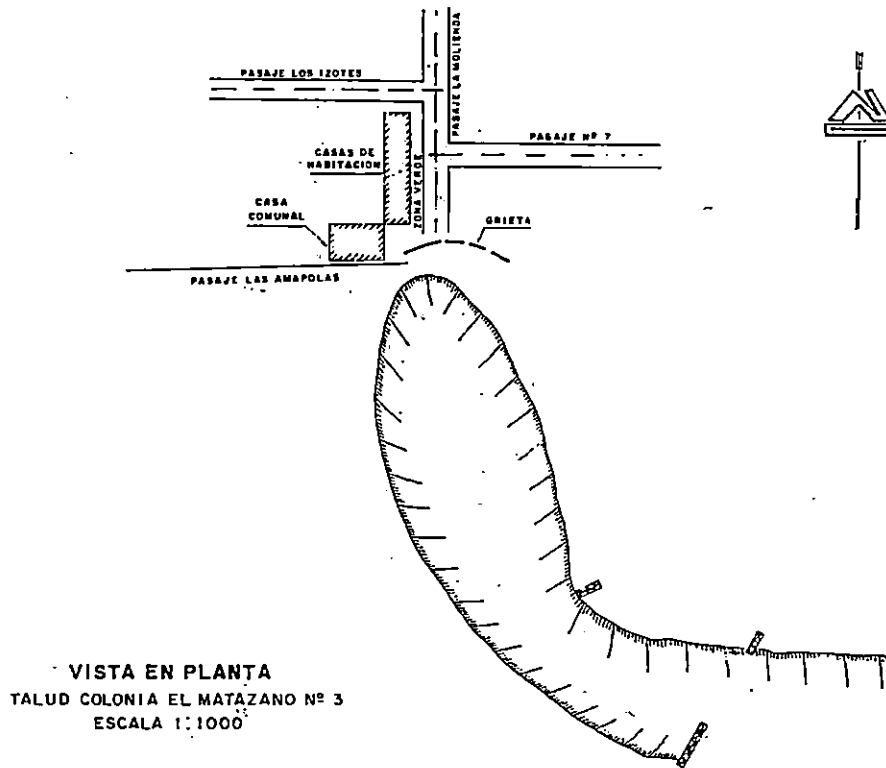


Figura 1.1 Vista en planta del deslizamiento Colonia El Matazano No. 3

Otro caso de deslizamiento en laderas naturales, es el ocurrido el 18 de agosto de 1995 en las faldas del volcán Chinchontepec, de San Vicente (Ver figura 1.2), el aluvión arrastró árboles y rocas que al encontrarse con las estructuras del puente sobre el río Chuncuyo de este departamento, formó un embalse que inundó la carretera entre Zacatecoluca y San Vicente. Como resultado, un adulto y un niño murieron y otra persona quedó gravemente golpeada.

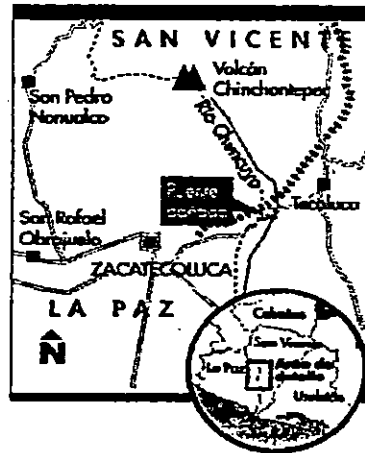


Figura 1.2 Ubicación del Deslizamiento en las faldas del Volcán Chinchontepec

En el invierno de 1995, en la loma La Cuarema, en el costado Este de la carretera que de Santa Ana conduce a Metapán tuvieron lugar tres deslizamientos de tierra (Ver figura 1.3).

Los deslizamientos obstaculizaron la carretera, dejando incomunicadas por ese medio a dichas ciudades. La inclinación de la loma era de  $45^\circ$  aproximadamente, su altura de 340 m sobre el nivel de la carretera y una longitud de 2 km. En el km. 104 se presentaron los tres deslizamientos de tierra distribuidos en un frente aproximado de 100 m (Ver figura 1.4). Dichos deslizamientos provocaron el arrastre de una capa superficial de suelo, de aproximadamente un metro de profundidad; el arrastre llegó a tal grado que originó cárcavas en cuyos fondos se podía ver el manto rocoso. El material arrastrado consistía en gravas, boleos y fragmentos de roca embebidos en una matriz arcillosa, la vegetación en la base y en el cuerpo estaba compuesto de zacate y arbustos, mientras que en la corona existía un bosque. En mayo de 1996, ya se estaban ejecutando obras de protección como barreras, guarda niveles y forestación.

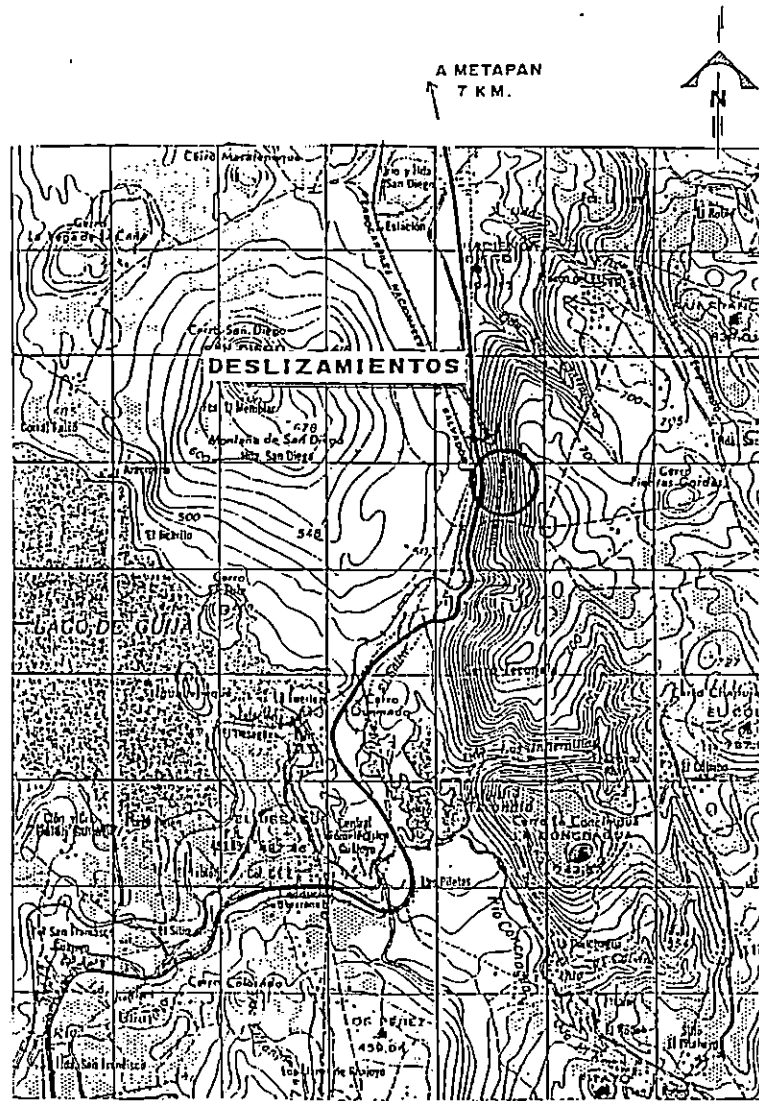


Figura 1.3 Plano de Ubicación del Deslizamiento de la Loma La Cualesma

En septiembre de 1996 se produjo un desprendimiento de tierra en el cerro Miramundo, ubicado al Oriente de la Palma, Chalatenango, la zona del deslizamiento se ubicó en el costado Sur del cerro, sobre los 1750 msnm (Ver figura 1.5), afectando la carretera que conduce hacia dicho cerro, y a los cantones La Granadilla, Las Pilas, El Aguacatal y otros. Un tramo de unos 250 m de longitud, fue destruido por los

deslizamientos, dejando intransitable el camino. Las dimensiones estimadas de los deslizamientos fueron de 500 m de ancho en la corona y 1,500 m de largo; Las pendientes variaban entre  $70^\circ$  y  $80^\circ$  de inclinación. La masa de material de deslizamiento estaba compuesta por rocas alteradas y suelos residuales. Se podían observar grietas en la corona del talud hasta de 2 m de ancho y 20 m de largo, el cerro se encontraba deforestado a excepción de la cima. Como consecuencia, dos viviendas resultaron destruidas debido a las grietas, y las paredes de una escuela terminaron agrietadas.

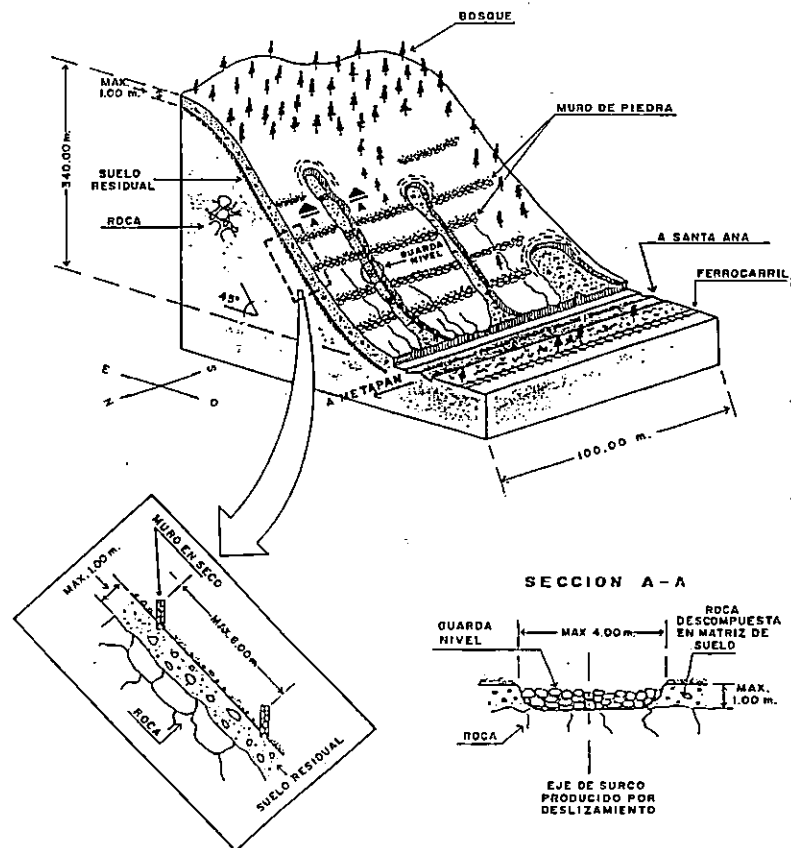
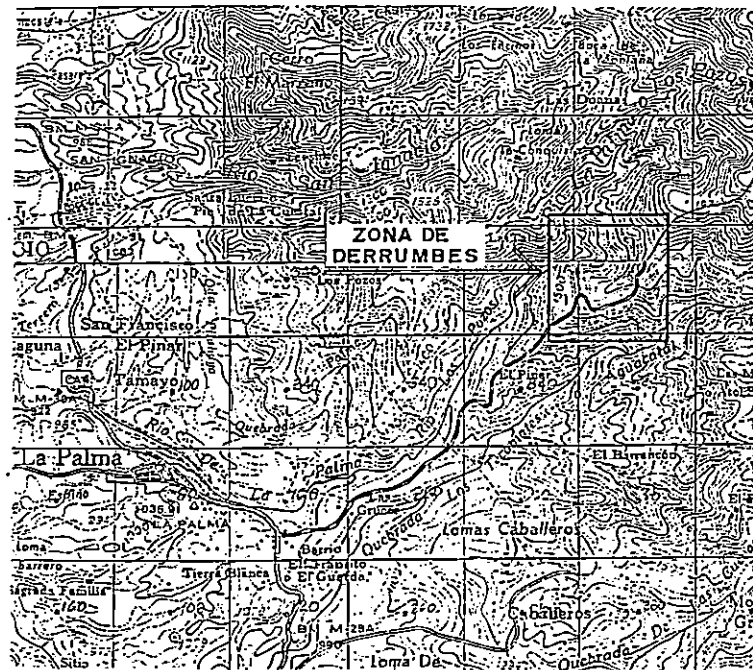


Figura 1.4 Deslizamiento en Loma "La Cuaresma"

El 1 de agosto de 1996, se produjo un deslizamiento de suelo y bloques de roca en un talud ubicado en la parte baja del volcán Cacahuatique, departamento de Morazán. El talud era casi vertical de forma trapezoidal, con dimensiones aproximadas de casi 100 m de altura, 30 m de corona y 100 m de base. Los materiales predominantes son suelos arcillosos de color rojizo y rocas volcánicas. La vivienda más cercana se ubicaba a 25 m del frente del talud, existían unas ocho viviendas en total. Sobre la corona del talud se encontraba un sistema de grietas hasta una distancia de 2m del borde del mismo, con aberturas máximas de 25 cm y unos 15 m de longitud. A raíz de estos desprendimientos, se perdieron cultivos.



**“ SIMBOLOGIA ”**

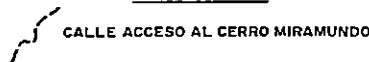


Figura 1.5 Plano de Ubicación de la zona de deslizamiento, Cerro Miramundo

Debido a la existencia de rocas propensas a desprendimientos y con diámetro aproximado de 2 m, la amenaza persiste.

El 3 de octubre de 1996, se presentaron fracturas y desplazamiento de suelo y rocas alteradas en el cerro La Burrera a 17 km. al Nor-Este de la ciudad de Sensuntepeque. La parte alta del talud está formada por un macizo rocoso que presenta una pared vertical; la parte media, tiene una inclinación promedio de 45°, compuesta por fragmentos de roca en una masa de suelo orgánica, y la parte baja con una inclinación aproximada de 10° compuesta de suelos arcillosos, materia orgánica y fragmentos de roca (Ver figura 1.6).

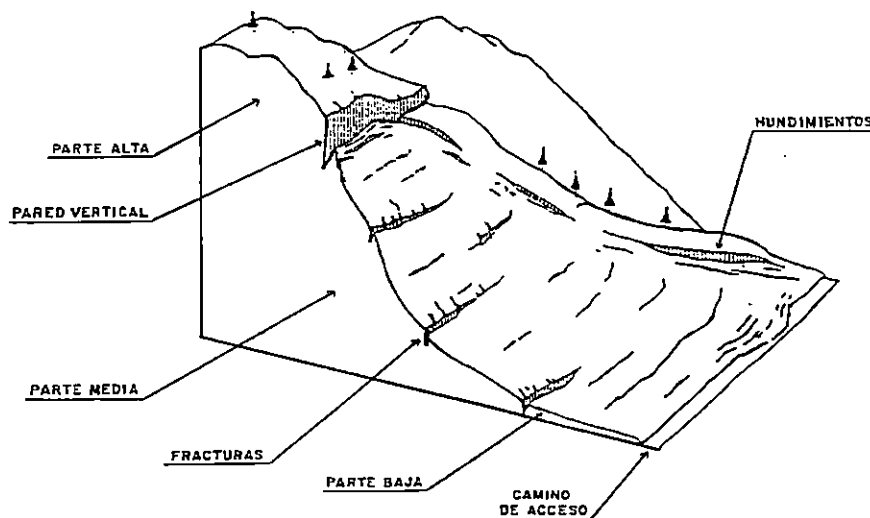


Figura 1.6 Diagrama del talud Nor – Este del Cerro La Burrera

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; un bloque rocoso de aproximadamente 5 m de alto y 3 m de ancho se separó de la pared vertical, quedando propenso a deslizar por la ladera. La parte baja del talud fue la más dañada, ya que presentó hundimientos hasta de 1.5 m y grietas con dimensiones alrededor de 0.5 m de ancho por 20 m de largo. A raíz de los deslizamientos se obstruyó parcialmente un camino de acceso al pie del talud y se evacuaron más de 15 familias.

En los párrafos anteriores se han mencionado algunos de los casos más relevantes de inestabilidad de taludes en El Salvador, de aquí se deduce que en la mayoría de sucesos, el desastre trae como consecuencia pérdidas materiales, y/o pérdidas de vida humana, por lo que estudiar la inestabilidad de las laderas y los taludes principalmente, es importante para generar soluciones a dichos problemas.

En la tabla 1.1 se presenta un resumen de algunos deslizamientos ocurridos en El Salvador.

Los sismos también han sido causa de deslizamientos en los taludes, la tabla 1.2 presenta los deslizamientos más sobresalientes ocurridos en El Salvador a causa de ellos.

**Tabla 1.1 Algunos deslizamientos importantes ocurridos en El Salvador**

Fecha	Ubicación	Descripción	Consecuencias
07/05/51	Zona oriental del país	Voluminosos derrumbes a causa de movimiento sísmico.	Se obstaculizaron carreteras.
03/05/65	Alrededores del Lago de Ilopango	Numerosos derrumbes en los asentamientos ubicados en los alrededores del lago como consecuencia del terremoto ocurrido en San Salvador.	
19/09/82	Volcán de San Salvador, San Salvador	Deslizamiento superficial en la parte alta del volcán, transformándose después en flujo de lodo que arrastro aproximadamente un volumen de 200,000 m <sup>3</sup> , este deslizamiento fue causado por temporal	Centenares de personas soterradas, viviendas destruidas y otros daños.
Sep. 1982	Colonia Amatepec, Soyapango	Falla del talud artificial, causado por temporal.	Cinco muertos, destrucción de varias viviendas
Sep. 1982	Universitaria Norte, San Salvador	Asentamiento del terreno mal compactado que produjo rotura de tuberías y el posterior colapso del talud.	Residencias dañadas, postes de energía eléctrica caídos, daño de pavimento y vehículos automotores.
11/09/89	Colonia Guadalupe, Ciudad Delgado	Deslizamiento en forma súbita que continuo deslizando hasta alcanzar desniveles de 5 m Este deslizamiento fue causado por la lluvia.	Destrucción de viviendas, dejándolas inhabitables.
1993	Santa Tecla	Derrumbe en el basurero de la ciudad.	24 personas que habitaban en los alrededores quedaron soterradas.
Nov. 1994	Colonia Valle Nuevo, Sopayango	Desprendimiento de grandes bloques de tierra, debido a la saturación por la descarga de aguas lluvias sobre el cuerpo del mismo.	
18/08/95	Volcán Chinchontepec, San Vicente	Aluvión que arrastró árboles y rocas, esto fue causado por la lluvia.	Dos personas muertas y otros con golpes severos.
Invierno 1995	Loma La Cuaresma, Carretera Santa Ana - Metapán	Tres deslizamientos de tierra que arrastraron grava, bóleos y fragmentos de roca embebidos en una matriz arcillosa.	Obstaculización de la carretera.
01/08/96	Volcán Cacahuatique, Morazán	Desplazamiento de suelos y bloques de roca.	Pérdida de cultivos
Sep. 1996	Cerro Miramundo, La Palma, Chalatenango.	Desplazamiento compuesto de rocas alteradas y suelos residuales.	Dos viviendas destruidas, escuela con daños parciales y obstaculización de carretera.
03/10/96	Cerro La Burrera, Sensuntepeque, Cabañas.	Fracturas y desplazamiento de suelos y rocas alteradas	Obstrucción parcial de camino y evacuación de más de quince familias.
26/09/96	Cordillera Loma Larga, Autopista hacia Comalapa	Flujo de lodo y arrastre de material limo - arenoso, bloques y material vegetal.	



**Tabla 1.2 Deslizamientos inducidos por sismos en El Salvador**

<b>Año</b>	<b>Coordenadas del Epicentro</b>	<b>Magnitud del Terremoto</b>	<b>Descripción</b>
1857	13.696N 89.009W	6.2	Varios deslizamientos de tierra en las colinas y desfiladeros del lago de Ilopango.
1878		6.5	Deslizamientos de taludes en el Cerro El Tigre y Santiago de María, soterrando 14 personas.
1915	13.920N 89.833W	7.9	Deslizamiento de tierra en el Occidente de El Salvador.
1919	13.667N 89.167W	6.0	Deslizamiento en el Cerro San Jacinto.
1936	13.430N 88.560W	6.1	Deslizamiento en el Volcán de San Vicente
1947	13.400N 87.500W	7.2	Deslizamiento en el Volcán de Conchagua.
1951	13.310N 88.240W	6.0 – 6.2	Deslizamiento cerca de Santiago de María.
1965	13.420N 89.100W	6.0	Deslizamiento en San Salvador y en el lago de Ilopango.
1982	13.290N 89.394W	7.0	Deslizamiento al Sureste de San Salvador.
1986	13.400N 89.110W	5.4	Cientos de deslizamientos entre San Salvador y El Lago de Ilopango, causando alrededor de 200 muertos y al menos 100 casas destruidas.

Fuente: Rymer, MJ. and White, R.A., "Hazards in El Salvador from Earthquake – Induced Landslides, U.S. Geological Survey, Menlo Park, California U.S.A. Pag. 3

### **1.2.2 EL PROBLEMA DE LA INESTABILIDAD DE LOS TALUDES EN EL SALVADOR.**

La mayoría de las fallas ocurridas en laderas y taludes artificiales (cortes y terraplenes) son frecuentes en la época lluviosa y cuando se dan movimientos sísmicos; problema que se agudiza más por la acción del hombre al remover masas de tierra en el lugar de interés.

El problema de la inestabilidad de los taludes en El Salvador se debe al alto riesgo que representa la construcción de viviendas, urbanizaciones, carreteras, etc. en lugares inseguros y peligrosos, por ejemplo construcciones en riberas de ríos y quebradas y en laderas topográficamente accidentadas o muy quebradas, además, a este problema contribuyen la inadecuada protección y mantenimiento de los taludes, así como la desacertada aplicación de medidas correctivas cuando el talud ha presentado algún tipo de falla.

A continuación se presentan algunos estudios que sobre taludes se han hecho, como casos prácticos analizados y los resultados obtenidos.

#### **1.2.2.1 Estudios Realizados**

La inestabilidad de los taludes en El Salvador es un tema de interés para llevar a cabo investigaciones que conlleven a soluciones tanto de análisis de estabilidad como de propuestas para mejorarla, corregirla y prevenirla.

Tablas Aguilera (1967) en su estudio "La Estabilidad de Taludes como Factor Determinante de la Calidad de la Capacidad de Soporte del Suelo, en la Cimentación del Puente sobre el Río Arenero de la Carretera San Martín - Suchitoto", comprobó cómo las condiciones de estabilidad del talud modifican la capacidad de soporte del suelo, para lo cual analizó dos condiciones del claro del puente, la primera para una luz de 20 m, quedando los estribos cerca del borde de los taludes, por lo que éstos se

volvían inestables; y la segunda para una luz de 25 m, llegando a resultados satisfactorios, con la cual los estribos se alejaban de la corona del talud.

Cano y Gutiérrez (1970) realizó estudios sobre un sistema mecánico de contención (sistema de mallas) para su aplicación en los taludes de tierra contra el deslizamiento. Dedujo fórmulas para el diseño estructural de los diferentes elementos que componen un sistema de mallas (anclajes, cables, transmisores, malla). En el desarrollo de su estudio, él da una serie de recomendaciones para el buen funcionamiento del sistema de mallas y para una mejor selección de los materiales de que consta el sistema, como por ejemplo las propiedades mecánicas que deben cumplir los materiales del sistema de mallas. Además considera que la inclinación, tipo de suelo y la importancia de un talud, deben tomarse en cuenta para una mejor selección de estos materiales. Explica además, en forma abreviada, algunas maneras de cómo auxiliar el sistema de mallas en su aplicación.

G. Iglesias y Silva Bonilla (1984), estudiaron la estabilidad de laderas en urbanizaciones ubicadas dentro del Area Metropolitana de San Salvador. De esta investigación llegaron a determinar, que las principales causas que afectan la estabilidad cuando se construye en la mayoría de laderas son las siguientes: la mala supervisión en obras de terracería, deficiencia en el sistema de drenaje de aguas lluvias, la inadecuada protección al material que rodea tuberías o canales de descarga, no realizar estudios técnicos necesarios, etc. Respecto al proceso constructivo de obras de terracería y drenaje que deben tomarse en cuenta en proyectos de este tipo,

recomendaron lo siguiente: una supervisión adecuada en la etapa de terracería y compactación así como el uso de tuberías de descarga que sean flexibles.

Consideran que las causas que dieron origen a la construcción de urbanizaciones en terrenos ubicados en laderas en el AMSS fueron las siguientes: la demanda habitacional y el control inadecuado del crecimiento urbano.

Escobar Tejada (1984), desarrolló un estudio sobre Soluciones Propuestas para el Tratamiento de Taludes en el Area Metropolitana, donde afirma que los procesos constructivos más comunes que causan problemas en los taludes son: falta de compactación del suelo que conforma el talud; falta de protección o protección inadecuada al talud, socavación por descarga de aguas lluvias o servidas sobre el talud; colocación de materia orgánica en relleno e irrespeto a la zona de protección. El cuadro No. 1<sup>3</sup> contiene la ubicación, causa y daños ocasionados por algunos taludes que han presentado fallas, de éste se seleccionaron diez casos de estudio a los que analizó y determinó sus propiedades mecánicas e índices del suelo y aplicó métodos de análisis de estabilidad de acuerdo al caso que se presentaba. Algunas soluciones que considera importantes para evitar o disminuir las fallas en los taludes son las siguientes:

- Utilización de tuberías de PVC bajo el talud, para evitar saturación del suelo por ruptura de tuberías;

---

<sup>3</sup> Escobar Tejada, Edna Isabel. Op. Cit. Pág. 26.

- Protección de los taludes con cubierta vegetal o impermeabilizarlos con mezcla de cemento y arena para evitar la erosión e infiltración de aguas lluvias.
- Protección de las orillas de los taludes con muros o malla ciclón para evitar que se bote basura sobre 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), en un estudio sobre Criterios y Parámetros Geotécnicos de las Márgenes del Río Acelhuate para su Protección y Prevención de Riesgos y Desastres, Determinando Zonas Críticas, estudiaron problemas de diferente índole en las márgenes de dicho río, principalmente en su recorrido por el AMSS entre el costado oriente del barrio La Vega y los condominios Atonal (al costado Sur de la fábrica Eureka). Entre los problemas físicos que se tratan, se tienen: derrumbes, colapso de muros, socavación de estructuras existentes (muros y taludes). La visión general de este estudio está enfocada al riesgo que corren las comunidades y otras infraestructuras que se encuentran en la corona de los taludes y márgenes del río. Además, consideraron necesario llevar a cabo medidas de prevención y protección a través de obras, delimitación de zonas de peligro y de seguridad, para tener una alternativa que ayude a la solución de problemas en la planificación de obras de ingeniería en la zona, basándose en principios de ingeniería civil. Por ello recomendaron obras de protección como muros, y delimitaron zonas de protección en el sector centro oriental del Río Acelhuate, basados en criterios geotécnicos, geológicos e hidrológicos, principalmente.

No se analizó la estabilidad de los taludes estudiados, se calcularon las propiedades del suelo, sin que el factor de seguridad para cada talud analizado fuera determinado.

Para Cerna Aguilar y otros (1993) en su estudio de Capacidad de Carga de Suelos a partir de sus Propiedades Mecánicas en Areas de Asentamiento Popular, la peligrosidad que estos asentamientos tienen al estar ubicados en zonas de alto riesgo para la seguridad de las viviendas y sus moradores es debida a la desfavorable condición del subsuelo. Como aspecto importante, consideraron la seguridad de los sitios estudiados; analizaron la capacidad de carga del suelo y la estabilidad de los taludes para cada caso, obteniendo, que las condiciones del suelo son inferiores a las admisibles para la estabilidad del mismo. Concluyen que la capacidad de carga de los suelos del AMSS 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 dichas viviendas, debido a que no se realizan trabajos correctivos previos a su construcción y a que las comunidades no cuentan con la infraestructura adecuada para una eficiente recolección y evacuación de las aguas lluvias, servidas y negras. Proponen, para el mejoramiento de los suelos en las comunidades 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, restitución del subsuelo con suelo – cemento fluido, reducción del ángulo de inclinación de los taludes, revestimiento de los taludes con cubierta vegetal, construcción de canaletas y delimitación de zonas de protección.

Calderón Pérez y Otros (1997) en "Evaluación de Riesgo en Términos de Estabilidad de Taludes para el Area Metropolitana de San Salvador", estudiaron los factores que afectan la estabilidad de los taludes; para ello, aplicaron el método de análisis de estabilidad de Bishop a 5 taludes típicos variando en cada caso el parámetro de interés (altura, ángulo de inclinación, grado de humedad, tipo de suelo y la aceleración producida por un sismo). Presentaron además, el método dinámico de análisis de estabilidad de taludes conocido como Método del Bloque Deslizante, y aplicaron este método a los taludes que estudiaron; concluyendo, que este método proporciona resultados eficaces y confiables de los desplazamientos sufridos por un talud. También, adaptaron la metodología de Mora y Vahrson para microzonificación para riesgo por deslizamiento, método empírico que permite determinar a priori la amenaza por deslizamientos, y determinaron la relación entre el grado de amenaza obtenido con dicha metodología y el factor de seguridad obtenido por el análisis de estabilidad con el método de Bishop, efectuado para taludes representativos de la zona (de manera ideal).

Al adaptar el método, obtuvieron tres niveles de amenaza, que clasificaron de la siguiente manera:

<b>Grado de Amenaza</b>	<b>Lugar</b>
Muy bajo	San Salvador y alrededores
Moderado	Recorrido de los ríos Acelhuate y Urbina, zona Norte de Soyapango en las cercanías del Río la Campanera, el Cerro San Jacinto y el Río Cahuite, la zona Sur – Oeste de San Salvador por La Cima y Antiguo Cuscatlán.
Medio	Faldas del Volcán de San Salvador, Colonia Escalón y Cerro El Carmen y Ayutuxtepeque.

Determinaron, que el factor que más incidió en sus resultados de zonificación fue la topografía, y en segundo grado la litología. Además, compararon entre las zonas de riesgo del COEN, las señaladas por Rymer después del terremoto del 10 de octubre de 1986 y las obtenidas por el Método de Mora y Vahrson, y como resultado de ello, en un mapa del AMSS identificaron las zonas de riesgo en términos de Estabilidad de Taludes, unificando los resultados del COEN, los de Rymer y los obtenidos en su estudio (ver mapa 1.1).

#### **1.2.2.2 Casos Analizados**

Cesar Tablas Aguilera (1967), del análisis de taludes ubicados abajo de las cimentaciones del puente sobre el Río Arenero, en su cruce con la carretera San Martín – Suchitoto, determinó: que los taludes se volvían inestables debido a la sobrecarga que el puente le ejercía, para 20 m de luz, proyectado según la Dirección General de Caminos (Centro de Investigaciones Geotécnicas.); bajo esta condición, los estribos del puente quedaban bastante cerca del borde del talud, obteniendo factores de seguridad de 0.83 y 0.82 para los taludes ubicados al norte y al sur respectivamente.

Debido a la inestabilidad que presentaban los taludes bajo la condición anterior, tuvo que cambiarse el proyecto original por otro puente similar, pero de 25 m de luz; de acuerdo a un nuevo análisis de estabilidad, se obtuvieron los siguientes factores de seguridad, 1.35 para el talud norte y 1.28 para el talud sur.



De la comparación de estos dos análisis hechos a los taludes, Aguilera demostró, cómo la estabilidad de un talud, en ciertos casos puede ser un factor determinante en la capacidad de soporte del suelo.

Paz Alegría (1974), analizó el talud de 21 m de alto ubicado en la quebrada El Arenal dentro de la Universidad de El Salvador, a 100 m del costado norte del edificio de la Escuela de Arquitectura. El objetivo del análisis realizado era determinar la estabilidad del talud al ser sometido por una sobrecarga de  $3 \text{ ton/m}^3$ , producida por cimentaciones cercanas a la cresta del talud, ya que para esa fecha se proyectaba la construcción del edificio para el Laboratorio de Ingeniería Química. De los análisis de estabilidad se llegó a determinar que el talud era estable en la condición sin sobrecarga y al considerar la sobrecarga de  $3 \text{ ton/m}^3$ . Sin embargo, se determinó que el talud se volvía inestable cuando éste llegaba a saturarse completamente de agua, para ambas condiciones.

La Comisión Técnica de ASIA hizo el análisis del deslizamiento en el Volcán de San Salvador ocurrido en septiembre de 1982<sup>4</sup>, partieron de los estudios realizados sobre las características físicas de la subcuenca que abarca la zona afectada ( $2.9 \text{ Km}^2$  aproximadamente), características geomorfológicas, datos sobre precipitación registrados pocos días antes del deslizamiento y de los análisis de estabilidad de taludes a lo largo del curso que siguió el aluvión, se llegó a determinar las causas que dieron origen al desastre. Este se atribuyó al desprendimiento de grandes volúmenes

---

<sup>4</sup> Revista ASIA No. 74, "Análisis sobre las causas de la tragedia ocurrida el 19 de septiembre en la Colonia Montebello Poniente y áreas circunvecinas"

de suelo en la zona alta del volcán, que ante las intensas y continuas lluvias, provocaron su deslizamiento hacia el cauce principal de la quebrada El Nispero, que al ser arrastrado por las fuertes crecidas formaron una avalancha de agua lodosa que se depositó en la zona baja.

De los análisis de estabilidad y de los estudios realizados en la zona del deslizamiento, se determinó, que la falla ocurrida a lo largo del cauce se dio por deslizamiento superficial para ángulos menores de  $21^\circ$  y desplazamientos del cuerpo del talud para inclinaciones mayores de  $37^\circ$ ; combinándose estos dos tipos de falla hasta los primeros 1000 m del cauce. La causa que provocó estas fallas fue la saturación de una masa de material piroclástico que produjo el desprendimiento de un bloque de suelo de aproximadamente  $200,000 \text{ m}^3$ , debido a la fuerte pendiente del terreno y a la susceptibilidad del suelo superficial a la erosión y al fenómeno de tubificación. De los 1000 m hasta los 2500 m ocurrió únicamente desplazamiento del cuerpo del talud, lo que dio origen a taponamientos y obstáculos que actuaban como diques o represas naturales. Estos retenían el agua temporalmente, provocando su acumulación, hasta el grado que al romperse, el material licuado se desplazó como un fluido. De los 2500 m en adelante, el problema fue ocasionado por el efecto de la avalancha originada en los tramos superiores, donde el suelo ya licuado provocaba socavación general, incrementando la masa de suelo que se depositaba posteriormente en las zonas más bajas (zona afectada).

El fenómeno descrito se volvía más grave por la susceptibilidad del suelo superficial a la erosión y tubificación, disminuyendo rápidamente su resistencia debido a la saturación.

Escobar Tejada (1984), evaluó el estado de 24 taludes ubicados dentro del AMSS, de los cuales 19 taludes presentaban algún tipo de falla y los daños ocasionados por estas (ver cuadro No. 1)<sup>5</sup>. Las causas que ocasionaban la inestabilidad eran: falta de compactación del material de relleno, ruptura de colectores de aguas negras, falta de protección del talud contra la erosión, saturación del material por la filtración de aguas lluvias, etc.

Escobar, seleccionó 10 taludes para analizarlos en cuanto a propiedades mecánicas e índices del suelo, resistencia de los estratos de suelo y análisis de estabilidad. Se eligieron tomando en cuenta algunos factores como: tipo de falla que sufrieron, inclinación, riesgo y tipo de material que constituía el talud. En las tablas 1.3 y 1.4 se presentan los resultados obtenidos del estudio de suelos y del análisis de estabilidad.

Figuroa Hernández y otros (1989), analizaron los taludes de la comunidad "Carranza No. 2" o "Colfer Finquita" ubicada sobre las laderas de la quebrada "La Mascota" en la colonia Ferrocarril, final pasaje A y pasaje Marroquín, el talud con una pendiente casi vertical, presentaba sobrecarga de viviendas en el borde de la corona y estaba protegido por un muro de contención que se dañó y nunca fue reconstruido. Se

---

<sup>5</sup> Escobar Tejada, Edna Isabel. Op. Cit. Pág. 26.

le hizo un estudio de suelos, con el objeto de revisar su estabilidad por el método de las dovelas; llegando a determinar, que el talud se comportaba establemente. Partiendo de la condición favorable de estabilidad del talud, para este caso, dieron propuestas de mejoramiento para evitar su erosión, como por ejemplo, la construcción de canaletas de drenaje en el cuerpo del talud, tanto en el sentido transversal como longitudinal y el empleo de vegetación o la construcción de un muro de 2.50 m de altura al pie del talud con el fin de proteger su base.

También analizaron la "Comunidad Modelo No. 3", situada al costado Sur de la Autopista a Comalapa y al Occidente (km. 3 ½) de la carretera a los Planes de Renderos. En dicha carretera, la comunidad presentó la formación de una cárcava en una parte del talud que colinda con el río Ilohuapa, este presentaba problemas de estabilidad debido a que el terreno no poseía un sistema adecuado de drenaje pluvial y a que el caudal del río podía avanzar hasta provocar problemas de deslizamiento.

Del análisis de estabilidad, se llegó a determinar que el talud no era estable. A partir de los resultados de este análisis se propuso una alternativa de solución a dicho problema, que consistió en la construcción de un muro de gravedad situado a una distancia de 10 m a partir de la línea central del río y a 13 m del pie en la parte vertical de la cárcava, conformando el talud por medio de un relleno compactado de tierra blanca

Umaña Interiano y otros (1992), analizaron 18 comunidades en las riveras del Río Acelhuate en un tramo de 3 km., que inicia al costado oriente del Barrio La Vega,

en la Comunidad Gallegos No. 1, finalizando en los Condominios Atonal (al costado Sur de la fábrica Eureka); con el fin de proporcionar criterios geológicos y geotécnicos, así como alternativas de solución que se podían observar en la zona de estudio, también, criterios hidrológicos y buscar alternativas de solución a los diferentes problemas causados por aumentos de caudal del río en época invernal, que se podían observar en la zona de estudio.

De las visitas técnicas y de los estudios de campo hechos a los taludes de estas comunidades, se llegaron a determinar los problemas que más se presentaban y las causas que los originaban. Entre estas puntualizaron las siguientes: socavación, erosión por descarga de aguas lluvias o aguas servidas en el cuerpo y al pie del talud, ubicación de viviendas en la corona, cubierta vegetal escasa, frecuentes deslizamientos, etc. Hicieron un análisis hidráulico del río Acelhuate, obteniendo un caudal máximo de  $654 \text{ m}^3/\text{s}$  y un tirante máximo de 3.62 m para un período de retorno de 25 años; una descripción geológica, hidrogeológica y geotécnica de la zona y un estudio de suelos a taludes de tres comunidades de las 18 analizadas: Condominios Atonal, Comunidad Francisco Morazán y Comunidad Harrison Step, (ver tabla 1.5).

Además, llegaron a determinar el grado de riesgo a deslizamiento de los taludes analizados, clasificándolos como: zonas críticas de alto riesgo, riesgo moderado y de riesgo bajo. Hicieron una clasificación de zonas críticas del área en estudio, de acuerdo a los resultados obtenidos de los taludes estudiados<sup>6</sup>.

---

<sup>6</sup> Umaña Interiano, Rubén Antonio y Otros (1992). Criterios y Parámetros Geotécnicos de las Márgenes del Cauce del Río Acelhuate para su Protección y Prevención de Riesgos y Desastres, Determinando Zonas Críticas. Apéndice B, Pag. 189. Trabajo de Graduación. UES.

Cerna Aguilar y otros (1993) estudiaron los taludes ubicados en cuatro comunidades dentro del AMSS, las cuales se describen a continuación:

- a) Comunidad El Nazareno (colonia Amatepec, Soyapango,), una parte de esta comunidad se cimentó sobre una zona de la ladera que anteriormente estuvo destinada como botadero de basura, el talud estaba constituido por material misceláneo.
- b) Colonia Guadalupe (ciudad delgado), en el mes de septiembre de 1989 la parte baja de esta colonia sufrió un deslizamiento en dirección del río Acelhuate y en 1990 le siguió un deslizamiento lento sobre el talud, de más o menos 70° de inclinación y 20 m de alto, sobre el cual se ubicaban muchas viviendas que son afectadas por asentamientos en el suelo.
- c) Comunidad La Roca (Barrio Modelo), en el costado norte de dicha comunidad se encontraba un talud de unos 12 m de altura, en el pie habían talleres mecánicos y en la parte superior del talud (corona), la colonia Málaga.
- d) Colonia Saprissa (Ciudad Delgado), está asentada en el pie y en el cuerpo medio de un talud de material arcilloso con características muy plásticas, el cuál en época invernal experimenta desprendimientos superficiales de tierra, poniendo en peligro a los habitantes de dicha colonia.

Además, hicieron un estudio geotécnico y un análisis de estabilidad a los taludes ubicados en las cuatro comunidades antes mencionadas, cuyos resultados se presentan en la tabla 1.5.

Calderón Pérez y otros (1997) hicieron un análisis estático y dinámico a cinco taludes ubicados en el AMSS, los cuales son: talud comunidad Los Bambúes, Colegio Externado San José, Colonia Santa Alegría (Ciudad Delgado), Colonia Santa Clara (Barrio San Jacinto) y comunidad adyacente a Residencial Escalón y San Antonio Abad. Los resultados obtenidos de la aplicación de los métodos de estabilidad se presentan en la tabla 1.5. Además, llegaron a determinar el grado de amenaza por deslizamiento según el método de Mora Vharson, para las cinco comunidades estudiadas, quedando de la siguiente manera:

<b>TALUD</b>	<b>GRADO DE AMENAZA</b>
Comunidad Los Bambúes.	Muy bajo
Colegio Externado San José.	Muy bajo
Colonia Santa Alegría.	Moderado
Colonia Santa Clara.	Moderado
Comunidad adyacente a Residencial Escalón y San Antonio Abad.	Moderado

En las tablas 1.3 a 1.5 se presentan los resultados obtenidos de algunos casos de taludes analizados

Tabla 1.3 Resultados Obtenidos del Estudio de Suelos

Talud seleccionado Ubicación	PROPIEDADES MECANICAS INDICES DEL SUELO											Clasificación del suelo	Método de análisis		
	Prueba No.	Ensayo No.	$\sigma_3$ Kg/cm <sup>2</sup>	$(\sigma_1 - \sigma_3)$ Kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_1$ Kg/cm <sup>2</sup>	$\gamma_h$ Ton/m <sup>3</sup>	$S_e$	e	$\omega$ %	$G_w$	C Kg/cm <sup>2</sup>			$\phi$	Ley de resistencia
Zona sur del proyecto reparto las cañas block F, Ilopango	1	1	0.70	3.60	4.30	1.59	2.42	0.77	16.28	51.01	0.85	23.7°	0.85 + 0.44 $\sigma$	Arena limosa con pómez, color café claro con 60% de arena gruesa media y fina (SM)	Método de Fellenius. Deslizamiento superficial
		2	1.41	5.16	6.57	1.55	2.42	0.80	15.10	46.00					
		3	2.11	6.46	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 $\sigma$	Arena limosa con pómez, color café claro con 55% de arena media gruesa y fina (SM)	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	1.00	5.67	6.67	1.60	2.36	0.63	10.85	40.44	1.00	23.7°	1.0 + 0.44 $\sigma$	Arena limosa con pómez y raicillas, color café +/- 55% de arena gruesa media y fina. (SM)	Fellenius Deslizamiento superficial
		2	2.00	7.16	9.16	1.45	2.36	0.70	9.32	28.41					
		3	3.00	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	1.00	4.90	5.90	1.51	2.39	0.76	10.20	31.90	0.60	33.8°	0.6 + 0.67 $\sigma$	Arena limosa con pómez y raicillas, +/- 55% de arena gruesa media y fina (SM)	Fellenius Deslizamiento superficial Sismo
		2	2.00	7.76	9.76	1.49	2.39	0.79	10.90	33.10					
		3	3.00	9.87	12.87	1.50	2.39	0.78	12.20	37.50					
Colonia Amatepec, 2ª Etapa, final pasaje # 16, Soyapango.	1	1	1.00	2.73	3.73	1.30	2.43	1.01	15.41	36.90	0.05	31.2°	0.05 + 0.61 $\sigma$	Arena limosa color café claro con pómez, 60% de arena (SM)	Fellenius Deslizamiento superficial Sismo
		2	2.00	5.15	7.15	1.31	2.43	1.00	15.45	37.42					
		3	3.00	7.78	10.78	1.34	2.43	0.95	14.87	38.09					
Ramal # 1, Intercambiador Blvd. Tutunichapa y Diagonal Universitaria, San Salvador	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 $\sigma$	Arena limosa café con 55% de arena y 5% de grava (SM)	Fellenius Deslizamiento superficial Sismo
		2	1.41	3.69	5.10	1.49	2.42	0.91	17.38	46.22					
Ramal # 2, Intercambiador Blvd. Tutunichapa y Diagonal Universitaria, San Salvador	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 $\sigma$	Arena limosa café, 50% de arena, 5% de grava.	Fellenius Deslizamiento superficial
		2	1.41	3.44	4.85	1.41	2.44	0.99	15.89	38.69					

Fuente: Escobar Tejada, Edna Isabel, (1984). Solución Propuesta para el Tratamiento de Taludes en el Area Metropolitana. Trabajo de Graduación. UES



**Tabla 1.4 Resultados Obtenidos del Análisis de Estabilidad**

LUGAR	FACTOR DE SEGURIDAD					
	Falla por el cuerpo del talud		Considerando fuerzas de sismo		Deslizamiento superficial	
	c≠0	c=0	c≠0	c=0	c≠0	c=0
Talud Urbanización 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 de urbanización Jardines de San Bartolo, Ilopango	3.43	1.00			8.30	0.53
	3.90	1.02				
	1.95	1.07				
Talud Sur de urbanización Jardines de San Bartolo, Ilopango	3.09	1.78	2.45	1.43	4.60	1.00
	3.00	1.77				
	3.00	1.82				
Ramal # 1, intercambiador Blvd. Tutunichapa y Diagonal Universitaria, San Salvador	2.83	1.32	2.40	1.10	3.9	0.58
	2.88	1.39				
	2.97	1.49				
Ramal # 2, intercambiador Blvd. Tutunichapa y Diagonal Universitaria, San Salvador	2.40	1.50			2.27	0.77
	2.55	0.66				
	2.72	1.80				
Colonia Amatepec, 2ª Etapa, final pasaje # 16, Soyapango.	1.53	1.33	1.27	1.10		
	1.53	1.34				
	1.58	1.40				
Talud final 75 Av. Norte y calle San Antonio Abad, San Salvador	2.10	1.03				
	2.10	1.08				
	2.20	1.18				
Talud Av. Bernal, frente Colegio Medico, S.S.	1.88	0.95				
	1.90	1.03				
	2.10	1.18				
Talud centro tutelar de menores, Colonia Costa Rica, S.S.	2.18					
	2.17	*				
	2.19					
Talud canal paralelo a Blvd. Del Ejercito Nacional	$H_{cr} = 7.67 \text{ m}$					

\* No se considero c = 0, debido a que dos de los tres estratos que forman el talud, contienen arcillas.

Fuente: Escobar Edna Isabel, (1984). Solución Propuesta para el Tratamiento de Taludes en el Area Metropolitana. Trabajo de Graduación. UES.

**Tabla 1.5 Resultados Obtenidos de Casos de Taludes Analizados**

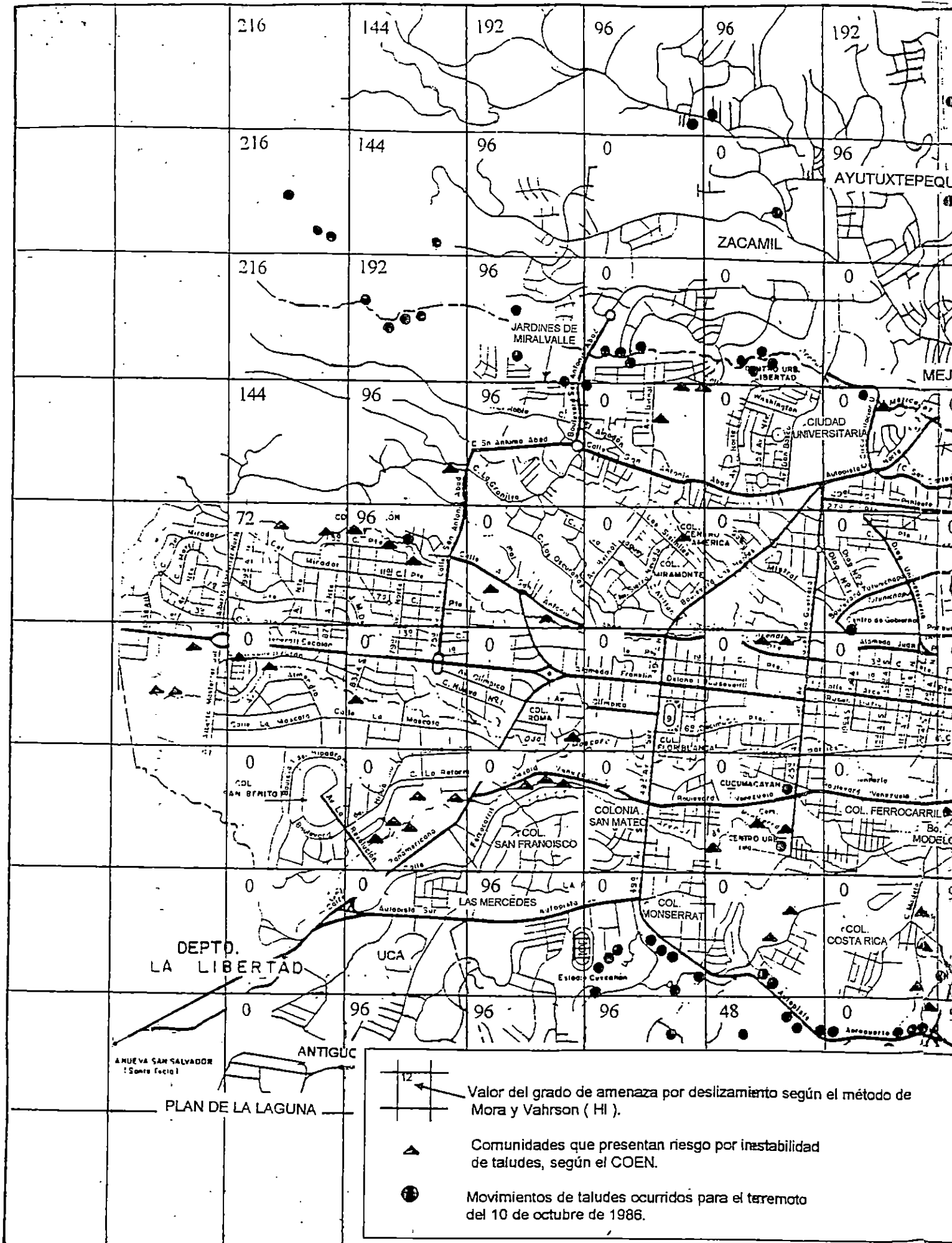
Lugar	Ubicación y Delimitación Geográfica	Características del Talud		Problemas Detectados	Propiedades Volumétricas y Gravimétricas										Tipo de Suelo	Análisis de Estabilidad			
		H (m)	$\beta$		e	n %	$G_w$ %	$G_s$ %	$\gamma_n$ $T/m^3$	W %	$\gamma_e$ $T/m^3$	$\phi$	C	K		Método usado	$F_s$		Sobre carga ( $T/m^2$ )
																	sismo	Sin sismo	
Comunidad Carranza o Colfer Finquita	Barrio Santa Anita, Colonia Ferrocarril, final pasaje A y pasaje Marroquin.	10.5	53°	<ul style="list-style-type: none"> <li>Viviendas construidas sobre la corona del talud.</li> <li>Muro de contención volcado en la zona.</li> </ul>	1.0	34.9	23.6	2.52	1.40	9.7	1.28	35°	0.26	$2.9 \times 10^{-4}$	Limo arenoso	dovelas	1.28	1.51	—
Comunidad Modelo No.3	Autopista a Comalapa y Km. 3½ carretera a los Planes de Renderos	8.30	Casi vertical	<ul style="list-style-type: none"> <li>Erosión del cuerpo del talud</li> <li>Sistema inadecuado de drenaje pluvial</li> <li>Formación de una cárcava en el talud.</li> </ul>	1.26	36.5	31.0	2.52	1.27	16.0	1.09	32°	0.04	$5.47 \times 10^{-5}$	Arena limosa	Dovelas	—	1.09 2.14	—
Comunidad El Nazareno	Boulevard del Ejercito Nacional a la altura de entrada a Amatepec	8.30	14.7°						8.2 - 44.6	1.70	20°	0.0	-	Arena limosa	Dovelas	0.92	—	10	


Tabla 1.5 Resultados Obtenidos de Casos de Taludes Analizados


Lugar	Ubicación y Delimitación Geográfica	Características del Talud		Problemas Detectados	Propiedades Volumétricas y Gravimétricas										Tipo de Suelo	Análisis de Estabilidad			
		H (m)	$\beta$		e	n %	$G_w$ %	$G_s$ %	$\gamma_n$ $T/m^3$	W %	$\gamma_s$ $T/m^3$	$\phi$	C	K		Método usado	$F_s$		
																	sismo	Sin sismo	Sobre carga ( $T/m^2$ )
Colonia Saprissa	Ciudad Delgado	45.5	25.8°	—						49 - 50.6		30°	0.0		Arena limosa Arenas pumíticas	Dovelas	1.18	—	—
Colonia Guadalupe	Ciudad Delgado a orillas del Río Acelhuate	29.4	46.4°	—						49.5 - 62.6		30.4°	0.0		Arena limosa	Dovelas	0.95	—	—
Comunidad La Roca	Barrio Modelo, al costado Sur de la Colonia Málaga.	9.20	74° - 22°	—						46.6 - 53.4	1.45	31.2°	0.0		Arena limosa	Dovelas	1.05	—	—
Condominio Atonal	—	5-10	60° - 75°	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Socavación en gaviones por mala cimentación</li> <li>▪ Socavación en el pie</li> <li>▪ Deslizamiento frecuente del talud.</li> </ul>											Arena limosa	Zona del alto riesgo			


**Tabla 1.5 Resultados Obtenidos de Casos de Taludes Analizados**

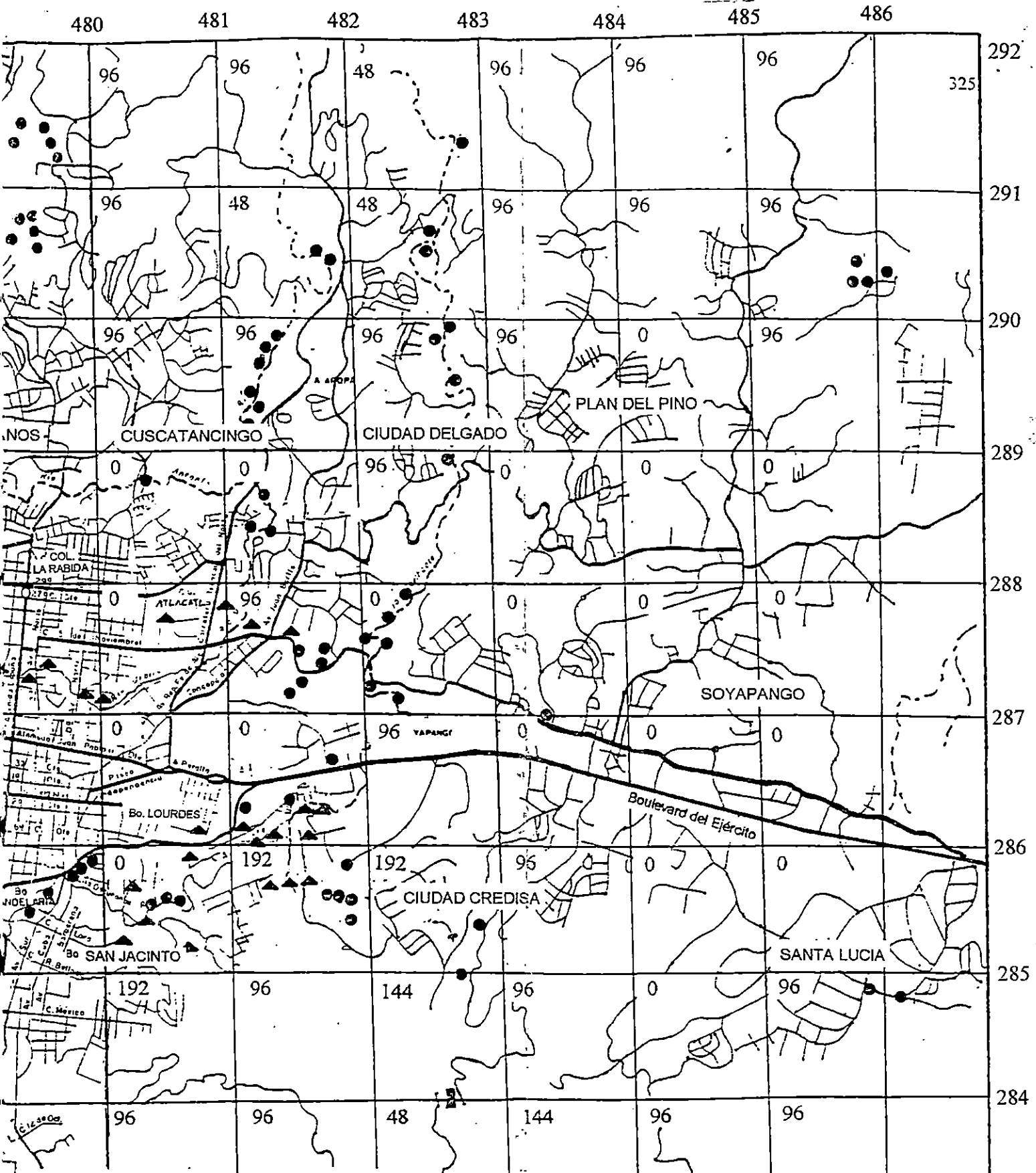
Lugar	Ubicación y Delimitación Geográfica	Características del Talud		Problemas Detectados	Propiedades Volumétricas y Gravimétricas										Tipo de Suelo	Análisis de Estabilidad						
		H (m)	$\beta$		e	n %	$G_w$ %	$G_s$ %	$\gamma_n$ T/m <sup>3</sup>	W %	$\gamma_s$ T/m <sup>3</sup>	$\phi$	C	K		Método usado	$F_s$					
																	sismo	Sin sismo	Sobre carga (T/m <sup>2</sup> )			
Comunidad Francisco Morazán	Rivera del Río Acelhuate	15-20	75° - 90°	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Viviendas construidas en la corona</li> <li>▪ Botadero de ripio y basura</li> <li>▪ Socavación al pie del talud</li> <li>▪ Erosión</li> <li>▪ Derrumbe de viviendas por falla del talud.</li> </ul>	0.44	30.70	69.30	2.02	1.61	15.20	1.40	-	-	-	Arena limosa	Zona crítica						
Comunidad Harrison Step	Rivera del Río Acelhuate	15-20	75° - 90°		0.60	37.70	80.80	2.25	1.70	21.7	1.40	27.00°	0.38	-	Arena limosa Limo arenoso	Zona crítica						
Comunidad Los Bambúes	Costado Sur Poniente del Cementerio la Bermeja, en las riveras de la Quebrada Arenal de Monserrat	12.0	80°	-			2.44				X* 1.43	Y** 1.66	X 29°	Y 32°	X 0.67	Y 0.0102	Arena Limosa	Fellenius Bishop	x 1.74	y 0.252	x 2.140	y 0.373
Talud Colegio Externado San José	Costado Poniente del nuevo parqueo del Colegio	6.3	85°				2.15				1.54	1.71	57°	44°	0.0968	0.1224		Fellenius Bishop	1.068	0.949	1.404	0.225



 Valor del grado de amenaza por deslizamiento según el método de Mora y Vahrson (HI).

 Comunidades que presentan riesgo por inestabilidad de taludes, según el COEN.

 Movimientos de taludes ocurridos para el terremoto del 10 de octubre de 1986.



**Clasificación de la amenaza de desizamiento.**

Potencial	Clase	Calificativo
0 - 6	I	Muy bajo
7 - 32	II	Bajo
33 - 162	III	Moderado
163 - 512	IV	Medio
513 - 1250	V	Alto
> 1250	VI	Muy Alto

**Mapa 1.1** Mapa de Zonificación de riesgo en términos de estabilidad de taludes para el AMSS.

Las líneas negras numeradas indican el cuadrículado de mil metros de la proyección cónica conformal de Lambert.

292  
325  
291  
290  
289  
288  
287  
286  
285  
284  
283  
282

480 481 482 483 484 485 486

**Tabla 1.5 Resultados Obtenidos de Casos de Taludes Analizados**

Lugar	Ubicación y Delimitación Geográfica	Características del Talud		Problemas Detectados	Propiedades Volumétricas y Gravimétricas										Tipo de Suelo	Análisis de Estabilidad						
		H (m)	$\beta$		e	n %	$G_w$ %	$G_s$ %	$\gamma_n$ $T/m^3$	W %	$\gamma_s$ $T/m^3$	$\phi$	C	K		Método usado	$F_s$					
																	sismo	Sin sismo	Sobre carga ( $T/m^2$ )			
Talud colonia Santa Alegría	Ciudad Delgado, rivera de una quebrada que desemboca al Río Acelhuate	12.25	47°													Arena Limosa	Fellenius	2.579	0.849	3.560	1.100	
							2.17									Limos arenosos	Bishop	2.579	0.849	3.560	1.100	
Colonia Santa Clara	Barrio San Jacinto, en las riveras de la Quebrada Ase seca	6.0	51.6°													Arenas Limos arenosos	Fellenius	3.435	0.957	4.436	1.199	
							2.44										Bishop	3.435	0.957	4.436	1.199	
Comunidad adyacente a Residencial Escalón y San Antonio Abad	Inicios del arenal Tutunichapa	9.8	25.8°	▪ Inestabilidad cuando se satura de agua la masa de suelo del talud												Arena limosa	Fellenius	1.479	0.819	2.545	1.195	
							2.38									Limos arenosos	Bishop	1.479	0.819	2.545	1.195	
Universidad de el Salvador	A 100 m del edificio de la Escuela de Arquitectura	21	38°							20% - 30%						Limos arenosos	Dovelas			1.75	0.70	>1.5
										1.562												
											33°											
												0.3										

\* x = Condición de humedad natural

\*\* y = Condición saturada

### **1.3 APLICACIÓN DEL ESTUDIO DE LOS TALUDES**

Los taludes son estructuras que contribuyen a la ejecución de proyectos que se construyen en terrenos topográficamente irregulares y a otros que necesitan de dicha estructura para conformar otra más complejas. Sus principales aplicaciones se dan como sigue:


a) **En el desarrollo urbanístico y urbanizaciones.**

Actualmente la mayoría de lugares que son morfológicamente aptos para construcciones en áreas urbanas, ya han sido utilizados. Para solventar la necesidad de vivienda, se hace uso de terrenos con topografía irregular como laderas; al hacer uso de este recurso, se debe estabilizar el suelo para que tenga las características requeridas para ejecutar el proyecto. Además de estabilizar laderas para dar conformación a todo un proyecto urbanístico, surge la necesidad de conformar taludes artificiales, con el objeto de cambiar niveles de terraza entre lotes del terreno, evitando así la construcción de muros de protección. Estas obras deben garantizar la seguridad de los habitantes y la infraestructura a construir.

b) **En caminos, carreteras y vías urbanas.**

Actualmente las vías terrestres constituyen el medio de comunicación más utilizado. No se puede diseñar ni ejecutar un proyecto de vías sin considerar a los taludes, ya que éstos son una de las estructuras más complejas que las conforman. La





función de los taludes es dar soporte lateral a la vía, ya sea en corte como en terraplén. Al mencionar la importancia de los taludes en las vías terrestres, no se puede obviar, que es el costo el factor determinante de las características con que será diseñada la estructura, y por lo general el diseño se inclina por la pendiente más escarpada, que corresponde a la mínima masa removida, sin dejar de lado los aspectos que garanticen la seguridad tanto de los usuarios de la vía como de los habitantes de la zona.

c) En obras de tierra como diques, y presas de tierra.

Los bordos o diques son pequeñas estructuras de tierra de poca altura, que se tienden a lo largo de canales naturales, linderos o áreas a separar, protegiendo las áreas bajas de ciudades, pueblos, plantas industriales y costosos terrenos de cultivo. Cuando estas estructuras se construyen en superficies reducidas, las pendientes aumentan y deben ser diseñadas en base al análisis de estabilidad.

En el caso de las presas de tierra, éstas se proyectan para embalsar agua, y son sus paredes inclinadas (taludes) las que están más expuestas a ser inestables cuando desempeñan la función de represado. Las presas de tierra deben ser correctamente diseñadas y construidas, ya que una falla en la estructura puede causar pérdida de vidas y grandes daños a la propiedad. El éxito de las presas de tierra está basado en satisfacer dos requisitos técnicos: seguridad contra la falla hidráulica y seguridad contra la falla estructural, esta última se garantiza a través del análisis de estabilidad de taludes.

## **1.4 GENERALIDADES SOBRE TALUDES**

### **1.4.1 Definición de Talud**

Se conoce como talud, a cualquier superficie inclinada prominente con respecto a la horizontal compuesta permanentemente de una masa de suelo y/o roca, bien sea en forma natural o como consecuencia de la intervención humana que lo conforme en una obra de ingeniería.<sup>7</sup> Normalmente un talud define una diferencia de niveles.

### **1.4.2 Elementos que Componen un Talud**

Los elementos que componen un talud son: la altura, el ángulo de inclinación, la corona, la base y el pie; como se muestra en la figura 1.7.

Por medio de estos elementos se puede localizar la posición de la superficie de falla que sufra el talud, así como la descripción del tipo de movimiento de la masa de suelo.

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.

---

<sup>7</sup> Juárez Badillo; Rico Rodríguez. (1979) Teoría y Aplicaciones de la Mecánica de Suelos. Tomo II, México, 2ª Edición, Editorial Limusa. Pag.255.

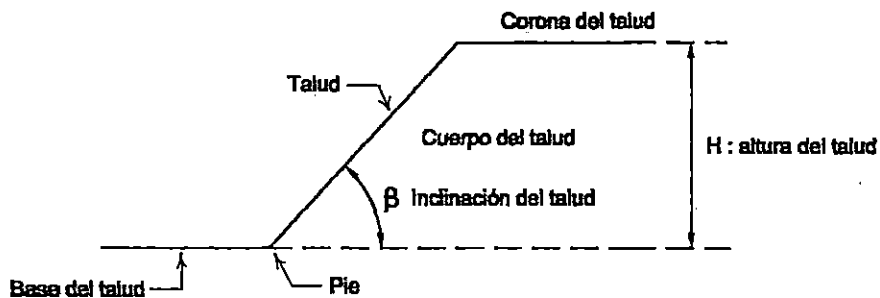


Figura 1.7 Nomenclatura usual en taludes

### 1.4.3 Tipos de taludes

Existen diferentes criterios para clasificar un talud, ya sea por su origen de formación, por el tipo de material o por el ángulo de inclinación respecto a la horizontal.

#### 1) Por su origen de formación.

Desde este punto de vista, los taludes pueden clasificarse de la siguiente manera:

##### a) Taludes naturales.

A este tipo de talud comúnmente se le denomina ladera, y se han conformado en una forma natural sin intervención humana; en ellos están contenidas todas

aquellas pendientes fuertes o cambios bruscos de nivel, conformados por las transformaciones geológicas a través de los años.

**b) Taludes artificiales.**

Son aquellos que han sido formados por la intervención humana en las múltiples obras de ingeniería. Generalmente, estos tipos de taludes se denominan cortes o terraplenes, según su origen de formación, a requerimiento de la obra o problema a resolver.

En la figura 1.8, se presentan algunos ejemplos de taludes naturales y artificiales.

**2) Por el tipo de material**

Los taludes pueden dividirse en tres grupos de acuerdo a las diferentes clases de material que los constituyen:

- a) Macizos rocosos
- b) Suelos
- c) Materiales de relleno (terraplenes, pedraplenes)

**a) Macizos Rocosos.**

Este grupo se identifica con los medios rocosos, que principalmente se componen de bloques sólidos separados por discontinuidades o fracturaciones profundas.

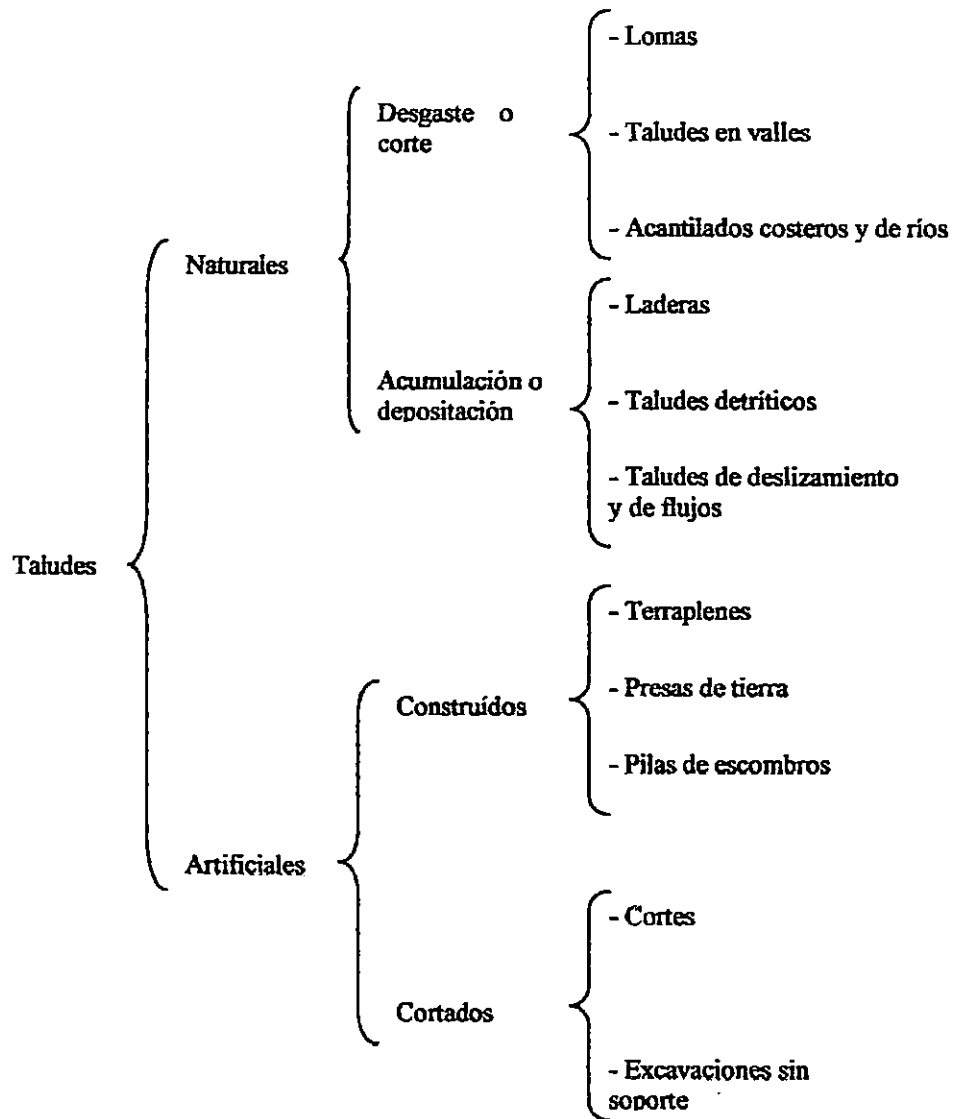


Figura 1.8 Taludes naturales y artificiales

El comportamiento de un macizo rocoso, generalmente depende de las características de las discontinuidades (estratificación, diaclasamiento, fallosidad, líneas de debilidad, etc.) que presenta, así como de la litología de la roca madre y su historia evolutiva. En las discontinuidades debe considerarse el tipo y origen, distribución espacial, tamaño y continuidad, espaciado, rugosidad, presencia de agua,

etc. De la roca madre, se debe conocer su naturaleza, resistencia, grado de aceleración o meteorización, alterabilidad, etc.

#### b) Suelos

Los suelos constituyen un conjunto de partículas sólidas, sueltas o poco ligadas, más o menos consolidadas, de naturaleza mineral, fragmentos de roca, materia orgánica, etc.

El comportamiento de las masas de suelo se asemeja al de un medio continuo y homogéneo, y depende de las propiedades y características de sus componentes: tamaño y forma de las partículas más gruesas, proporción del contenido de arenas y/o arcillas, contenido de agua y situación del nivel freático, etc.

De acuerdo al tipo de suelo y a las características descritas, existen taludes formados por: arenas, loess, arcillas, suelos residuales, etc. y combinaciones de estos con elementos rocosos gruesos o muy gruesos que llegan a constituir la masa de la estructura y a comportarse por factores endógenos o exógenos como masas en desplazamientos.

#### c) Materiales de Relleno

Se agrupan bajo este nombre todos aquellos depósitos de suelo realizados por el hombre como construcción de obras civiles (terraplenes, presas de tierra, diques,

etc.). Un relleno constituye una estructura de soporte o de retención, en los que se lleva un control durante su proceso de conformación, como por ejemplo control de compactación y drenajes del relleno, selección del tipo de material y método de colocación etc.

#### **1.4.4 Causas de la Inestabilidad de los Taludes**

La tendencia de una masa de suelo o roca a moverse es lo que constituye la inestabilidad, y determina una de las causas que provoca el movimiento, ya que en la mayoría de los casos existen varias causas actuando simultáneamente. Realmente cualquier factor que produzca una disminución de la resistencia al esfuerzo cortante del suelo que constituye el talud o un aumento en los esfuerzos cortantes actuantes, contribuyen a la inestabilidad.

La tabla 1.6 contiene un resumen de los factores que causan los deslizamientos así como el mecanismo por el cual actúan.

#### **1.4.4.1 Factores más comunes que contribuyen a aumentar los esfuerzos cortantes actuantes en un talud.<sup>8</sup>**

##### **1. Remoción de soporte**

###### **a) Erosión**

- Por acción de las corrientes de agua y los ríos
- Por glaciares
- Por acción de oleaje o corrientes marinas
- Por procesos sucesivos de humedecimiento y secado (brisa, congelamiento)

###### **b) Modificación del talud por caídas de material, deslizamientos, asentamientos o cualquier otra causa.**

###### **c) Actividad humana**

- Cortes y Excavaciones
- Remoción de muros de retención o tablestacados
- Vaciado de lagos, lagunas o depósitos de agua

##### **2. Sobrecarga**

###### **a) Por causas naturales**

- Peso del agua lluvia, nieve, etc.

---

<sup>8</sup> Alfonso Rico y Hermillo del Castillo. (1976) *La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres*. Vol. I, México, 1ª Edición, Editorial Limusa. Pag. 342.



- **Acumulación por caída de materiales, deslizamiento u otras causas.**
- b) **Por actividad humana**
- **Construcción de rellenos**
  - **Construcción de edificios u otras estructuras**
  - **Eventuales fugas de agua de tubería**
3. **Efectos transitorios como sismos**
4. **Remoción de materiales subyacentes que proporcionaban soporte**
- a) **Por ríos o mar**
  - b) **Por meteorización**
  - c) **Por erosión subterránea por flujo de agua (tubificación, socavación, etc.)**
  - d) **Por actividad humana, excavación o minería**
  - e) **Por pérdida de resistencia del material subyacente**
5. **Aumento de presión lateral (empujes)**
- a) **por acumulación de agua en grietas y fisuras**
  - b) **por congelación del agua en grietas**
  - c) **por expansión de arcillas susceptibles**

**1.4.4.2 Factores más comunes que contribuyen a disminuir la resistencia al esfuerzo cortante en laderas y taludes.**

1. Factores inherentes a la naturaleza de los materiales
  - a) Composición
  - b) Estructuración
  - c) Estructuras secundarias
  - d) Estratificación desfavorable
  
2. Cambios por meteorización y actividad física – química - mecánica.
  - a) Proceso de humedecimiento y secado
  - b) Hidratación
  - c) Remoción de cementantes
  
3. Efecto de las presiones de poros, incluyendo las debidas al flujo de agua.
  
4. Cambio en la estructura, incluyendo fisuración por liberación de esfuerzos y degradación estructural bajo los esfuerzos cortantes previamente actuantes.
  
5. Efecto de fatiga estructural del suelo por sollicitación de cargas, ya sean éstas impuestas o producidas por la geodinámica interna de la tierra, como los sismos.

**Tabla 1.6 Factores que Producen los Deslizamientos**

Agente	Proceso que pone al agente en acción	Medio por el cual actúa el agente	Materiales más sensibles a la acción del agente	Naturaleza física de la acción del agente	Efectos sobre la estabilidad
Erosión y transporte	Procesos constructivos o erosiones	1. Aumenta la altura o la inclinación del talud	Todos los materiales	Cambios en el estado de esfuerzos	Aumento de los esfuerzos cortantes
			Arcillas rígidas o fisuradas Lutitas	Cambios en los estados de esfuerzos y abertura de fisuras	Aumento de los esfuerzos cortantes. Se desencadena el proceso 8
Esfuerzos tectónicos	Movimientos tectónicos	2. Deformaciones grandes de la corteza terrestre	Todos los materiales	Aumenta el ángulo de talud	Aumento de los esfuerzos cortantes
Esfuerzos tectónicos o uso de explosivos	Temblores o explotación con explosivos	3. Vibraciones de alta frecuencia	Todos los materiales	Cambios de esfuerzos transitorios	Aumento de los esfuerzos cortantes
			Loess, arenas ligeramente cementadas y gravas	Alteración de los nexos interparticulares	Disminución de la cohesión y aumento de los esfuerzos cortantes
			Arena fina o media, suelta y saturada	Reacomodo de granos	Licuación
Peso del material que forma el talud	Construcción del talud	4. Deslizamiento superficial	Arcilla dura o fisurada. Lutita. Remanentes de viejos deslizamientos	Apertura de fisuras cerradas y producción de nuevas fisuras	Disminución de la cohesión. Se acelera el proceso 8.
		5. Deslizamiento en estratos débiles al pie del talud	Materiales duros sobre estratos blandos		
Agua	Lluvias o fusión de nieve	6. Desplazamiento de aire en los vacíos.	Arena húmeda	Aumentos de presión de poro en el agua	Disminución de resistencia.
		7. Desplazamiento de aire en juntas abiertas			
		8. Reducción de presiones capilares	Arcilla dura y fisurada. Algunas lutitas.	Expansión.	Disminución de la cohesión
		9. Descomposición química	Cualquier roca	Debilitamiento de los nexos interparticulares	
	Congelación del terreno	10. Expansión del agua por congelación	Roca junteada.	Apertura de fisuras cerradas y producción de nuevas fisuras	Disminución de la cohesión
		11. Formación de lentes de hielo en el suelo	Limos y arenas limosas	Aumento en el contenido de agua del suelo congelado	Disminución de la resistencia por fricción.

**Tabla 1.6 Factores que Producen los Deslizamientos**

Agente	Proceso que pone al agente en acción	Medio por el cual actúa el agente	Materiales más sensibles a la acción del agente	Naturaleza física de la acción del agente	Efectos sobre la estabilidad
Agua	Periodo de sequía	12. Contracción	Arcilla	Agrietamiento por contracción	Disminución de la cohesión
	Vaciado rápido	13. Flujo hacia el pie del talud	Limos y arenas finas	Aumento de presión de poro en el agua.	Disminución de la resistencia por fricción
		14. Reacomodo de granos	Arena media a fina, suelta, saturada	Aumento de presión de poro en el agua	Licuefacción
	Ascenso de nivel freáticos en un acuífero distante	15. Elevación del nivel piezométrico en el material que forma el talud.	Estratos de arena o limo entre o debajo de estratos de arcilla.	Aumento de presión de poro en el agua	Disminución de la resistencia por fricción.
	Flujo interno de agua	16. Flujo hacia el talud.	Limo saturado	Aumento de presión de poro en el agua	Disminución de la resistencia por fricción
		17. Desplazamiento de aire en los vacíos	Arena fina húmeda	Disipación de la tensión superficial	Disminución de la cohesión
		Remoción de cementantes solubles	Loess	Debilitamiento de los nexos interparticulares	
		19 Erosión interna	Limo o arena fina	Tubificación	Aumento de los esfuerzos cortantes

Fuente: Alfonso Rico y Hermillo del Castillo. (1976). La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres. Volumen 1. México 1ª Edición, Editorial Limusa. Pág. 341.

#### 1.4.4.3 Sobrecarga en la Corona

Sobrecargar el borde de un talud con el peso de una estructura o de cualquier otra manera posible, traerá como consecuencia un incremento de esfuerzos cortantes en el interior de la masa de suelo, disminuyendo así la seguridad del talud contra el deslizamiento, por lo que las cargas impuestas deberán estar supeditadas a las condiciones de estabilidad del talud.

Con la realización del análisis de la estabilidad del talud, se podrá prever una sobrecarga en la corona y a qué distancia de ella se deberá colocar la sobrecarga, sin que ocurra la falla, evitando riesgos por futura falla del talud como de la estructura misma.

#### **1.4.4.4 Sismo**

Los sismos pueden ser la causa de muchas fallas de taludes naturales como artificiales dependiendo de la severidad de ellos, incluso hasta en aquellos taludes estables que se encuentran sometidos únicamente a cargas hidrostáticas y gravitacionales

Las fallas de este tipo se deben al aumento de los esfuerzos tangenciales producidos por las cargas sísmicas y a la pérdida de la resistencia al esfuerzo cortante del suelo, bajo las cargas cíclicas<sup>9</sup>.

Un movimiento sísmico puede causar el fenómeno de licuación de los suelos arenosos o en las arcillas saturadas, etc., produciendo así las condiciones necesarias para la pérdida de estabilidad de una masa de suelo.

---

<sup>9</sup>Lambe, T. William y Whitman, Robert V. (1974), *Mecánica de Suelos*. México, 1ª Edición. Editorial Limusa.

\* Este efecto de carga es una de las causas por las que el suelo puede entrar en fatiga, debido a la repetición de las cargas y su intensidad de acción modificando el estado de esfuerzos del suelo y generando estados físicos y mecánicos de la masa de suelo que puede llevarla al estado de falla.

### **1.4.5 Fallas en Taludes**

Los taludes tienen una tendencia a desplazarse hacia abajo y hacia afuera lateralmente por el efecto de su propio peso. Cuando esta tendencia es contrarrestada por la resistencia al corte del suelo, el talud mantendrá su estabilidad, en caso contrario, se producirá una falla y posteriormente se definirá la falla para el movimiento real de toda masa de suelo situada debajo de la superficie de un talud.

Las fallas de los taludes como estructura de conjunto, tienen una característica común, existe movimiento de una masa de suelo a lo largo de una superficie más o menos definida, que permanece intacta durante las primeras etapas del movimiento, pero finalmente se deforma y se desplaza hacia abajo a medida que el movimiento progresa. Algunas fallas ocurren bruscamente con un ligero aviso o ninguno, mientras que otras se producen pausadamente después de presentar signos de inestabilidad como formación de grietas y asentamientos de una forma lenta.

#### **1.4.5.1 Tipos de fallas**

Existen varios tipos de fallas a las que puede estar expuesto un talud, y la mayoría de estas se encuentran relacionadas con el esfuerzo cortante del suelo y con la capacidad de carga del terreno donde se cimiente dicho talud. Entre las fallas más comunes se tienen las siguientes:

a) Falla por deslizamiento

El término comúnmente utilizado para designar los movimientos producidos en los taludes es el deslizamiento, ya que la experiencia de casos reales ha demostrado que esta es el tipo de falla más probable en los taludes.

Los deslizamientos de tierra se producen al superarse la resistencia al corte del material que conforma el talud, deslizándose la masa de suelo a lo largo de una superficie definida de falla como se muestra en la figura 1.9.

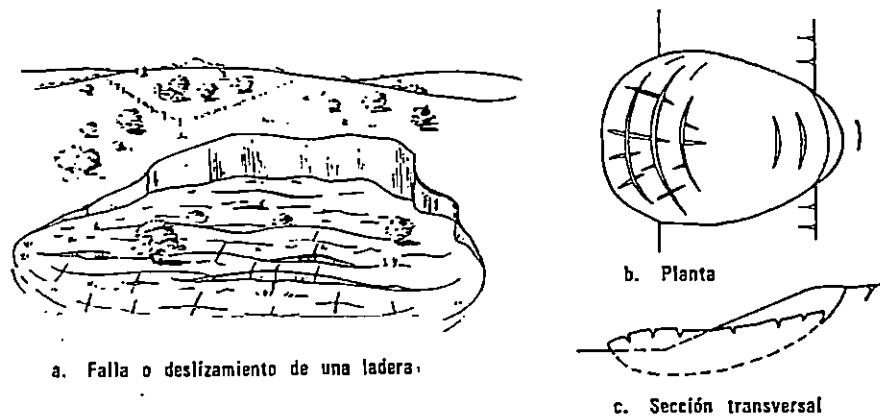


Figura 1.9 Falla de una masa de tierra por deslizamiento

El deslizamiento de suelo puede ser lento o rápido, dependiendo principalmente de la inclinación del talud, tipo de material y contenido de agua del material movido.

Otra característica importante de este fenómeno, es la profundidad de la zona de deslizamiento, que puede variar escalonadamente desde unos cuantos centímetros

hasta algunos metros, dependiendo de las propiedades del suelo y de factores como la humedad.

#### Falla por deslizamiento superficial

Este tipo de falla se refiere al movimiento continuo y relativamente lento de las capas superficiales de suelo, avanzando en una dirección hacia abajo y hacia fuera del talud. La velocidad de movimiento de la masa de suelo puede ser de algunos centímetros por año<sup>10</sup>. Este fenómeno es más intenso cerca de la superficie inclinada del talud, debido a la falta de resistencia por baja presión de confinamiento que existe en esa zona.

El deslizamiento superficial, es muy frecuente en laderas naturales, y suele afectar grandes extensiones de terreno; una vez que se inicia no puede detenerse, razón por la cual se debe prestar mucha atención a este tipo de falla, ya que cualquier solución para mantener estable una estructura alojada dentro o cerca de esa zona escapa de los límites económicos. El fenómeno se manifiesta por la inclinación de los árboles, postes y otros elementos similares, adoptando una posición perpendicular a la ladera; agrietamientos, escalonamientos, rupturas de muros y bardas, etc. La mejor indicación de este fenómeno es el curvamiento suave de los árboles con sus troncos cóncavos hacia arriba (figura 1.10)

---

<sup>10</sup> Esta característica dinámica, es importante, en tanto las condiciones de imposición de carga descarga en la estructura del suelo de conformación, o la intensidad del intemperismo actuante provoque la degradación o alteración de la estructura in-situ. En nuestro medio, también es importante la época seca o húmeda.



Se da a lo largo de una superficie de deslizamiento interna, de forma aproximadamente circular o cóncava. El movimiento es de naturaleza rotacional, alrededor de un eje dispuesto paralelamente al talud.

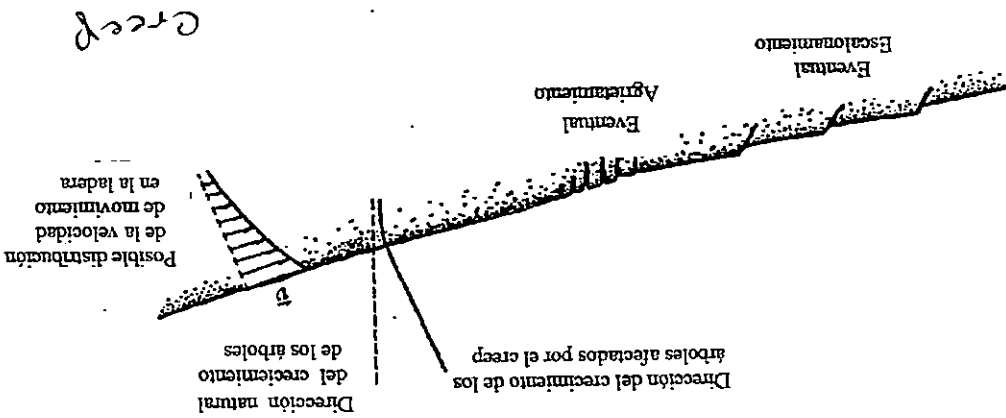
Falla Rotacional

Dentro de este tipo de movimiento existen dos tipos de falla claramente diferenciadas: falla rotacional y traslacional.

Son movimientos rápidos que afectan a una gran masa de suelo, con superficies de falla (curvas o planas) que penetran profundamente en su cuerpo; afectando o no al terreno de cimentación.

b) Falla por Movimiento del Cuerpo del Talud.

Figura 1.10 Signos de deslizamiento superficial



Se considera que la falla rotacional es provocada por socavaciones al pie del talud, por la erosión y por cargas externas colocadas en la parte superior del mismo, provocando el desarrollo de esfuerzos cortantes que sobrepasan la resistencia interna del material. En la superficie del terreno suelen aparecer grietas concéntricas y cóncavas hacia la dirección del movimiento, así como la formación de grietas en la corona del talud y alejándose de ella.

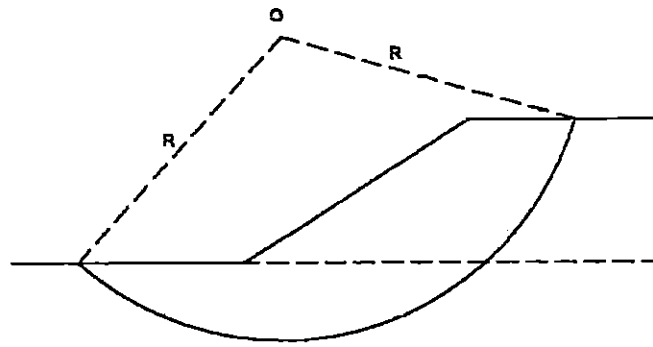
Las fallas rotacionales de forma circular pueden ocurrir en una de las tres formas que se presentan en la figura 1.11. La falla local ocurre en el cuerpo del talud sin afectar el terreno de cimentación. En suelos homogéneos, la falla por el pie se produce en taludes con pendientes mayores que  $53^\circ$  y ángulo de fricción interna superior a los  $3^\circ$ <sup>11</sup>. En este tipo de falla, la parte superior del talud cae formando frecuentemente una serie de escalones, mientras que el terreno situado cerca del extremo inferior del talud se comba hacia fuera cubriendo el pie del talud. En la falla de base, la superficie de falla pasa delante del pie, afectando el terreno de cimentación del talud; la parte superior del talud se cae dejando una inclinación casi vertical mientras que el terreno a nivel situado más allá del pie del talud se levanta en comba.

#### Falla Traslacional

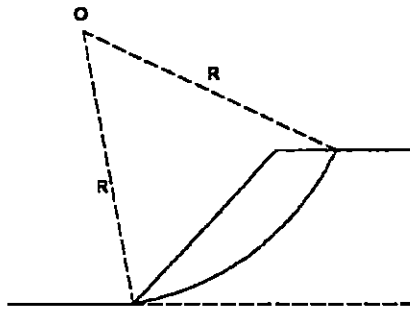
En este tipo de deslizamientos la masa de terreno se desplaza hacia fuera y hacia abajo, a lo largo de una superficie más o menos plana, asociada a la presencia de estratos más resistentes que el de la superficie, y localizados a poca profundidad de la superficie inclinada del talud (figura 1.12).

---

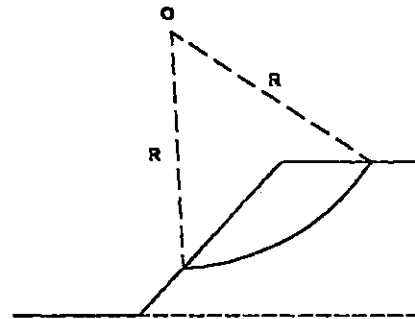
<sup>11</sup> Whitlow, Roy, (1994), Fundamentos de la Mecánica de Suelos, México, 1ª Edición, editorial CECSA. Pág. 383



a) Falla por la base del talud



b) Falla por el pie del talud



c) Falla local o por el cuerpo del talud

Figura 1.11 Fallas por rotación

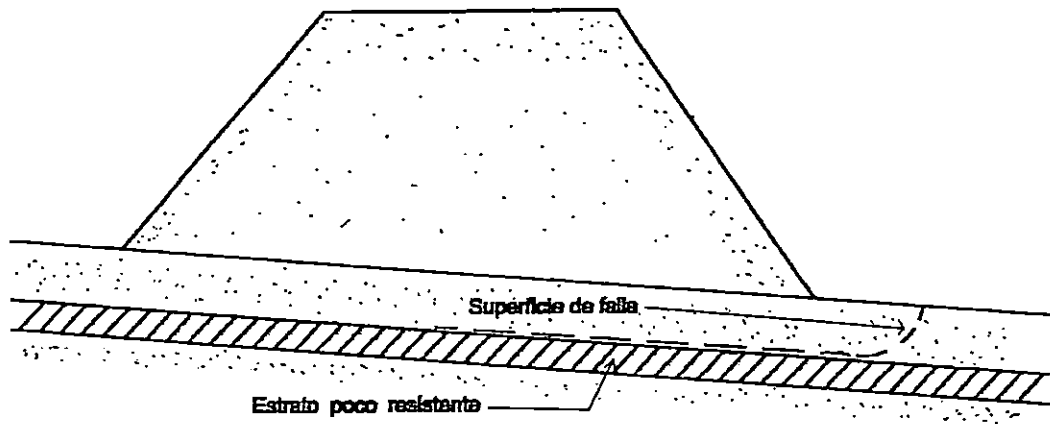


Figura 1.12 Falla por Traslación

La superficie de falla se desarrolla en forma paralela al estrato débil, que por lo común es de arcillas blandas, arenas finas o limos no plásticos sueltos; la debilidad del estrato está relacionada con las elevadas presiones de poro generadas por el agua contenida en las arcillas o a fenómenos de elevación de presión de agua en estratos de arena<sup>12</sup>.

### c) Flujos

En este caso, la masa de material que se desliza se rompe internamente, y se mueve parcial o completamente como un fluido. Frecuentemente los flujos ocurren en suelos muy débiles y saturados de agua cuando la presión de poro ha aumentado lo suficiente para producir una pérdida general de resistencia al esfuerzo cortante. No existe en si el desarrollo de una superficie de falla, puede ser que ésta se desarrolle en un lapso muy breve al inicio del fenómeno<sup>13</sup>.

Estas fallas pueden ocurrir tanto en materiales secos como húmedos (figura 1.13); en el primer grupo, quedan comprendidos los flujos de loess, asociados muchas veces a movimientos sísmicos y a fenómenos de presión de aire; en el segundo grupo la causa principal de la falla es la cantidad de agua contenida en el suelo, se llama flujo de lodo cuando el material se encuentra saturado; y flujo de detritus cuando el material

---

<sup>12</sup> Alfonso Rico y Hermillo del Castillo, (1976), Op. Cit. Pág. 293.

<sup>13</sup> Juárez Badillo, E. Rico Rodríguez, A. (1979) Mecánica de Suelos, Tomo II, Teoría y Aplicación de la Mecánica de Suelos, México, 2ª Edición, Editorial Limusa.

saturado que fluye contiene por lo menos un 50% de las gravas, boleos o fragmentos de roca, embebidos en la masa de suelo más fino.

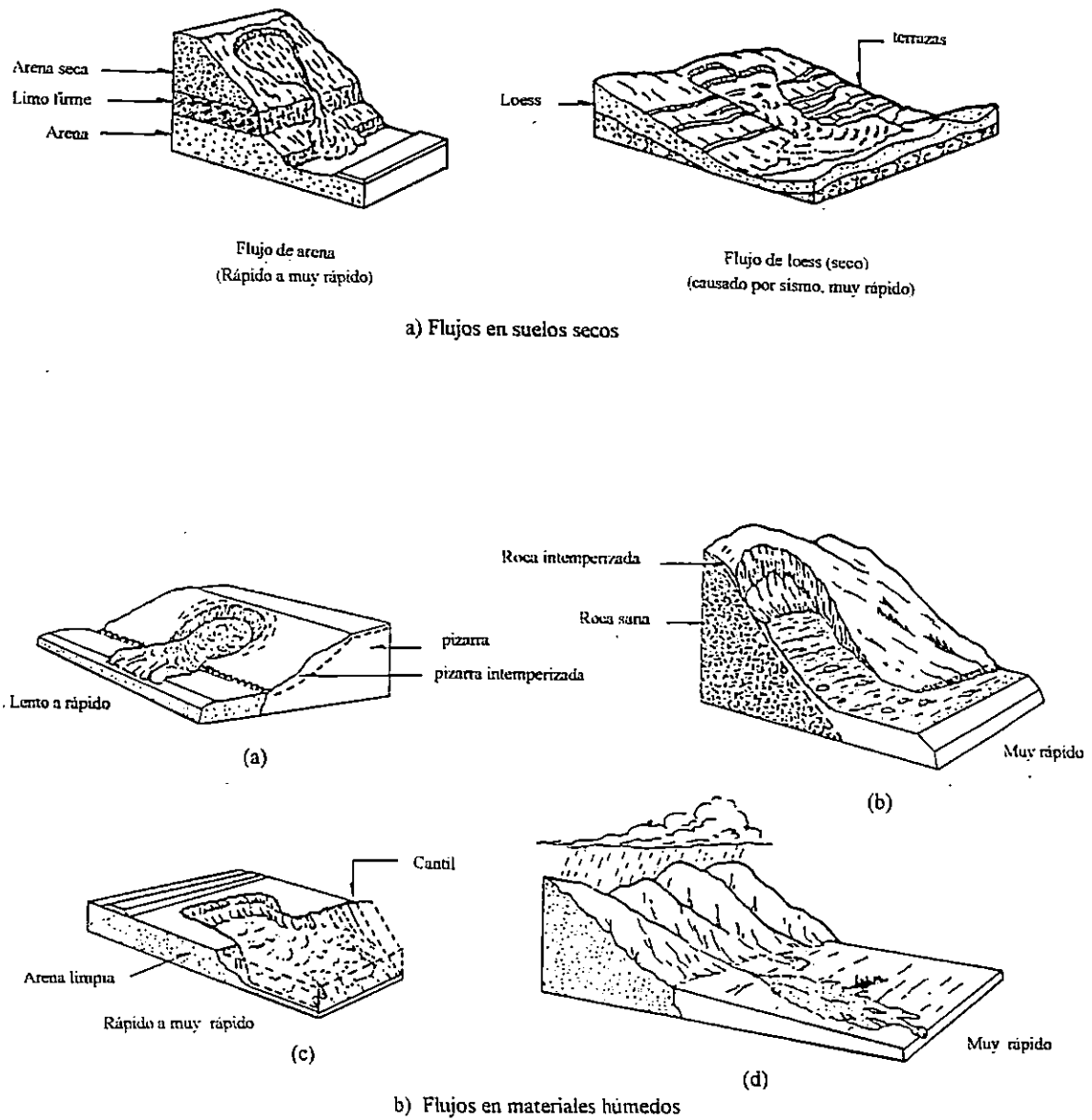


Figura 1.13 Flujos en materiales secos y húmedos

#### d) Demumbes

Este tipo de falla se caracteriza por el desprendimiento de material fragmentado que suele estar anticipado por las discontinuidades y fisuras preexistentes tales como juntas, grietas, planos estratigráficos muy inclinados, planos de falla, etc., en los cuales la condición de falla puede aumentarse o acelerarse por los efectos de la presión del agua. En estas fallas, no puede hablarse de una superficie de deslizamiento, y son típicas tanto en laderas como en cortes (figura 1.14).

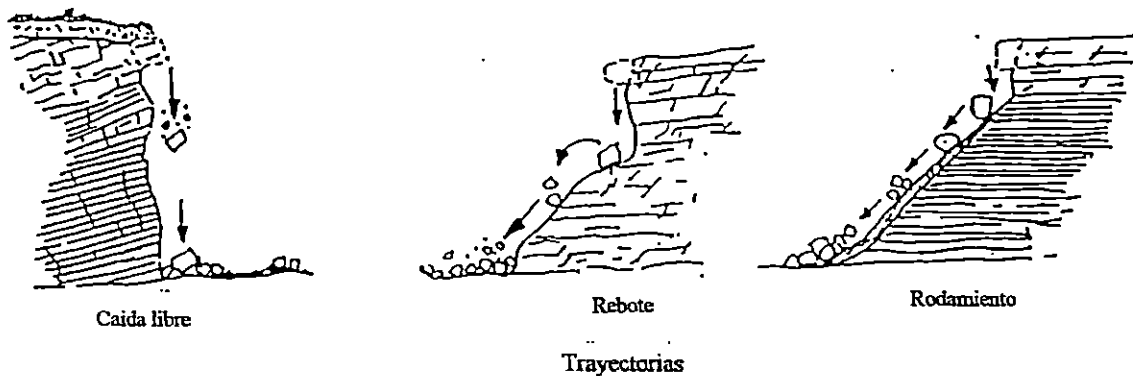


Figura 1.14 Demumbes y sus posibles trayectorias

#### e) Fallas por Erosión

Son fallas de tipo superficial provocadas por agentes erosivos, principalmente el viento y el agua (lluvia o escorrentía superficial). Se presentan en materiales no corrosivos, y son notables en taludes con una mayor inclinación o de gran escarpe. La falla se manifiesta por la aparición de irregularidades, cárcavas y canalizaciones en el plano del talud, originalmente uniforme. Se deben tomar medidas preventivas y correctivas para evitar o contrarrestar la erosión, así se evitará que esta siga atacando al talud, hasta su eventual destrucción.

#### f) Fallas por Tubificación

Un talud está expuesto a la tubificación, cuando se establece un flujo de agua en la parte interna de éste.

La tubificación comienza cuando hay arrastre de partículas de suelo en el interior de la masa debido a las fuerzas erosivas generadas por el flujo de agua. Una vez que las partículas empiecen a ser removidas van quedando en el suelo pequeños canales, por los que el agua circula a mayor velocidad, con mayor poder de arrastre, de manera que el fenómeno de tubificación tiende a crecer continuamente una vez que comienza, aumentando siempre el diámetro de los canales que se van formando en el interior de la estructura<sup>14</sup>.

---

<sup>14</sup> Alfonso Rico y Hermillo del Castillo. Op Cit. Pág. 296.

Otra característica del fenómeno es que una vez iniciado, progresa hacia el interior del talud hasta afectar su estabilidad.

Algunos de los factores que contribuyen a la tubificación, y que merecen atención, son los siguientes:

- Insuficiencia y mala compactación en suelos susceptibles a la tubificación, tales como los suelos que son friccionantes finos, permeables, sin cementación y con índice plástico menor del 10%.
- Desperfectos en tuberías de descarga ubicadas en el cuerpo del talud.

#### g) Fallas por Licuación

El fenómeno de licuación de un suelo, es la pérdida rápida de resistencia al esfuerzo cortante debido a un movimiento sísmico, por una explosión o por cualquier vibración, los cuales provocan un incremento en la presión de poro y por consiguiente una disminución la resistencia del suelo. Tales pérdidas generan un movimiento de la masa de suelo de un talud en forma de deslizamiento o flujo, dependiendo del grado de saturación en que se encuentre el suelo.

Las arenas con porcentajes de finos mayores al 5% son las más susceptibles al fenómeno de licuación<sup>15</sup>.

---

<sup>15</sup> Tópicos Especiales de Geotécnica, Fenómeno de Licuación. Ing. M.Sc. Enrique E. Melara R.



## 1.5 Factores que se toman de base en el análisis de estabilidad de taludes

La estabilidad de los taludes se ve afectada por diversos factores, entre los principales se encuentran los siguientes:

- a) Geometría: las dos características geométricas de un talud, que tienen mayor incidencia sobre su estabilidad son la altura y el ángulo de inclinación.

Si la altura de un talud aumenta también aumenta la masa de material que tiende a deslizarse.

Calderón y Otros<sup>16</sup>, aplicaron un método de estabilidad a cinco taludes típicos, manteniendo constantes los parámetros como la cohesión, ángulo de fricción, ángulo de inclinación, tipo de suelo, humedad, etc.; a excepción de la altura. Obtuvieron, que la altura varía inversamente proporcional al factor de seguridad, como se muestra en la figura 1.15.

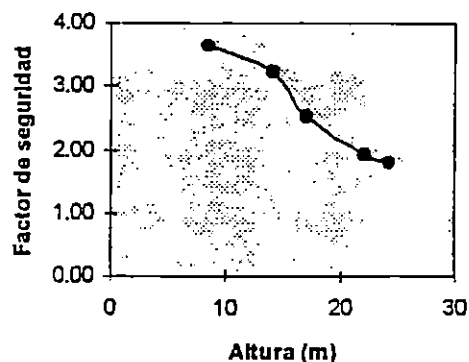


Figura 1.15 Relación entre la altura de un talud vs. factor de seguridad obtenido

<sup>16</sup> Calderón Pérez, Medardo Ovidio y otros, (1997), Evaluación del Riesgo en Términos de Estabilidad de Taludes para el Area Metropolitana de San Salvador. Tesis. UCA.

Al proceder de forma similar para la variación del ángulo de inclinación con el factor de seguridad, obtuvieron que a mayor inclinación, el factor de seguridad disminuye, como se muestra en la figura 1.16.

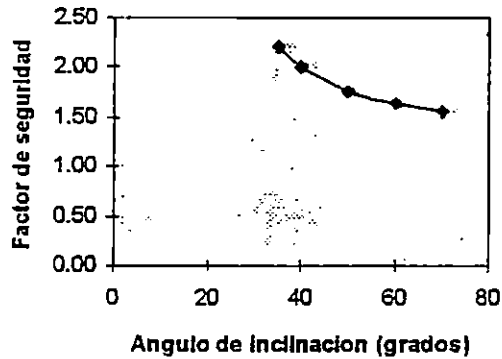


Figura 1.16 Relación entre el ángulo de inclinación de un talud vs. factor de seguridad obtenido

Se ha comprobado, que cuando el ángulo de inclinación es mayor que  $45^\circ$ , se presentan problemas de erosión, ya que el agua corre a grandes velocidades sobre el cuerpo del talud<sup>17</sup>.

- b) **Geología:** de la geología, lo que interesa en el análisis de estabilidad de taludes es el tipo de material que lo conforma, su composición química–mineralógica y las condiciones en que se encuentra, ya que cada suelo se comporta de manera diferente.

El tipo de suelo afecta en la forma de falla del talud, los deslizamientos que se dan a largo plazo están asociados, sobre todo, a taludes naturales de ángulos de

<sup>17</sup> Calderón Pérez, Medardo Ovidio y Otros. Op. Cit.

fricción interna bajos o muy bajos; y los deslizamientos a corto plazo, a suelos friccionantes, ya que su cohesión es aproximadamente igual a cero, tal es el caso de las arenas y limos que conforman el AMSS.<sup>18</sup>

Aplicando el método de Bishop para analizar la estabilidad de un talud en un suelo puramente cohesivo y en otro puramente friccionante, se obtuvo que el factor de seguridad varía con el tipo de suelo, ambos en su estado natural de humedad como se muestra en la tabla siguiente:

**Tabla 1.7 Factores de Seguridad obtenidos en diferentes tipos de suelos**

Suelo	Angulo de fricción " $\phi$ " (grados)	Cohesión " $c$ " (kg/cm <sup>2</sup> )	Peso Volumétrico " $\gamma$ " (g/cm <sup>3</sup> )	Factor de Seguridad "FS"	H (m)	$\beta$ (°)	B (m)	A (m)
Friccionante	32 <sup>b</sup>	0	2.0	0.53	20	60	14	16
Cohesivo	0°	0.40	1.9	4.20	20	60	14	16

Fuente: Calderón Pérez, Medardo Ovidio y otros, (1997), Evaluación del Riesgo en Términos de Estabilidad de Taludes para el Area Metropolitana de San Salvador. Tesis. UCA.

- c) Hidrología. La hidrología es uno de los factores que más afectan la estabilidad de los taludes, se puede decir que la mayoría de deslizamientos ocurren en la época lluviosa, o son causados por el agua como en el caso de tuberías fracturadas que saturan los taludes, produciendo disminución en la resistencia del suelo, y el aumento del peso del talud, llegando a vencer la resistencia al cortante del suelo y generando la falla.

<sup>18</sup> Calderón Pérez, Medardo Ovidio y otros, (1997), Op. Cit.

Otro caso frecuente es que al existir grietas en la corona del talud, la lluvia se almacena y genera empujes hidrostáticos que aumentan las fuerzas que producen las fallas, por llegar a ser éstas mayores que la resistencia del suelo.

En la tabla 1.8 se muestra la variación del factor de seguridad para un talud en condición no saturada y en condición saturada, sin cambiar las características geométricas de dicho talud.

**Tabla 1.8 Factores de seguridad obtenidos en suelos con diferentes grados de humedad.**

Suelo	Humedad (%)	Peso volumétrico $\gamma$ (gr/cm <sup>3</sup> )	Cohesión $c$ (kg/cm <sup>2</sup> )	Angulo de fricción $\phi$ (grados)	Factor de seguridad
Natural	24.0	1.44	0.17	29.0	2.64
Saturado	38.0	1.59	0.0	33.0	0.55

Fuente: Calderón Pérez, Medardo Ovidio y otros, (1997), Evaluación del Riesgo en Términos de Estabilidad de Taludes para el Area Metropolitana de San Salvador. Tesis. UCA.

## 1.6 Geología en Inestabilidad de laderas y taludes en Ingeniería Civil

Para el estudio de los problemas de taludes y laderas, se necesita conocer la composición y disposición de los suelos y las rocas en la corteza terrestre, es decir de la geología de cada lugar.

Una investigación geológica proporciona información fundamental para el análisis de la estabilidad de los taludes, así como para hacer propuestas de solución cuando existe la inestabilidad; entre esta información se tiene:

- a) Los tipos de materiales que se encuentran en el lugar, su distribución y sus relaciones o asociaciones.
- b) La presencia de rocas que pueden presentar problemas de fracturación.
- c) La presencia de fallas de importancia, o de un excesivo fracturamiento.
- d) La profundidad a que ha actuado el intemperismo.
- e) La profundidad de los rellenos de los valles; y
- f) Las condiciones generales de las aguas superficiales y subterráneas en el lugar.

#### **1.6.1 Descripción Geológica de El Salvador.**

El territorio salvadoreño está formado en más de un 90% por rocas volcánicas del terciario y del cuaternario. El resto está conformado por sedimentos rojos pertenecientes al Mesozoico y terciario inferior, que se denominan como Formación Todos Santos.

El mayor rasgo estructural de El Salvador lo constituye la fosa central cuyo origen se explica de la siguiente manera: en el terciario superior, fuerzas de compresión regional dieron lugar a la formación de un geoanticlinal que se extiende paralelamente a la Costa del Pacífico, desde Guatemala hasta Nicaragua, pasando por El Salvador. Posteriormente, fuerzas de tensión a lo largo de la cresta de este anticlinal dieron lugar a una zona de fallas, seguidas de un hundimiento, formándose la Fosa Central a lo largo del territorio, de Oriente a Poniente.

El volcanismo del cuaternario, está activado por la zona de fallas antes mencionada, comenzó a lo largo de las fracturas septentrionales, pasándose posteriormente al lado sur de la fosa central, donde tiende a ocultarla. Tal actividad volcánica aun continua, por lo que el tectonismo del país es bastante intenso.

Según Durr<sup>19</sup> existen en el país tres sistemas tectónicos que son:

- a) Dirección WNW
- b) Dirección NNE
- c) Dirección NNW

El sistema WNW es el más importante de los tres, y se ha empleado para la subdivisión del país en zonas morfológicas – geológicas.

Las clases de rocas existentes en el país, se pueden clasificar de la siguiente manera:

- Rocas volcánicas, cubren más de un 90% del país y por su composición química y mineralógica comprenden rocas efusivas riolíticas y dacíticas en menor proporción; Andesíticas, basálticas y materiales piroclásticos, en una escala mucho mayor.

---

<sup>19</sup> Ministerio de Cultura y Comunicaciones, Dirección de Publicaciones. Geografía de El Salvador, 1er tomo, San Salvador, 1986.

- Rocas sedimentarias marinas, localizadas en el extremo Noroeste del país, más exactamente en el Norte del Departamento de Santa Ana, y parte de Chalatenango. Estas comprenden en su mayoría calizas, conglomerados de cuarzo y areniscas.
- Rocas Sedimentarias de origen orgánico, localizadas en diferentes partes de la República, formando generalmente pequeños depósitos de diatomita y lignitos.
- Rocas de carácter intrusivo, clasificadas petrográficamente como granitos, granodioritas, monzonitas y dioritas.

Todas estas rocas hacen de El Salvador un país de edad geológica relativamente joven.

Durr, estableció el perfil normal de la posible sucesión estratigráfica de El Salvador, hecha de manera generalizada y basándose en las condiciones geológicas y tectónicas, como se muestra en la tabla 1.9.

En 1967, la Misión Geológica Alemana inició un estudio geológico completo <sup>20</sup>del país, el cual culminó con la elaboración del Mapa Geológico de El Salvador, a escala 1:500,000 (ver mapa 1.2), que se explica de la siguiente manera:

---

<sup>20</sup> Ministerio de Cultura y Comunicaciones, Dirección de Publicaciones. Geografía de El Salvador, 1er tomo, San Salvador, 1986.

**Tabla 1.9 Sucesión Estratigráfica de El Salvador**

Edad	Unidad Estratigráfica	Observaciones
Reciente	Aluvión	Gravas, arenas y arcillas a lo largo de ríos y en depresiones locales. Depósito de este material en gran escala en las planicies costeras en el SW y el SE de la República.
Holoceno hasta Pleistoceno	Estratos de San Salvador	Productos efusivos de los volcanes individuales de la cadena volcánica joven que atraviesa la parte Sur de El Salvador. Corriente de lava, cúpulas de lava, tobas fundidas, tobas, pómez, escorias y cenizas volcánicas; a veces con intercalaciones de sedimentos lacustres (lignito y diatomita). El espesor y sucesión de los estratos varía de volcán a volcán. Suelos fósiles; suelo café y suelo negro.
Pleistoceno Inferior hasta Plioceno Superior	Estratos de Guazapa	Productos efusivos de los volcanes individuales de la cadena volcánica vieja, que atraviesa la parte Norte de El Salvador. Corriente de lava, aglomerados, tobas, escorias y cenizas volcánicas endurecidas, tobas fundidas; intercalaciones de sedimentos lacustres y fluviales. El espesor y sucesión de los estratos varía de volcán a volcán. Suelos fósiles: suelo rojo de poca profundidad (hasta 4 m)
Plioceno	Estratos de Bálsamo	<p>Productos volcánicos; prevalencia de aglomerados; intercalaciones de tobas volcánicas endurecidas y corrientes de lavas basáltico – andesíticas.</p> <p>El espesor alrededor de 500 m: En el Este de El Salvador solamente restos rudimentarios de esta serie. Suelos fósiles. Suelo rojo de gran profundidad (hasta 20 m). Cubiertas de rocas extrusivas, con pocas intercalaciones de tobas volcánicas y aglomerados. Cubiertas en la parte inferior de carácter andesítico, en la parte superior de carácter basáltico.</p> <p>Protusiones más ácidas (hasta carácter riolítico) sobre todo en el Este de El Salvador. Espesor probablemente mayor de 1000 m</p>
Mioceno Superior  Mioceno Inferior	Estratos de Chalatenango	<p>Rocas volcánicas de carácter riolítico – dacítico. Prevalencia de tobas muy endurecidas de colores claros.</p> <p>El espesor de esa serie es probablemente bastante mayor de 500 m</p> <p>Probablemente es la facies extrusiva de intrusiones grano – dioríticas, las cuales son más contemporáneas con la serie media de estos estratos.</p>



**Tabla 1.9 Sucesión Estratigráfica de El Salvador**

Edad	Unidad Estratigráfica	Observaciones
		Areniscas finas de color rojo violeta, con bancos de conglomerados rojos de caliza con capas de areniscas. En su lecho, conglomerados monomixtos de caliza de color rojo violeta y cantos de tobas volcánicas andesíticas. Esta serie representa los productos de erosión de las capas inferiores. Espesor mayor de 400 m
Albiano  Cretácico Inferior	Estratos de Metapán	<p>Tobas volcánicas de carácter andesítico de color violeta.</p> <p>Serie de caliza en dos facies: caliza gris claro en bancos gruesos, y caliza oscura laminada. Espesor: aproximadamente 100 m</p> <p>Areniscas rojas de grano fino con cemento arcilloso y estratificación fina; hacia abajo conglomerados de cuarzo, que en su parte inferior generalmente están silificados.</p> <p>En el lecho de estas capas hay areniscas rojas finas de componentes arcillosos, en parte con estratificación diagonal</p> <p>Las partes inferiores están frecuentemente metamorfizadas. Espesor mayor de 350 m Lecho desconocido</p>

Fuente: Ministerio de Cultura y Comunicaciones, Dirección de Publicaciones. Geografía de El Salvador, 1er tomo, San Salvador, 1986.

1. La formación del Bálamo (del Mioceno hasta el Plioceno) se extiende considerablemente en el Sur. Se caracteriza por estar formada por rocas volcánicas intermedias a básicas y epiclásticas volcánicas.

Geológicamente, la Cadena Costera está compuesta por esta Formación y, geomorfológicamente, por las Cadenas de Tacuba, Bálamo y Jucuarán.

2. Rocas volcánicas piroclásticas ácidas (piroclastitas ácidas) y productos secundarios de la Formación de Cuscatlán, se depositaron prioritariamente en las depresiones y sus alrededores como por ejemplo, Lago de Ilopango y Ahuachapán. Las ignimbritas (tobas fundidas) pertenecientes a esta Formación, están superpuestas a las rocas de la Formación del Bálsamo en la cadena del mismo nombre, mientras que en el Noroeste del país, rocas anteriores a la Formación de Bálsamo se encuentran cubiertas por piroclastitas de la Formación de Cuscatlán.
3. La expulsión de rocas volcánicas ácidas a intermedias (vulcanitas ácidas), obtuvo su mayor desarrollo durante el depósito de las vulcanitas de la parte inferior de la Formación de Cuscatlán, en el período Plio – pleistoceno, en el cual ocurrieron erupciones locales, intensas, en la parte central de El Salvador.
4. Acumulación de sedimentos lacustrinos y fluviales en cuencas, en las proximidades del límite Sur de los afloramientos de la Formación de Todos Santos hasta la de Chalatenango. Entre estas cuencas figuran las de Metapán, Chalatenango, río Titihuapa y Olomega.
5. Tanto el volcanismo intermedio a básico de la parte superior de la Formación de Cuscatlán (Pleistoceno, Holoceno), como la actividad volcánica hasta básica de la Formación de San Salvador (Holoceno), se concentró en la región comprendida entre los afloramientos de las rocas de la Formación de Todos Santos hasta la de Chalatenango en el Norte y la Cadena Costera en el Sur.

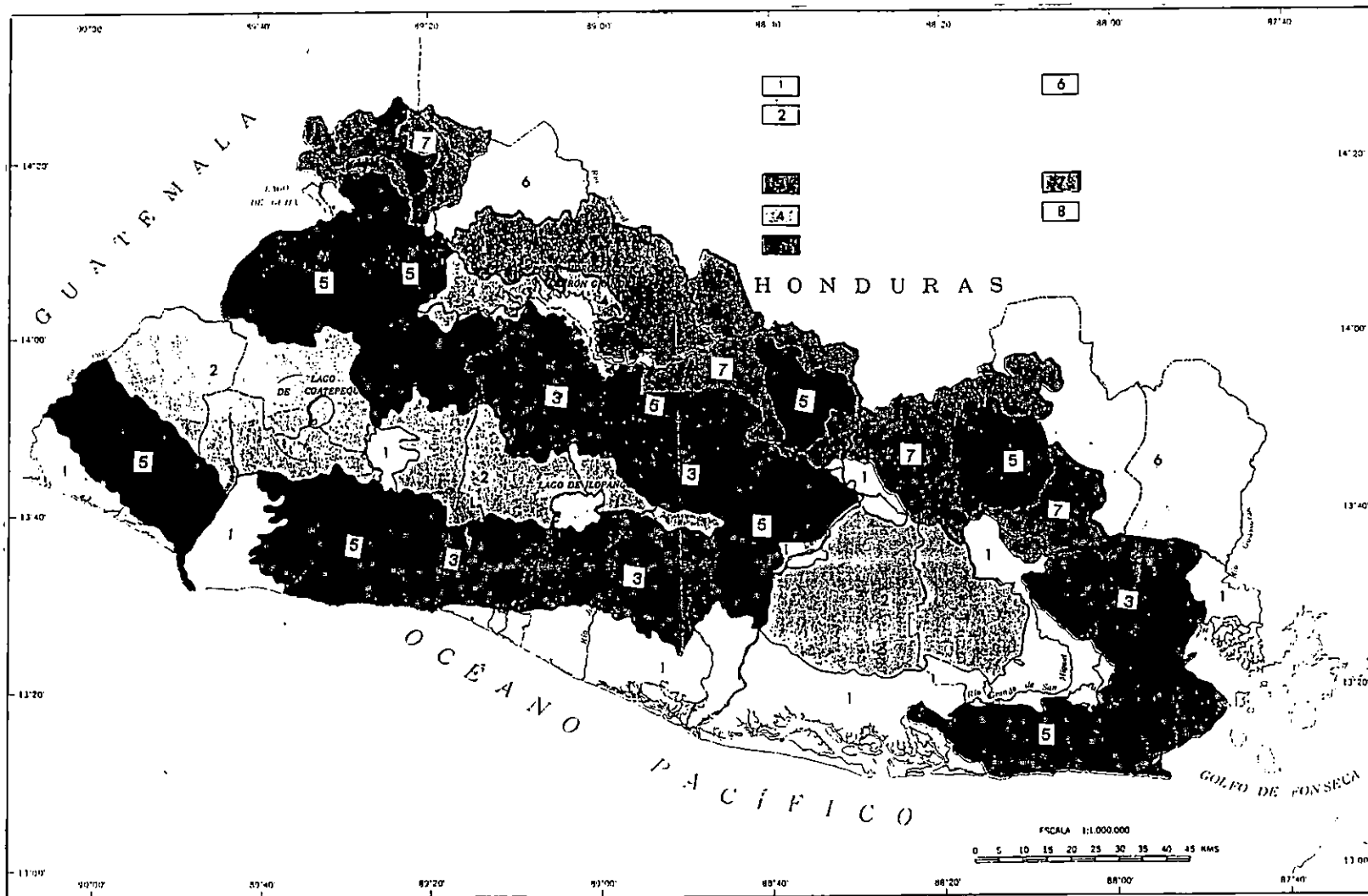
Tal volcanismo, no se limitó a dicha zona, ya que se formaron grandes estructuras volcánicas relacionadas con líneas tectónicas. Estos volcanes siguen una dirección más o menos de Oeste a Este desde Ahuachapán hasta La Unión, considerándoseles en la actualidad todavía como parcialmente activos.

6. Las rocas intrusivas (plutonitas), esencialmente de carácter intermedio, se encuentran limitadas al Noroeste del país entre las formaciones de Morazán y de Chalatenango. El contacto térmico de éstas con las sedimentarias marinas de Metapán, principalmente calizas, dio lugar a la formación de yacimientos minerales de contacto de cobre, plomo, zinc y hierro.

La serie, sedimentaria marina, localizada en el Noroeste y perteneciente a los "Estratos de Metapán", está conformada de la siguiente manera:

7. Conglomerados y Areniscas rojas (red beds), originados en el Jurásico – Cretácico de la Formación de Todos Santos de Guatemala.
8. Calizas y Margas calcáreas marinas del Albiense y Cenomanense Inferior (Formación Yojoa), las cuales se encuentran interestratificadas con "red beds".  
Conglomerados y areniscas del Cretácico Superior – Terciario Inferior, pertenecientes a la Formación del Valle de los Angeles de Guatemala.

En la formación de Todos Santos y del Valle de los Angeles está intercalado un grupo de volcanes de dimensiones pequeñas, de carácter intermedio hasta básico.



Mapa 1.2 Mapa Geológico de El Salvador Simplificado. Escala 1:500 000

## **1.6.2 Criterios y Parámetros Geológicos en Estabilidad e Inestabilidad de Taludes.**

### **1.6.2.1 Intemperismo.**

Se llama intemperización, a la alteración en la composición o en la estructura de las rocas cerca o en la superficie terrestre, debido a la acción de agentes físicos y químicos y biológicos con los cuales entra en contacto, como resultado de procesos atmosféricos y siderales. Los principales agentes atmosféricos que intervienen son el viento y el agua. En el país el agua es el más importante. También, el sol es otro agente importante que provoca condiciones de intemperismo, por los cambios de temperatura, a la roca la metamorfiza y a los suelos les extrae su humedad. Este fenómeno es permanente durante el día, todo el tiempo y épocas.

Los procesos del intemperismo causan desintegración y descomposición. La desintegración se refiere a los cambios producidos en las rocas, debido a agentes físicos, tales como:

- a) Cambios periódicos de temperatura por el día y por la noche.
- b) Congelación y acuífamiento de agua en las fracturas.
- c) Efectos físicos de plantas y animales en las rocas.

La descomposición se refiere a cambios producidos por agentes químicos tales como:

- a) Oxidación
- b) Hidratación
- c) Carbonatación
- d) Efectos químicos de la vegetación.

### **1.6.2.2 Procesos Geológicos**

Los procesos geológicos comprenden todos aquellos fenómenos que constantemente están produciendo cambios en la corteza terrestre. Según el lugar donde se desarrollan, los procesos geológicos pueden ser externos o internos (ver figura 1.17).

La denudación y depósito, se originan de los movimientos y actividades físico - químicas del aire, agua, hielo y organismos vivos. La energía del sol es la que mantiene vivos a estos procesos geológicos.

El grupo de procesos naturales físicos, químicos y biológicos que producen el desgaste, alteración y destrucción de las rocas, o su transformación, se conoce como meteorización.

### 1.6.2.3 Erosión

El fenómeno de la erosión se desarrolla cuando las tensiones de corte provocadas sobre la superficie del terreno, son lo suficientemente elevadas para provocar el desprendimiento de partículas de suelo. La acción del agua o el aire provocan la erosión.

El proceso de erosión consta de tres fases: a) Desprendimiento de las partículas del suelo. b) Transporte de estas por los agentes erosivos. c) Deposición y sedimentación de las partículas.

Cuando las lluvias caen con fuerza sobre la superficie terrestre provocan una degradación importante de la superficie. La transferencia de impacto a las partículas de suelo tiene dos efectos: consolidación del terreno y generación de velocidad a algunas partículas, lanzándolas al aire, al ser denudadas.

Las partículas arenosas son las que se separan con más facilidad del terreno, mientras que las partículas arcillosas se separan menos, debido a las fuerzas de cohesión.

Las lluvias violentas son más erosivas que las finas y suaves. En este sentido, la vegetación juega un papel importante, ya que recibe parte de los impactos de las gotas de lluvia.

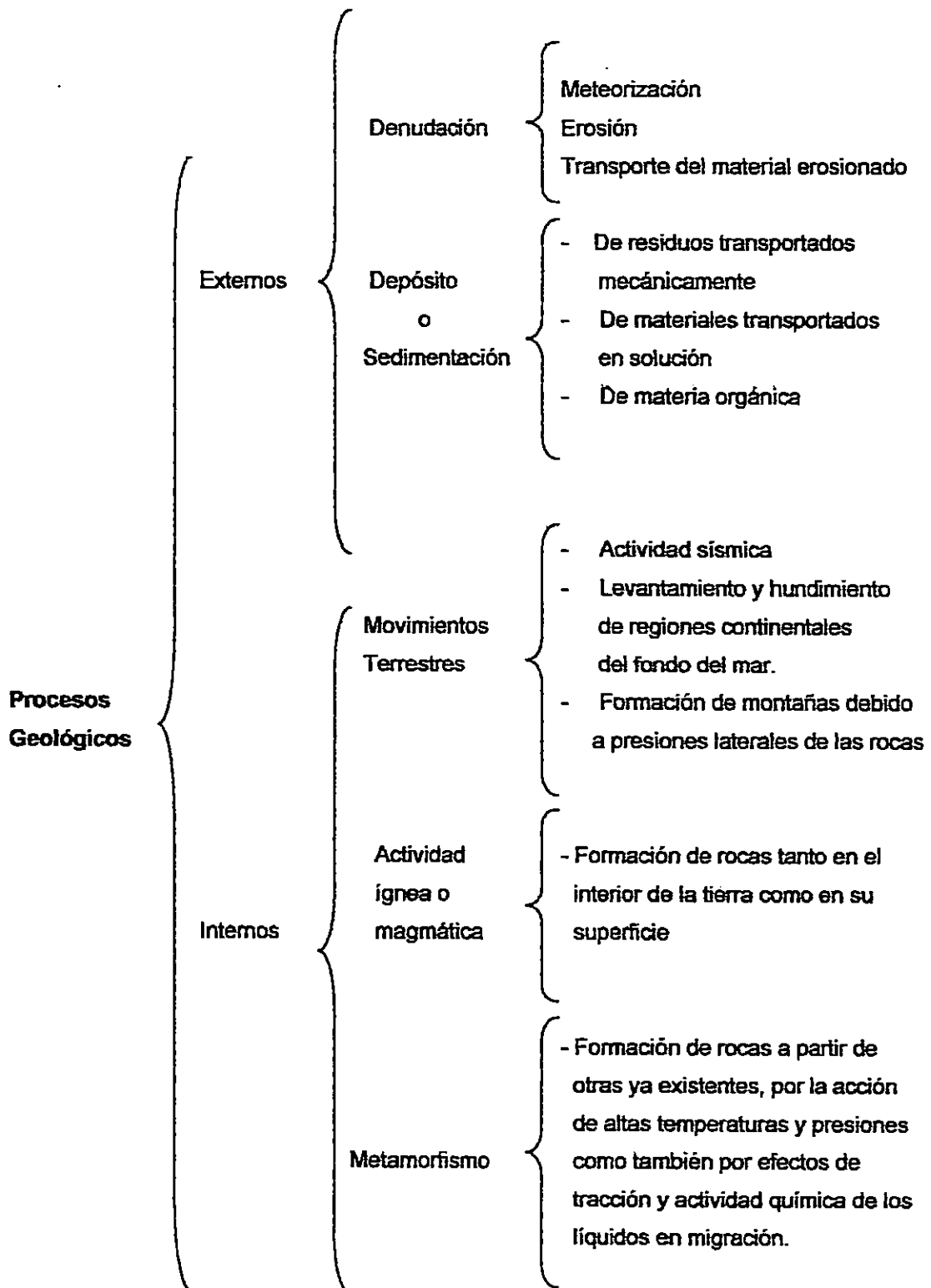


Figura 1.17. Procesos Geológicos



La erosión debida al agua puede presentarse bajo distintas formas:

- **Laminar:** el suelo se degrada en capas sucesivas a medida que la erosión se extiende de manera más o menos uniforme a toda una superficie. Causa grandes aportaciones de sedimentos y empobrece el suelo. Es propia de suelos de poca cohesión y/o escaso contenido de materia orgánica.
- **Regueros:** estos se producen de manera no uniforme debido a las irregularidades del terreno (profundidad entre 2 y 10 cm). Se forman generalmente a favor de precipitaciones intensas, pendientes pronunciadas y suelos constituidos por elementos heterogéneos.
- **Surcos:** cuando hay una concentración de flujo en ciertos lugares, se producen incisiones profundas en el suelo (profundidad entre 10 y 50 cm).
- **Cárcavas:** Se deben a la concentración del flujo de agua y se producen como evolución de las tipologías anteriores, aunque pueden desarrollarse en un único aguacero. Pueden ser pequeñas (entre 50 cm y 2 m) y grandes (más de 2 m).

Los factores que condicionan la erosión por efecto del agua son los siguientes:

- a) Climatología del emplazamiento del talud;
- b) Superficie de la cuenca receptora de agua y coeficiente de escorrentía en ésta;
- c) Longitud de la línea de máxima pendiente del talud;
- d) Pendiente del talud, y
- e) Características del suelo.

La erosión está relacionada con dos tipos de lluvia: las tormentas intensas y de corta duración, donde se excede la capacidad de infiltración de agua del suelo; y las precipitaciones prolongadas y de baja intensidad, en las que se produce escorrentía por saturación del suelo.

#### **1.6.2.4 Socavación**

Consiste en la remoción de los materiales que constituyen la base o el apoyo de otras rocas. La socavación es de gran importancia cuando se trata por ejemplo de apoyos de obras de ingeniería que se encuentran sobre el fondo de un río o de un arroyo. El movimiento que sufren las partículas de los materiales que son removidos durante la socavación puede ser mínimo, pero se presenta una inestabilidad que provoca la falta de contacto o de apoyo entre las partículas, lo que produce un asentamiento o giro en los estratos o en el apoyo de la cimentación.

#### **1.6.2.5 Estructuras Tectónicas.**

Las rocas de la corteza terrestre están sometidas a esfuerzos intensos y prolongados, que las deforman y fracturan.

Una fractura, es cualquier rompimiento de una masa de roca, independientemente de su tamaño. Cuando una serie de fracturas es más o menos continua y parece formar un conjunto bien definido, éstas se definen como un sistema

de fracturas. Si a ambos lados de la fractura, las masas de roca han sufrido un desplazamiento relativo entre sí, se dice que esta constituye una falla. Si se encuentran varias fallas muy cercanas unas a otras, y generalmente paralelas, la zona resultante se denomina zona de falla o de esfuerzo cortante. Las fracturas a lo largo de las cuales no ha ocurrido ningún desplazamiento relativo, son las diaclasas.

#### **1.6.2.6 Fallas**

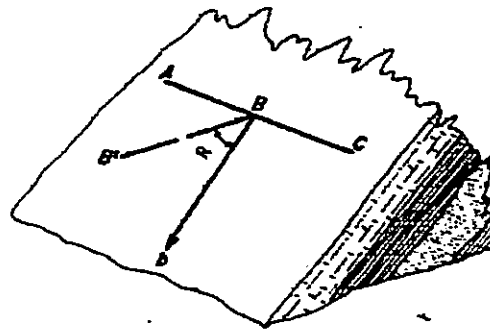
Las fallas se presentan en los sedimentos consolidados y a veces en los no consolidados. Su origen se debe a esfuerzos de tensión, compresión, cortante o torsión, y en algunas ocasiones a la falta de soporte.

Una falla no necesariamente es un plano, sino, con frecuencia hay un intenso fracturamiento dando lugar a una zona llamada zona de falla.

Al producirse el movimiento de una falla se forman superficies estriadas y pulidas en ambos bloques que se llaman reliz de falla o reliz planchado. La línea en que el plano de falla intercepta a la superficie del terreno es la línea de la falla o traza de la falla.

Para definir la posición del plano de una falla se usa su rumbo y echado. El rumbo es el ángulo formado entre la línea de falla y la línea Norte – Sur. El echado se

mide perpendicularmente al rumbo y es la inclinación de la línea de máxima pendiente con un plano horizontal, medido sobre un plano vertical (figura 1.18).



*Rumbo es la dirección de la línea ABC  
Angulo de echado es el ángulo  $\alpha$   
Las líneas ABC y BB' están en el mismo plano horizontal  
Las líneas ABC y Bb están sobre la superficie de roca expuesta*

Figura 1.18 Diagrama que ilustra el rumbo y echado de las rocas

Los movimientos de las fallas son indicadores de peligro en las obras de ingeniería. Las fallas de más importancia son aquellas cuyos movimientos han producido condiciones especiales como asentamientos y fallas en las estructuras, que pueden dar lugar a problemas. Descubrir tarde condiciones desfavorables producidas por un fallamiento, puede obligar a un rediseño de la estructura, a cambiar su localización o al abandono total del lugar propuesto para la obra

## 1.7 Suelos más Comunes de El Salvador

No se puede generalizar respecto a definir uno o dos tipos de suelos en El Salvador, esto es, arenas y arcillas, ya que cada zona del País se caracteriza por

poseer suelos con características particulares. Entre los tipos de suelos de algunas zonas de El salvador, se tienen los siguientes:

Los suelos más comunes del Área Metropolitana de San Salvador (AMSS) son conocidos como cenizas volcánicas o tierra blanca, que de acuerdo al sistema unificado de clasificación (S.U.C.S) del Dr. Casagrande<sup>21</sup> son limos arenosos (ML) o arenas limosas (SM)<sup>22</sup> de muy baja plasticidad; el grupo ML comprende la zona bajo la línea A de la carta de plasticidad, definida por el Límite Líquido menor de 50% y un Índice Plástico menor de 6%, dentro de este grupo se encuentran los limos típicos inorgánicos y limos arcillosos con Límite Líquido menor que el 30%.

La mayoría de suelos de El Salvador, principalmente en los departamentos de Ahucharán, Santa Ana, San Miguel, La Paz y San Salvador, se caracterizan por poseer pómez que son silii-silicatos de aluminio y hierro, generalmente ácidos, con tonalidades de color blanco, gris acero, gris verdoso, rosado, gris intenso, según sea la composición química. La forma de los granos es equidimensional y su textura es rugosa, la distribución granulométrica variable, los porcentajes de arenas de pómez que contienen varían del 10% al 80% y en ocasiones se presentan como arena pumítica limpia (SP).

Para algunos suelos de pómez las características mecánicas de interés se presentan en la tabla 1.10.

---

<sup>21</sup> Ver sistema unificado de clasificación en anexo A.

<sup>22</sup> Ver carta de plasticidad en anexo B.

**Tabla 1.10 Características Mecánicas de Algunas Arenas Pómez**

Característica	Valor
$\gamma_h$	0.713 Kg/m <sup>3</sup>
$\phi$	28.0°
c	0.10 Kg/cm <sup>2</sup>
$\omega$	25.0%

Fuente: "Manual de Fundaciones de las Estructuras, según Tipo de Suelo y Condiciones de Terreno. Aguirrez Ramírez, Gil Oswaldo, (1996). Trabajo de Graduación, Ing. Civil, UES, El Salvador."

Este tipo de suelo es susceptible a la erosión, socavación, tubificación y a disminuir rápidamente su resistencia cuando se satura hasta llegar a la softura.

Otro tipo de suelo característico en algunas zonas de El Salvador es el arcilloso, este tipo de suelo es susceptible a los cambios volumétricos debido a la variación de humedad del suelo; similarmente puede encontrarse en los departamentos de Ahucharán, Sonsonate, Cuscatlán y San Miguel. Por ejemplo en zonas de desarrollo urbano al Sur Oriente de la ciudad de San Miguel, predominan los suelos arcillosos, sus parámetros son los siguientes:

**Tabla 1.11 Características Mecánicas y Físicas de los suelos arcillosos al Sur Oeste de la ciudad de San Miguel**

Característica	Valor
$\gamma_h$	1.47 Kg/m <sup>3</sup>
$\phi$	16.0°
c	1.30 Kg/cm <sup>2</sup>
$\omega$	34.0%

Fuente: ". Manual de Fundaciones de las Estructuras, según Tipo de Suelo y Condiciones de Terreno. Aguirrez Ramírez, Gil Oswaldo, (1996). Trabajo de Graduación, Ing. Civil, UES, El Salvador".

### **1.7.1 Propiedades Físicas y Mecánicas de los Suelos**

La calidad de un suelo depende principalmente de sus propiedades físicas y mecánicas, éstas a su vez hacen que el suelo adquiera capacidad de soportar cargas impuestas o solicitadas sin que se produzcan fallas en su masa; además, definen cuánto un suelo es mejor que otro; por tal razón el estudio de dichas propiedades es de vital importancia en ingeniería civil, principalmente en cimentaciones y estabilidad de taludes, donde el patrón de estudio es el comportamiento del suelo que influye mucho en la seguridad de las estructuras<sup>23</sup>.

A continuación se detallan las propiedades físicas y mecánicas que deben tomarse en cuenta en el análisis de la estabilidad de los taludes.

#### **1.7.1.1 Propiedades Físicas de los Suelos que se toman en cuenta en el Análisis de Estabilidad de Laderas y Taludes**

Las diferencias que existen en los distintos tipos de suelo, vienen dadas por sus características generales; las bases para establecerlas y tomarlas en cuenta en el análisis de estabilidad de taludes son las siguientes:

---

<sup>23</sup> La calidad de un suelo también estará determinada por los propósitos del uso que se dará al área que constituye su estructura, esto es relativo. Para estructuras pesadas, las propiedades naturales de un determinado suelo pueden no estar cumpliendo con los requerimientos de suposición de cargas y demás condiciones a que estará sometido. En tal sentido, se buscará obtener la calidad requerida, dando tratamientos adecuados, atendiendo normas y especificaciones, etc.

**Propiedades físicas cualitativas:** son las propiedades de un suelo que son determinadas por inspección visual y manual, entre ellas se tienen: textura, estructura y consistencia.

**Textura:** Está dada por el grado de fineza y uniformidad del suelo, dentro de la textura está la forma y el tamaño del grano.

**Forma:** La forma influye grandemente en las propiedades de los suelos. Esta puede clasificarse como: redonda, subredonda, angular y subangular, alargada, etc.

**Tamaño:** El tamaño constituye un parámetro importante para el comportamiento del suelo, pues la correcta distribución de tamaños (granulometría) permite la determinación de ciertas características de una masa de suelo.

**La estructura:** Es la forma en que las partículas se disponen dentro de una masa de suelo.

**La consistencia<sup>24</sup>:** Esta dada por la atracción entre las partículas del suelo y la resistencia ofrecida a las fuerzas que tienden a deformar o a romper el suelo.

---

<sup>24</sup> Esta propiedad incluye la historia del suelo en el tiempo y su evaluación físico química y mineralógica según vaya siendo sometido a factores endógenos como reacciones químicas entre los compuestos que lo constituyen, otros exógenos como las acciones del agua y el sol, que modifican su estructura, sustancialmente por épocas; así, se van produciendo los grados de consolidación o soltura, para constituir la propiedad de consistencia. Un tratamiento puede dar consistencia requerida por métodos mecánicos.



Propiedades físicas cuantitativas: son propiedades que requieren ensayos de laboratorio para su determinación. Para obtener estas propiedades es necesario analizar las tres fases que constituyen un suelo (figura 1.19a) y poder expresar las relaciones volumétricas de ellas en términos numéricos para cada caso, figura 1.19.

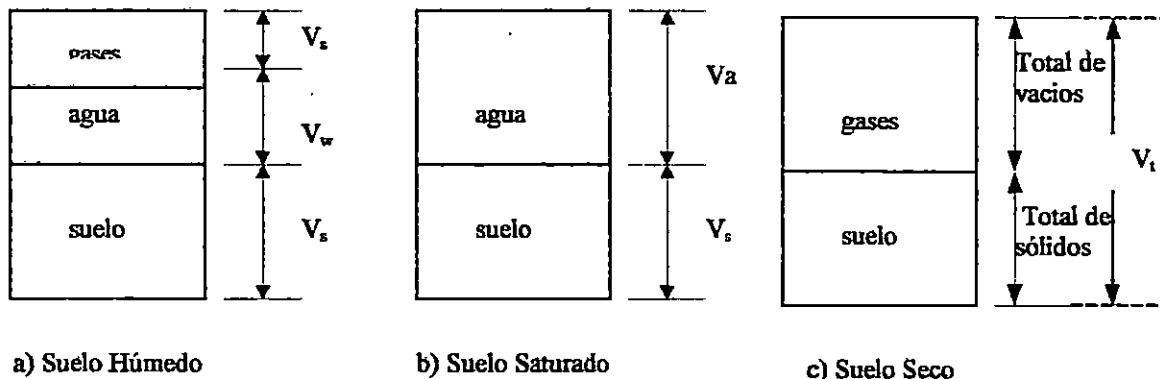


Figura 1.19 Esquema de las diferentes fases del suelo

Algunas propiedades físicas que deben tomarse en cuenta en estabilidad de taludes, se resumen en la tabla 1.12.

Tabla 1.12 Relaciones Volumétricas y Gravimétricas

Propiedad	Formula para su determinación
Porosidad	$\eta = (V_v / V) * 100$
Relación de vacíos	$e = (V_v / V_s) * 100$ o $e = \eta / (1 - \eta)$
Contenido de humedad	$\omega\% = (\omega_w / \omega_s) * 100$
Grado de saturación	$G_w\% = ((V_w / V_v) * 100)$
Peso volumétrico	$\gamma = W / V$
Peso volumétrico seco	$\gamma_d = W_s / V$
Peso volumétrico saturado	$\gamma_{sat} = (W_s + W_w) / V$
Compacidad relativa o índice de densidad	$I_d = (e_{max} - e) / (e_{max} - e_{min})$

**Donde:**

**$V_s$  : Volumen de sólidos de la muestra**

**$V_g$  : Volumen de gases de la muestra**

**$V_a$  : Volumen de aire de la muestra**

**$V$  : Volumen total de la muestra**

**$V_w$  : Volumen de agua de la muestra**

**$V_v$  : Volumen de vacíos ( $V_v = W_w + V_g$ )**

**$W_s$  : Peso de los sólidos**

**$W_w$  : Peso del agua**

**$W$  : Peso de la muestra**

**$E$  : Relación de vacíos real**

**$e_{min}$  : Relación de vacíos en el estado más compactado**

**$e_{max}$  : Relación de vacíos en el estado más suelto**

**$\gamma_w$  : Peso volumétrico del agua (1 Kg/cm<sup>3</sup>)**

## **Plasticidad**

Es la propiedad de los suelos finos de poder deformarse sin romperse cuando soportan cargas transmitidas por las estructuras, y es propia de los suelos arcillosos.

Para determinar la plasticidad se utilizan los límites de consistencia (líquido, plástico y de contracción). La plasticidad indica la consistencia de un suelo que se expresa cualitativamente con términos como: blando, medio, firme y duro.

En los suelos arcillosos o cohesivos, la plasticidad se relaciona con la carga que un suelo puede soportar para establecer su resistencia, de aquí se puede estimar la consistencia y sus correspondientes capacidades de soportar cargas.

En el caso de los suelos friccionantes, la plasticidad no aparece como tal, sin embargo, es posible llegar a determinar una condición aparente de la cohesión, debido a las características de cementación que poseen, y poder así, caracterizar la firmeza de tales suelos o su fragilidad.

### **1.7.1.2 Propiedades Mecánicas**

#### **1.7.1.2.1 Permeabilidad**

Es la facilidad o dificultad que tiene el agua de moverse a través de una masa de suelo, la permeabilidad, viene dada por la cantidad de vacíos contenidos en un suelo, que funcionan como conductos que están interconectados por donde el agua logra fluir fácilmente. Esta propiedad tiene un efecto decisivo sobre el costo y facilidad de muchas operaciones constructivas. La permeabilidad de los suelos está influida por las siguientes características.

- a) Relación de vacíos
- b) El tamaño de sus partículas
- c) La composición mineralógica, física y química del suelo
- d) La estructura
- e) El grado de saturación
- f) La existencia de agujeros, fisuras, etc.

Con la Ley de Darcy se puede determinar la permeabilidad como sigue:

$$V = k i$$

Y la cantidad de flujo circulante es:

$$q = k A i$$

Donde:

K : coeficiente de permeabilidad

i : gradiente hidráulico

q : cantidad de flujo por unidad de tiempo

A : área de la sección transversal de la masa de suelo en consideración.

En la tabla 1.13 se presenta la clasificación de los suelos de acuerdo a su coeficiente de permeabilidad.

**Tabla 1.13 Clasificación de los suelos de acuerdo a su coeficiente de permeabilidad**

Suelos	Clasificación	Coeficiente de permeabilidad (Kp)
Muy permeables	Grava gruesa	Mayor que $1.0 \times 10^{-1}$ cm/seg.
Permeables	Arenas, arena fina	$1.0 \times 10^{-1}$ a $1.0 \times 10^{-3}$ cm/seg
Poco permeable	Arenas limosas, arena sucia	$1.0 \times 10^{-3}$ a $1.0 \times 10^{-5}$ cm/seg
Muy poco permeable	Limo, arenisca fina	$1.0 \times 10^{-5}$ a $1.0 \times 10^{-7}$ cm/seg
Impermeable	Arcillas y arcillas limpias	Menor que $1.0 \times 10^{-7}$ cm/seg

Fuente: Manual de Fundaciones de las Estructuras, según Tipo de Suelo y Condiciones de Terreno. Aguirrez Ramírez, Gil Oswaldo, (1996), Trabajo de Graduación, Ing. Civil, UES, El Salvador

Entre los métodos para determinar la permeabilidad se tienen los siguientes:

- Métodos de laboratorio

1. Permeámetro de carga constante
  2. Permeámetro de carga variable
- Métodos de campo
    1. Pozos de bombeo
    2. Métodos de zanjas
  - Métodos indirectos
    1. Cálculo a partir de la curva granulométrica
    2. Cálculo a partir de la prueba de consolidación
    3. Cálculo con la prueba horizontal de capilaridad.

La forma de los granos de un suelo es una característica que tiene influencia en la permeabilidad, ya que en los suelos de granos angulosos la permeabilidad es menor que los suelos de granos redondos.

#### **1.7.1.2.2 Consolidación**

La disminución de volumen en un lapso de tiempo, provocado por un aumento de las cargas sobre una masa de suelo, se conoce como proceso de consolidación.

El proceso de consolidación del suelo tiene dos consecuencias importantes<sup>25</sup>:

---

<sup>25</sup> Aguirrez Ramírez, Gil Oswaldo, (1996). Manual de Fundaciones de las Estructuras, según Tipo de Suelo y Condiciones de Terreno. Trabajo de Graduación, Ing. Civil, UES, El Salvador.

- a) Conduce a una reducción del volumen de los poros, y por lo tanto, a una reducción del volumen total de la masa de suelo, lo cual se manifiesta en asentamientos de la superficie del terreno natural.
- b) Durante la disipación del exceso de presión intersticial, el esfuerzo efectivo en la masa de suelo aumenta y por lo tanto se incrementa su resistencia al esfuerzo cortante.

La deformación de los suelos por consolidación puede darse de dos formas.

- Cambio de forma sin cambio de volumen
- Cambio de volumen sin cambio de forma.

El cambio de volumen en suelos arcillosos, es de mayor importancia en ingeniería, ya que esto trae como consecuencia deformaciones de las estructuras cimentadas sobre el suelo y por consecuencia, el apareamiento de grietas y en algunos casos colapso de las mismas.

La consolidación puede determinarse a través de la prueba de compresión triaxial y la prueba de compresión confinada, el resultado de esta última prueba define una gráfica de relación de vacíos contra Log de carga ( $e - \log P$ ) como lo muestra la figura 1.20

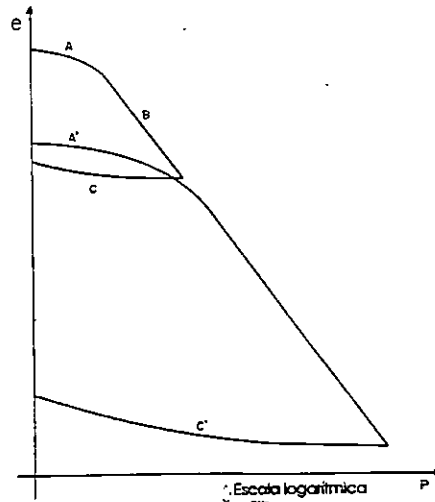


Figura 1.20 Curvas de Compresibilidad para dos procesos de carga y descarga consecutivos

Donde:

- A : tramo de recompresión
- B : tramo virgen
- C : tramo de descarga
- D : curva de recarga

La gráfica ( $e - \text{Log } P$ ) presenta un quiebre brusco de pendiente que define la carga de preconsolidación ( $P_c$ ), lo cual significa que el suelo, en su historia geológica, ha soportado una carga mayor a la que actualmente tiene. Este tipo de suelo se llama preconsolidado, en caso contrario se llama suelo normalmente consolidado.

La reducción de vacíos generados en cada uno de los tramos de la curva de compresibilidad, son utilizados para estimar los asentamientos del suelo real. La curva

indica los parámetros de comparación, sobre los asentamientos que un suelo puede sufrir por la sobrecarga de una estructura.

La tabla 1.14 muestra los resultados obtenidos en pruebas de consolidación típica realizadas en algunos suelos del Area Metropolitana de San Salvador (AMSS).

**Tabla 1.14 Pruebas de consolidación típica del suelo del Area Metropolitana de San Salvador**

MUESTRA No. 1 (ML) <sup>26</sup>					
$\sigma$ Kg/cm <sup>2</sup>	E	$a_v (x 10^{-5})$ cm <sup>2</sup> /gr	$C_v$ cm <sup>2</sup> /seg	$C_c$	$k (x 10^{-5})$ cm/seg.
0	1.0593				
0.64	1.0147	6.9687	1.60		5.5
1.27	0.9784	5.7619	1.54	0.12197	4.4
2.55	0.9199	4.5703	0.82	0.19324	1.9
5.09	0.8531	2.6299	0.77	0.22253	1.1
MUESTRA No. 2 (ML)					
$\sigma$ Kg/cm <sup>2</sup>	E	$a_v (x 10^{-5})$ cm <sup>2</sup> /gr	$C_v$ cm <sup>2</sup> /seg	$C_c$	$k (x 10^{-5})$ cm/seg.
0	1.1343				
0.64	1.1029	4.9060	1.58		3.7
1.27	1.0568	7.3175	1.52	1.1055	5.3
2.55	0.9943	4.8828	1.26	0.1523	3.0
5.09	0.9203	4.9134	0.75	0.2465	1.1

Fuente: Curso sobre Diseño Geotécnico y Estructural de Cimentaciones. Realizado del 2 al 9 de diciembre de 1995. San Salvador

<sup>26</sup>  $P_c$  = presión de preconsolidación = 1.2 Kg/cm<sup>2</sup>



La prueba de consolidación se realiza con el objeto de obtener información sobre los aspectos siguientes:

- 1) La magnitud de las deformaciones totales que puede presentar un suelo bajo distintas cargas
- 2) La evolución con el tiempo de la deformación de un suelo bajo una carga.

El primer objetivo se definió con los datos de presión y deformación que proporciona la curva de compresibilidad presentada anteriormente.

En el segundo objetivo se hace necesario auxiliarse de la teoría de consolidación unidimensional de Terzaghi. Dicha teoría establece una relación entre el grado de consolidación del estrato y el factor tiempo, esta teoría tiene como aplicación la curva  $u(\%) - T$ , como se muestra en la figura 1.21; donde  $u(\%)$  es el grado de consolidación y  $T$  el factor tiempo en el cual están involucradas las variables que afectan la consolidación.<sup>27</sup>

#### **1.7.1.2.3 Resistencia al Corte**

La resistencia al esfuerzo cortante, constituye la característica fundamental a la que se liga la capacidad de los suelos para adaptarse a las cargas que actúen sobre ellos, sin fallar<sup>28</sup>.

---

<sup>27</sup> Rico Rodríguez, Hermillo del Castillo. Pág. 52.

<sup>28</sup> Rico Rodríguez, Hermillo del Castillo. Pág. 71.

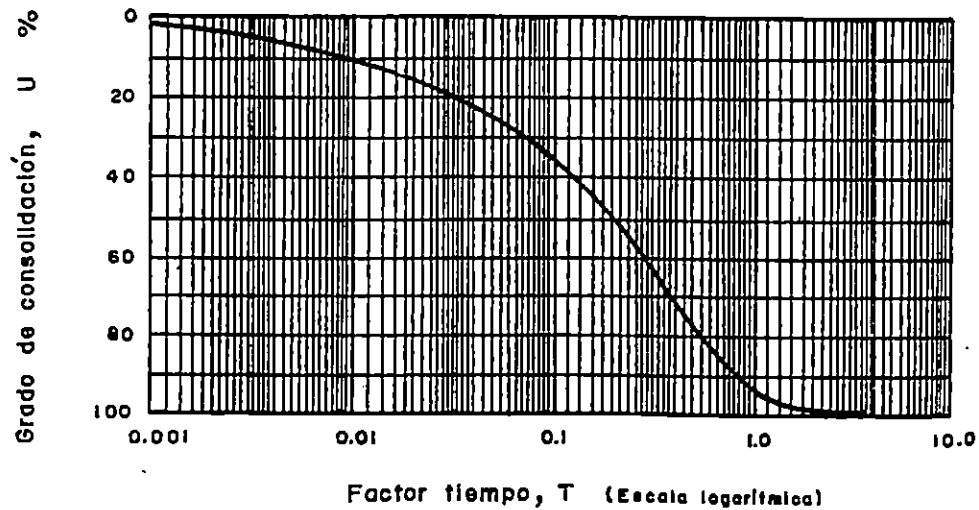


Figura 1.21 Curva Grado de Consolidación vs tiempo

Del esfuerzo cortante depende primordialmente que una masa de suelo falle, ya que los esfuerzos de tensión son tan bajos que no tienen importancia para ser estudiados a fondo y los esfuerzos de compresión son tan altos que el suelo fallaría antes por cortante previo a la falla por compresión. La teoría de falla por cortante más utilizada es la combinación de dos teorías clásicas, la primera establecida en 1773 por Coulomb, dicha teoría dice que un material falla cuando el esfuerzo cortante actuante en un elemento de suelo alcanza el valor siguiente:

$$\tau = c + \sigma \tan (\phi)$$

Donde:

$\tau$  : esfuerzo cortante actuante

$c$  : cohesión aparente del suelo

$\sigma$  : esfuerzo normal actuante en el plano de falla

$\phi$  : ángulo de fricción interna del suelo (supuesto constante por Coulomb)

Otra teoría de falla es debida al Dr. Otto Mohr, la cual establece en general, que la falla por deslizamiento ocurre a lo largo de la superficie particular en la que la relación del esfuerzo tangencial o cortante al normal alcance un cierto valor máximo, que fue postulado como una función del acomodo y forma de las partículas del suelo así como del coeficiente de fricción entre ellos.

Matemáticamente la condición de falla propuesta por Mohr se establece como una función de  $\sigma$  y  $\phi$ , así:

$$\tau = \sigma \tan (\phi)$$

Mohr, estableció su teoría sobre todo para suelos granulares, mientras que Coulomb lo hizo para suelos cohesivos, que comprenden a los suelos granulares como un caso particular, en el que la resistencia al esfuerzo cortante es cero para un esfuerzo normal actuante nulo. Pero la Mecánica de Suelos utiliza como criterio de falla, lo que se acostumbra llamar el Criterio Mohr – Coulomb en el cual se emplea la ecuación  $\tau = c + \sigma \tan (\phi)$  pero sin tomar en cuenta que  $c$  y  $\phi$  son constantes del suelo. La ecuación anterior se puede reducir a  $\tau = c$  para suelos puramente cohesivos ( $\phi=0$ ), y para suelos "cohesivos y friccionantes" se mantiene  $\tau = c + \sigma \tan (\phi)$ . Esta expresión considera que la fricción es fundamental para la resistencia en los suelos granulares y depende fundamentalmente de la presión normal entre sus granos y del valor del ángulo de fricción interna  $\phi$ . Este a su vez depende de la capacidad del material y de la forma de los granos; así, entre menos redondos sean los granos, habrá mayor fricción entre ellos.

Al igual que en los suelos granulares, en los suelos friccionantes la resistencia al esfuerzo cortante depende de varios factores, entre ellos están el esfuerzo efectivo, la trayectoria de los esfuerzos, la velocidad de deformación, la historia previa de la carga, etc., de lo anterior se puede escribir la ecuación:

$$\tau = c + (\sigma - u) \tan (\phi)$$

Donde  $u$  es la presión de poros del suelo.

Entre las pruebas para determinar la resistencia al corte se tienen las siguientes:

Pruebas triaxiales

Prueba de corte directo

Prueba de penetración estándar

Prueba del torcómetro

La más usada de las pruebas anteriores es la prueba triaxial, que puede hacerse de tres formas, dependiendo del comportamiento que tendrá el suelo, como sigue :

- 1) Prueba lenta (consolidada, drenada)
- 2) Prueba consolidada rápida (consolidada, no drenada)
- 3) Prueba rápida (no consolidada, no drenada)

Dependiendo de la condición que se tenga en el campo, así será la prueba que se le hará a la masa de suelo, para obtener una mayor aproximación de los resultados.

La resistencia al esfuerzo cortante es afectada por el fenómeno de licuación del suelo que se define como la pérdida de resistencia de un suelo debido a sismo, ya que este efecto provoca un incremento en la presión de poros y por tanto una disminución de su resistencia. Este fenómeno se da más fácilmente en suelos arenosos con porcentajes de finos superiores al 5%. En caso que exista la posibilidad de licuación, las estructuras deberán fundamentarse más allá de las capas susceptibles a tal fenómeno o hacer las correcciones respectivas del suelo según el caso que se presente.

## **1.8 IDENTIFICACION DE PROBLEMAS DE ESTABILIDAD DE TALUDES EN EL CAMPO**

El objetivo principal del estudio de los taludes, es llegar a establecer si dicha estructura es estable o si será estable en el futuro: para ello, se requiere el reconocimiento de las posibles fallas de los taludes en el campo y su identificación. Para esto, es necesaria la experiencia para interpretar condiciones de campo como agrietamientos, deformaciones, etc. A continuación se presentan algunas ayudas prácticas para identificar problemas de estabilidad.

El problema de reconocer e identificar deslizamientos tiene dos aspectos importantes. El primero se refiere a identificar el deslizamiento en sí mismo, para saber si continuarán los movimientos que aumenten la inestabilidad. El segundo aspecto, se refiere a identificar y clasificar el tipo de deslizamiento que está ocurriendo.

Cuando se adquiriera una idea general de las condiciones de estabilidad en una zona, se sugiere visitar la zona para inspeccionar las condiciones del lugar. En la inspección se deberá proceder de los detalles más generales a los más particulares; concediendo especial atención a la inclinación de las laderas y sus cambios, de pendientes, se buscarán especialmente signos específicos, como por ejemplo grietas y desmoronamientos, etc.

Sin embargo, en la gran mayoría de los casos es difícil prever la existencia de futuros deslizamientos y fallas, por lo que se deberá extremar precauciones en aquellas zonas donde existan materiales que provoquen desconfianza, como por ejemplo:

- 1) Formaciones de roca o suelo duro, que sobreyacen a rocas muy fragmentadas, suelos blandos o materiales muy intemperizables.
- 2) Laderas de arcillas blandas o lutitas, sobre todo si en otras zonas de la ladera se detectan fallas o si están fisuradas.
- 3) Depósitos de talud o del piamonte que descansan contra y sobre estribaciones y lechos de roca firme.
- 4) Laderas a cuyo pie excitan causas de erosión, como el mar o corrientes de agua.

Con la experiencia, se adquiere la habilidad para identificar problemas de inestabilidad, y reconocer pequeños agrietamientos e interpretarlos.

La tabla 1.15 presenta una recopilación de los signos exteriores más usuales de los distintos tipos de fallas, cómo reconocerlas y clasificarlas.

## **1.9 LA INESTABILIDAD Y SUS CORRECCIONES**

El problema crítico en la inestabilidad de los taludes, se refleja con una falla ocurrida o una posible falla que pueda ocurrir en el futuro. Este problema puede solucionarse usando métodos correctivos que garanticen la seguridad de estas estructuras.

La figura 1.22 resume los métodos más utilizados para corregir fallas por deslizamientos en taludes

**Tabla 1.15 Hechos que ayudan a reconocer deslizamientos activos o recientemente activos.**

Tipo de movimiento	Clase de material	Partes estables que rodean al deslizamiento			Partes que se han movido			
		Corona o inclinación de la zona fallada	Talud principal (detrás de la zona fallada)	Flancos	Cabeza	Cuerpo	Base	Pie
Caidos y derrumbes.  1) Caidas de rocas.  2) Caida de suelos (derrumbes).	Roca	Roca suelta, grietas probables detrás de la línea de falla, aspecto irregular caracterizado por sistemas de juntas.	Normalmente casi vertical, irregular, liso, roca de aspecto fresco. Roca juntada.	En general filos de roca limpios.	Generalmente no está bien definida. El material caído forma un montón de rocas cerca del escarplo.	Superficie irregular con fragmentos de roca. Si es muy grande y si tiene árboles o materiales de colores contrastante, el material puede indicar dirección del movimiento radial desde el escarplo. Puede contener depresiones.	La base comúnmente enterrada. Si esta visible presenta generalmente las razones de la falla, tales como roca subyacente débil o estratos socavados por el agua.	Si el caído es pequeño tiene un talud irregular de detritos. Si la caída de rocas es grande el pie puede tener un contorno redondo.
	Suelos	Grietas detrás de la línea de falla.	Casi vertical. Suelo húmedo. Superficialmente muy agrietado.	Con frecuencia casi verticales.	Generalmente no está bien definida. El material caído forma un montón de rocas cerca del escarplo	Irregular.	Como el de arriba	Irregular
Deslizamiento 1) Circular.	Suelo	Numerosas grietas. la mayoría de ellas cóncavas hacia el deslizamiento.	Inclinado, limpio, cóncavo hacia al deslizamiento, comúnmente alto. Puede presentar estrías y zanjas en la superficie, que van de la corona a la cabeza. La parte superior del talud tras la falla puede ser vertical.	Las estrías en los flancos del escarplo tienen grandes componentes verticales cerca de la cabeza y notables componentes horizontales cerca de la base. La altura de los flancos decrece hacia la base. El flanco del deslizamiento puede ser más alto que las superficies originales del terreno. Grietas en escalón rodean el deslizamiento en la primeras etapas.	La parte superior del material fallado conserva partes del terreno natural antes de fallar. Se producen al pie del talud principal encharcamientos. Toda la cabeza de falla está surcada por grietas y los árboles en la zona caída apuntan cerro arriba.	La parte del suelo que se mueva se rompe y disgrega. Grietas longitudinales, bufamiento. Generalmente se desarrollan encharcamientos justo arriba de la base.	Normalmente se desarrollan bufamientos transversales y grietas sobre la base. Zona de levantamiento, ausencia de bloques individuales grandes. Los árboles inclinados cuesta abajo.	Con frecuencia una zona de flujo de tierra con forma lobulada, material rodado encima y enterrado. Los árboles están tendidos o en varios ángulos mezclados entre el material del pie.



**Tabla 1.15 Hechos que ayudan a reconocer deslizamientos activos o recientemente activos.**

Tipo de movimiento	Clase de material	Partes estables que rodean al deslizamiento			Partes que se han movido			
		Corona o Iniciación de la zona fallada	Talud principal (detrás de la zona fallada)	Fiancos	Cabeza	Cuerpo	Base	Pie
	Roca	Las grietas tienden a seguir las fracturas en la roca original.	Como el de arriba.	Como el de arriba.	Como el de arriba.	Como el de arriba pero el material no se rompe tanto ni se deforma plásticamente.	Como el de arriba.	Poco o ningún flujo de tierra. El pie con frecuencia es casi recto y cercano a la base. Puede tener un frente abrupto.
2) Traslacional	Roca o suelo	La mayoría de las grietas son casi verticales y tienden a seguir el contorno del talud.	Casi vertical en la parte superior; en la parte inferior casi plano y con transición gradual.	Los fiancos laterales muy bajos, grietas verticales. Las grietas generalmente divergen cuesta abajo.	Relativamente inalterada. No hay rotación.	Compuesto generalmente de una o varias unidades inalteradas excepto por grietas de tensión. Las grietas presentan poco o ningún desplazamiento vertical.	Ni base, ni zona de levantamiento.	Deslizante sobre la superficie del terreno.
3) Deslizamiento de Roca	Roca	Roca suelta; grietas entre los bloques.	Generalmente escalonado de acuerdo con el espaciado de juntas o planos de estratificación. Superficie irregular en la parte superior ligeramente inclinada en la parte baja; puede ser casi plana o compuesta de derrames de roca.	Irregular.	Muchos bloques de roca.	Superficie rugosa con muchos bloques. Algunos bloques pueden estar en su posición original, pero más bajas si el movimiento fue de traslación lenta.	Generalmente no hay una verdadera base.	Acumulación de fragmentos de roca.
Flujo de material seco: 1) Flujo de fragmentos de roca.	Roca	Igual que en las caídas de roca.	Igual que en las caídas de rocas.	Igual que en las caídas de rocas.	No hay cabeza.	Superficie irregular de fragmentos de roca mezclados, derramados hacia abajo en abanico. Muestra valles y lomas transversales lobuladas.	No hay base.	Compuesta de lenguas. Puede deslizarse siguiendo líneas de cauce natural.

**Tabla 1.15 Hechos que ayudan a reconocer deslizamientos activos o recientemente activos.**

Tipo de movimiento	Clase de material	Partes estables que rodean al deslizamiento			Partes que se han movido			
		Corona o iniciación de la zona fallada	Talud principal (detrás de la zona fallada)	Flancos	Cabeza	Cuerpo	Base	Pie
2) Flujo de arena	Suelo	No hay grietas	Forma de embudo cuando alcanza el ángulo de reposo.	Desarrollados en una curva continua a partir de la corona.	Generalmente sin cabeza.	Montículo cónico de arena igual en volumen a la parte vaciada de la cabeza.	No hay base.	No hay pie o éste es un amplio abanico poco perceptible.
<b>De material Húmedo:</b> 1) Flujos de lodos.	Suelo	Pocas grietas	La parte superior en forma dentada o de V, larga y angosta, lisa y comúnmente estrada.	Inclinados, irregulares en la parte superior. Amontonamiento de material en la parte inferior de los flancos.	Puede no haber cabeza.	De húmedo a muy húmedo; puede contener grandes bloques empacados en matriz de material fino. Líneas de flujo. Sigue las líneas de drenaje y puede dar vueltas pronunciadas. Muy largo comparado con el ancho.	Ausencia de base o enterrada en los detritos.	Extendido lateralmente en lóbulos. Cuando el pie se seca puede tener un escalón frontal de escasa altura.
2) Flujo de tierra.	Suelo	Puede haber algunas grietas.	Cóncavo hacia el deslizamiento. En algunos casos es casi circular. El deslizamiento ocurre a través de un estrechamiento.	Curvos, lados empinados.	Consiste comúnmente en un bloque hundido.	Roto en muchos pedazos pequeños. Húmedo, muestra la estructura del flujo.	No hay base.	Extendido en lóbulos.
3) Flujo de arena o limo.	Suelo	Pocas grietas.	Inclinado, cóncavo hacia el deslizamiento, puede haber variedades de formas en el contorno (casi recta, tendencia a arco circular o forma de botella)	Frecuentemente los flancos convergen en la dirección del movimiento.	Generalmente bajo agua.	El cuerpo se extiende como fluido.	No hay base.	Extendido en lóbulos.

Fuente: La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres. Alfonso Rico y Hermillo del Castillo. (1976), Vol. I, México, 1ª Edición, Editorial Limusa. Pag. 342

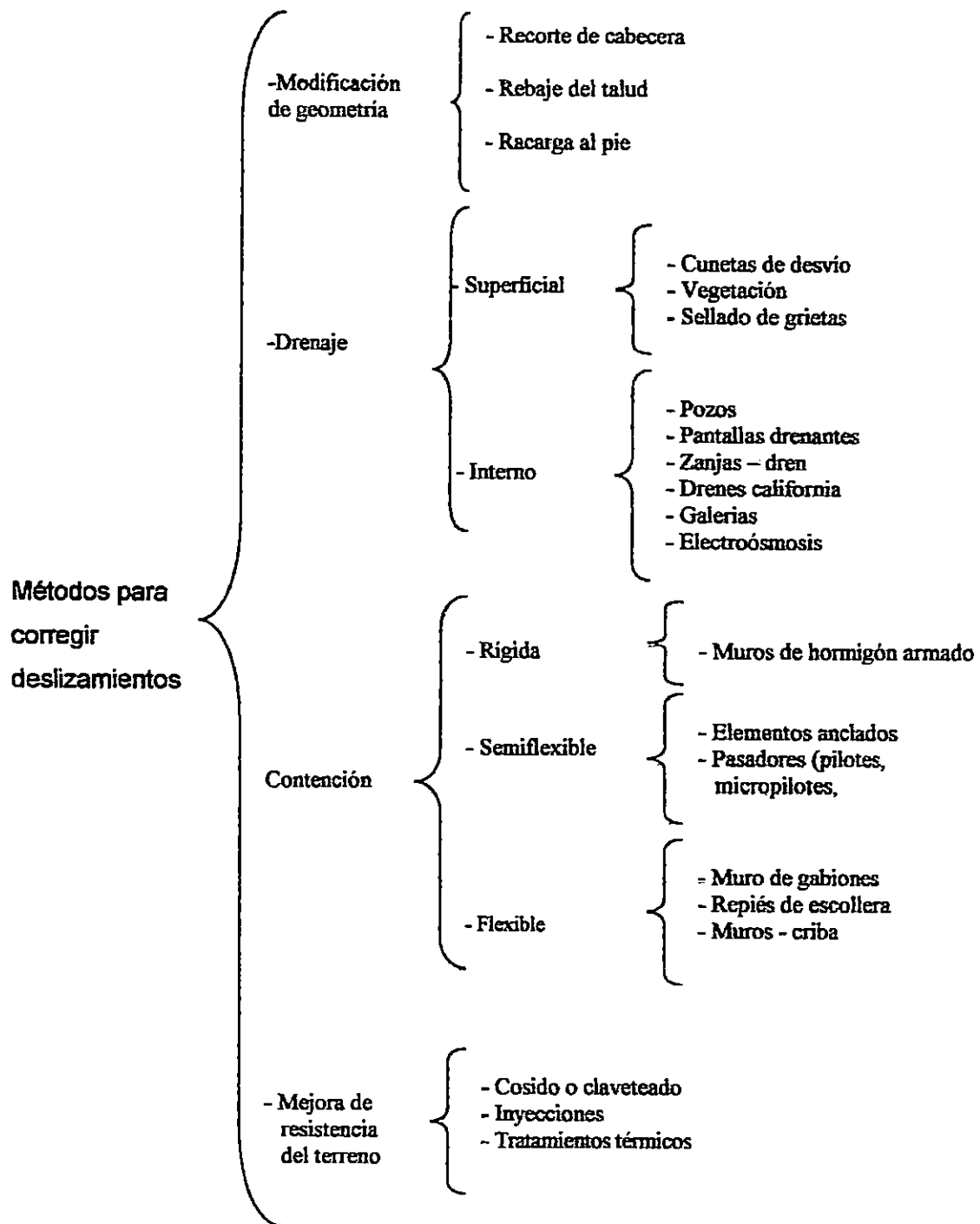


Figura 1.22 Métodos para corregir deslizamientos

### **1.9.1 Modificación de la Geometría**

Modificar la geometría de un talud podría ser una solución para taludes donde ha ocurrido deslizamiento, así por ejemplo disminuir la pendiente del talud podría ser determinante para que no ocurra un movimiento rotacional.

### **1.9.2 Drenaje**

El drenaje en los taludes es determinante para producir fallas en los mismos, por lo que se debe eliminar la acumulación de aguas de escorrentía sobre el talud para evitar la erosión, también se debe evitar la infiltración y el flujo paralelo al talud, ya que puede ocasionar saturación y provocar deslizamientos principalmente en los suelos limosos y arcillosos que existen en el país. Para desviar el agua que drena hacia un talud pueden hacerse cunetas, de preferencia revestidas para no generar un camino de infiltración del agua (ver figura 1.23).

La penetración del agua a través de grietas existentes en un talud puede aumentar la inestabilidad ya que se crean empujes horizontales y un aumento de presiones intersticiales, por lo que se recomienda sellar las grietas con material impermeable; se puede utilizar el mismo material del talud o recurrir a mezclas plásticas de bentonita – cemento o productos bituminosos.

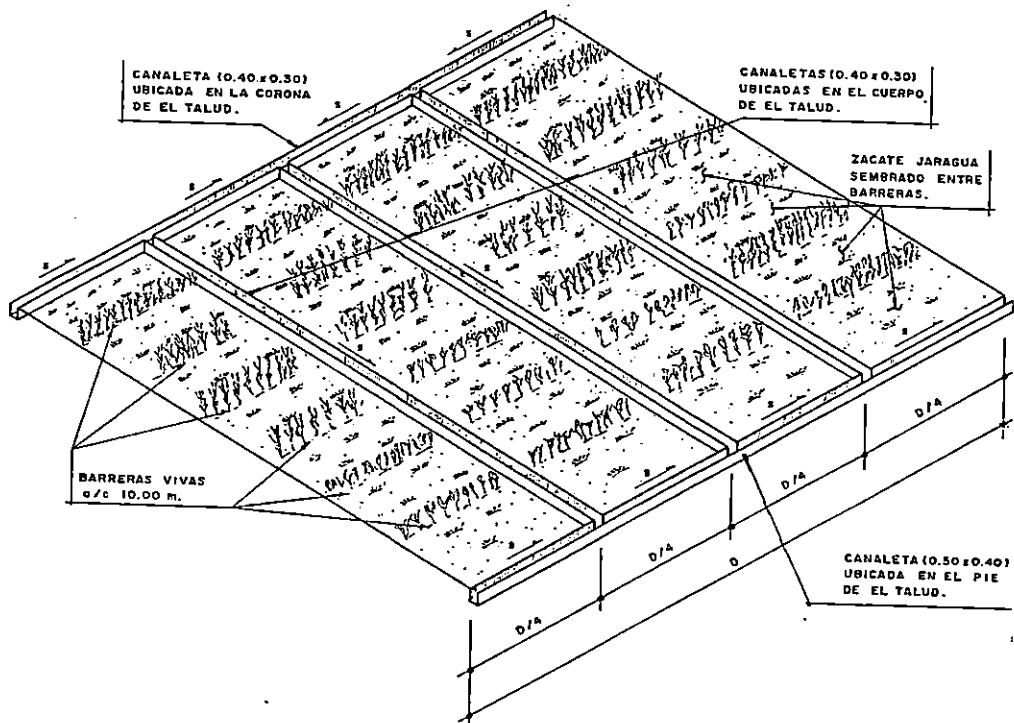


Figura 1.23 Métodos Correctivos para el Drenaje Superficial en Taludes

Para el drenaje superficial o semiprofundo puede utilizarse vegetación, ya sea por la desecación asociada a la evapotranspiración o para producir el armado del terreno con las raíces, disminuyendo la infiltración y protegiendo contra la erosión.

Para el drenaje del agua del interior del talud pueden utilizarse pozos , pantallas drenantes, zanjas – dren, drenes California, galerías, etc.(ver figura 1.24), este tipo de correcciones tienen ciertas limitantes, por ejemplo las zanjas drenantes están limitadas a profundidades de unos 4 m, los drenes tipo california son difíciles realizarlos con longitudes superiores a 50 m, además que el vanillado tiende a descender y el dren puede quedar en contrapendiente.

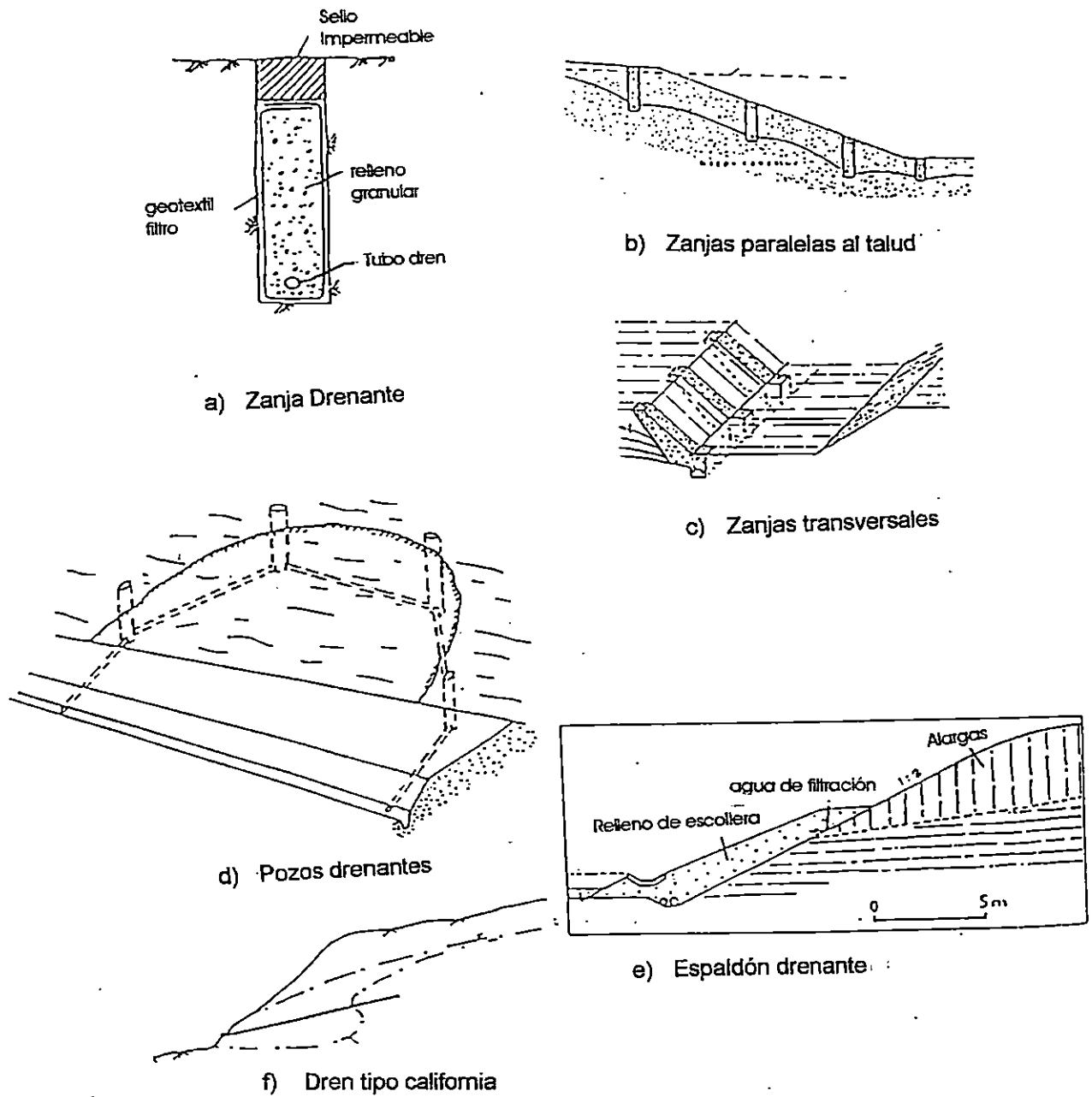


Figura 1.24 Sistemas de drenaje de taludes

### **1.9.3 Contención.**

El método consiste en aplicar al talud una fuerza resistente complementaria a la desarrollada por el terreno a lo largo de la superficie de rotura, de tal forma que se alcance un coeficiente de seguridad preestablecido. Para ello pueden elegirse soluciones con estructuras rígidas como un muro de hormigón armado, o estructuras flexibles como un muro de gaviones, o una intermedia a estas como pantallas ancladas.

### **1.9.4 Mejora de la Resistencia del Terreno**

Cuando los métodos anteriores no son factibles de aplicar en suelos débiles, debe recurrirse a mejorar la resistencia del terreno. Los sistemas más utilizados son:

- El cosido o anclaje de la masa inestable al terreno firme mediante barras de acero, carriles, micropilotes, etc.
- Empleo de materiales estabilizantes: esta solución consiste en añadir al suelo una sustancia que mejore sus características de resistencia. Las sustancias que más se usan son: cementos, asfaltos o sales químicas, estos procedimientos son de costo elevado por lo que su uso es limitado<sup>29</sup>.

---

<sup>29</sup> Los costos de la estabilización pueden ser relativamente bajos, si se hacen con materiales como cal, arcilla, arenas o uso de fibras naturales o sintéticas que estén disponibles en el comercio local o en la obra según el caso. Pero en todo caso, se deben combinar ciertas técnicas constructivas como el uso de los materiales estabilizantes y cumplir algunas especificaciones y normas al respecto.

También pueden utilizarse inyecciones químicas de silicato de sodio para rellenar grietas o vacíos en los suelos.

Otro sistema que se puede utilizar es un tratamiento térmico; este es un método de calcinación en el que se inyectan al suelo gases a más de 1000°C para endurecerlo. De igual forma el endurecimiento de un suelo puede lograrse inyectándole lechada de cemento y asfaltos.

#### **1.9.5 Métodos de Protección en Desprendimientos**

Existen dos formas para evitar los daños que pueden producir los fenómenos de esta naturaleza; una consiste en prevenir los desprendimientos y otra en proteger las construcciones contra los mismos.

La prevención deberá comenzar por localizar las zonas cuya superficie esté propensa a este fenómeno, a partir de fenómenos como erosión, detección de grietas, desmoronamientos como material de talus o laterítico, pérdida de vegetación y otros que conlleven a considerar la inestabilidad del talud, no sólo estructural, sino deterioro físico superficial.

Los métodos de prevención tienen sus limitaciones por lo que suelen ir acompañados de procedimientos de protección contra los desprendimientos inevitables o impredecibles.



Entre los métodos de protección que se pueden utilizar individualmente o combinados se tienen:

a) Caballones de tierra

Este método consiste en reemplazar la masa de suelo con posible desprendimiento por un caballón de tierra transversalmente a las posibles trayectorias. En la parte superior del caballón pueden colocarse gaviones, defensas metálicas y arboles o arbustos, de preferencia suelen utilizarse estos últimos para una mejor presentación estética.

b) Bermas y Cunetas

Bermas Intermedias.

Se denomina bermas, a masas generalmente del mismo material del propio talud o de uno similar que se endosan al mismo para darle estabilidad (ver figura 1.25).<sup>30</sup>

El uso de bermas tiende a aumentar la estabilidad del talud casi en forma similar al abatimiento de taludes. Un talud con bermas es diferente del original y tendrá otro círculo crítico, que se debe determinar con la nueva sección.

---

<sup>30</sup> Rico Rodríguez y Hermillo del Castillo. Op Cit. Pág. 355.

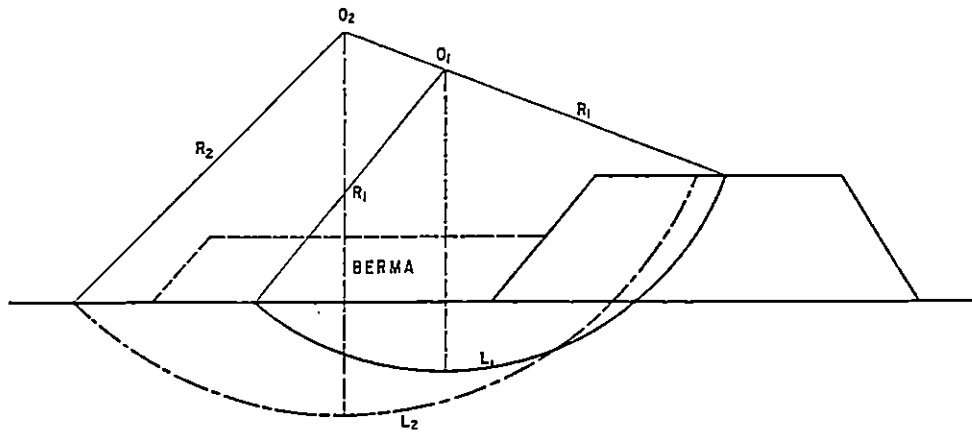


Figura 1.25 Efecto de una berna en un talud

El uso de bermas tiene algunos inconvenientes. Entre ellos están los siguientes:

- La formación de discontinuidades (ejemplo juntas de dilatación) en la superficie puede originar zonas débiles, lo cual puede dar lugar a desprendimiento por desmoronamiento.
- Si su conservación y accesibilidad no es adecuada, pueden crear puntos de almacenamiento de agua que aumente la inestabilidad.
- Las bermas pueden lanzar las piedras sobre la calzada de la carretera.

Cunetones de Recogida de Piedra.

Este método es utilizado en taludes de roca, en lugar de bermas intermedias. Por lo general suele colocarse en un cunetón único al nivel de la superficie del talud

### **c) Mallas de Protección**

Las mallas de protección son utilizadas en lugares donde disponer del sobreebanco de excavaciones, para colocar cunetones, no es posible o resulta muy costoso. Las mallas pueden ser metálicas o de materiales sintéticos. Normalmente son instaladas en la cabeza del talud, a una distancia considerable del borde para asegurar la estabilidad. Las rocas que caen del talud se conducen hacia la malla, donde son recogidas periódicamente.

En la tabla 1.16 se hace una comparación entre las mallas de plástico y las mallas metálicas.

### **d) Vallas y Muros**

Las vallas y muros pueden ser de diferentes tipos y materiales, según el caso que se presente. Los materiales pueden ser hormigón o mampostería cuando exista suficiente expansión para su construcción, en caso contrario es muy aplicable usar vallas metálicas, ya que ocupan menos espacio y gran deformabilidad, si están debidamente proyectadas.

**Tabla 1.16 Comparación de mallas de plástico y metálicas**

**Tabla 1.16 Comparación de mallas de plástico y metálicas**

Tipo de malla	Ventajas	Inconvenientes
Metálica	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Mayor peso unitario (en el sentido de contención)</li> <li>• Mas estética en taludes de rocas claras</li> <li>• Menor dimensión de la cuadrícula de malla (limitando más el mayor tamaño de piedras que caen)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Mas difícil puesta en obra (por el mayor peso)</li> <li>• Posible corrosión</li> <li>• Suministro en tiras de 2 – 4 m (dificultad de colocación y mayor tiempo)</li> </ul>
Plástico	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Mas facilidad de colocación (por su menor peso)</li> <li>• Suministro bajo pedido (facilidad y rapidez de colocación)</li> <li>• Mas estética en taludes de rocas oscuras.</li> <li>• Mayor adaptabilidad a la forma del desmonte (menor rigidez)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Menos peso unitario (en el sentido de contención)</li> <li>• Posible desgaste.</li> </ul>

Fuente: Curso sobre Últimos Avances en Ingeniería Geotécnica organizado por el Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas de España (CEDEX). Antigua (Guatemala), del 23 al 27 de febrero de 1998.

El uso de muros rígidos o flexibles, es muy común para corregir deslizamientos cuando ya han ocurrido o para prevenirlos en posibles zonas de fallas. El empleo de muros ha sido decepcionante en muchos casos, por lo que deben tomarse precauciones al usar este método, por ejemplo debe construirse un buen drenaje, el muro debe diseñarse de tal forma que sea capaz de soportar la masa de suelo, su cimentación debe hacerse lo más adecuado posible, tomando en cuenta el tipo de suelo en que se apoyará. Estas estructuras son útiles cuando no se tiene suficiente espacio para poder abatir el talud, como en los terraplenes. Son muy usados en materiales arcillosos para confinar el pie de falla, impidiendo la abertura de grietas y fisuras por expansión libre.

En algunos casos la técnica de muros puede ser sustituida por técnicas alternadas con madera como palo pique o entramados de troncos combinados con palo pique. Esto disminuye la severa imposición de cargas por concesión y se adapta mejor al desarrollo en el tiempo, principalmente en época lluviosa.

#### **1.9.6 Posibles Soluciones para el Control de la Erosión.**

Entre las medidas para el control de la erosión<sup>31</sup> se tienen las siguientes:

##### **a) Medidas Mecánicas**

Se caracterizan por limitar el recorrido del agua en los taludes y, por tanto la velocidad de escorrentía; lo que reduce la posibilidad de que las partículas de suelo comiencen a moverse.

Entre las medidas mecánicas cabe mencionar las relacionadas con la geometría de los taludes, redes de drenaje, muros de retención de suelos en el pie del talud, trampas para sedimentos, estabilización de suelos, implantación de georedes, etc.

---

<sup>31</sup> Véase con más detalle el Manual de Conservación de Suelos. Servicio de Conservación de Suelos, Departamento de Agricultura de los EE.UU. AA., 1980. Tercera Reimpresión. Editorial Limusa, México.

La red de drenaje transporta el agua a lugares donde no pueda causar problemas, sirve para acortar las superficies de escorrentía, limitando la velocidad del agua, también evita las infiltraciones profundas capaces de producir estabilidad.

En terraplenes de carretera, el uso de cuneta o un bordillo en su coronación, produce efectos favorables para evitar la erosión.

Modificar la topografía del talud puede favorecer a evitar tanto la erosión como la estabilidad del mismo. Así por ejemplo, en taludes con pendientes suaves, se reduce la velocidad del agua, por lo que el talud retendrá más agua y se expondrá más al peligro de la inestabilidad.

Otro tipo de medidas mecánicas para el control de la erosión son las mejoras estructurales, a través de muros de contención, refuerzos localizados, desagües, uso de membranas geotextiles, elementos estabilizadores, etc.

En la tabla 1.17 se muestran los métodos de protección de taludes con medidas mecánicas.

#### b) Vegetación

Es un método preventivo y correctivo de fallas por erosión, la vegetación tiene dos funciones importantes, en primer lugar, disminuye el contenido de agua en la parte

superficial, en segundo lugar da consistencia a la parte superficial por el entramado mecánico de sus raíces.

Entre las ventajas del uso de la vegetación se tiene: el costo, la estética que presentan, estabilizan los deslizamientos superficiales, protegen contra el viento, y el ruido, no presentan descumbramientos principalmente en carreteras, etc.

Entre las plantas que se utilizan para la estabilización de taludes se tienen las siguientes:

- Zacate Jaraguá.
- Zacate Elefante (conocido como zacate Costa Rica, zacate Nupier y zacate King Grass).
- Grama: generalmente son utilizados dos tipos de gramas.
- Bambú en forma de parras.

Tabla 1.17 Métodos de Protección de taludes con medidas mecánicas

Tipo	Métodos	Observaciones
Drenaje de talud	Cunetón de guarda o bordillo en la coronación de taludes	Para evitar que el agua de escorrentía del terreno situado encima del talud corra por la superficie del talud. Importante en terraplenes, en tramos con cuenca de aportación de agua.
	Drenaje de bermas	Para evitar la erosión del agua superficial que corre por el talud.
	Drenaje vertical	Para evacuar el agua de las cunetas de guarda o bermas intermedias de taludes, mediante elementos colocados en lo largo de la pendiente del talud.
Drenaje interno	Drenaje interno superficial	Para drenar el agua subterránea
	Drenaje por perforaciones subhorizontales	Para drenar el agua subterránea profunda de los taludes
Intercepción de sedimentos	Balas de paja	Pantallas para interceptación de sedimentos, solución provisional
	Pantallas para lirios	Pantallas para interceptación de sedimentos
	Balsas decantación	Destinadas a retirar los sedimentos de la red de drenaje
Geometría	Taludes, bermas	Destinados a facilitar implantación de otras medidas (drenaje, vegetación) y su mantenimiento
Combinación de estructuras y vegetación	Palizadas y fajinas	Evitan pérdida de suelo hasta desarrollo de vegetación
	Estructuras celulares	Con el fin de prevenir la erosión y deslizamientos superficiales. se combinan con vegetación
	Geotextiles	Protección frente a erosión. Estabilizador tratamiento vegetal hasta su desarrollo.
	Muros de pie de talud	Recogida de derrubios y formación de suelo en el que puede desarrollarse la vegetación.
	Proyección de mezclas espesas con semillas	Para procurar un tapiz verde y evitar la erosión y meteorización en la superficie de taludes de materiales que no sean suelos, se proyecta una base para crecimiento de las plantas, forzado por sustancias orgánicas, finos, material cementante, semillas y fertilizantes mezclados.
Protección de taludes con estructuras y sin vegetación	Cubierta temporal	Laminas de plástico fáciles de colocar. Util en zonas de alto riesgo de erosión.
	Encachados y recubrimientos de bloques	Para prevenir la meteorización o erosión de los taludes con una pendiente inferior a 1:1. A veces se aplica riprap. Muy frecuente en protección de estribos.
	Gaviones y gaviones planos	Para drenaje y prevención de roturas en la superficie de los taludes con manantiales de agua o expuestos a cursos de agua.
	Gunita	Para proteger mediante sellado la superficie de una roca que se meteoriza fácilmente, o la superficie de suelos que se erosionan con facilidad por las aguas de escorrentía.
Prevención de rotura de taludes mediante estructuras.	Muros de mampostería de piedra y bloques	Para soportar en cierta medida los empujes de tierra.
	Cubiertas de gaviones	
	Muros celulares	
	Muros de contención de hormigón	
	Suelo reforzado	

Fuente: Curso sobre Últimos Avances en Ingeniería Geotécnica organizado por el Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas de España (CEDEX). Antigua (Guatemala), del 23 al 27 de febrero de 1998.



**Grama San Agustín:** Es una clase de grama que se utiliza cuando se desea revestir un talud. Esta grama, no deja que las gotas de lluvia caigan fuertemente al suelo y origina una estructura natural de raíces, que hace que el agua que desciende en el talud pierda velocidad, evitando así el arrastre de partículas.

**Grama Natural:** Esta clase de grama se utiliza para cualquier tipo de revestimiento de taludes. Presenta las mismas funciones que la grama san Agustín, con la única diferencia que es menos densa y proporciona más libertad a la escorrentía superficial, por lo que debe darse mantenimiento para evitar el arrastre de partículas.

Ambos tipos de grama pueden ser utilizados en combinación con arbustos, en pendientes fuertes de taludes o colocando en el cuerpo del talud, canaletas que recojan el agua.

- **Barreras Vivas.**

Son hileras de plantas de crecimiento denso, que se siembran a través de la pendiente del terreno, en contornos o curvas de nivel.

Para las barreras vivas se puede usar las siguientes plantaciones:

**Siembra de brotones:** son estacas de unos 50 cm de largo y cortadas de arboles en buenas condiciones (madre cacao, etc.), las estacas se siembran a una profundidad de 15 cm en el cuerpo del talud.

**Bambú:** son estacas que se cortan de una de estas plantas bien desarrolladas, y la siembra se hace parecida a los brotones.

**Izote:** también son estacas igual a los brotones y se siembran de igual forma.

Puede hacerse una combinación de vegetación llamada sistema mixto, como por ejemplo:

- **Bambú – Jaraguá:** se siembran las estacas de bambú en filas distanciadas un metro entre sí, sembrando entre las filas zacate Jaraguá.
- **Zacate Elefante – Jaraguá:** en pendientes fuertes se puede sembrar el zacate elefante en dobles filas distanciadas 10 cm entre sí, entre cada surco se dejan 50 cm donde se siembra el zacate Jaraguá.

## CONCLUSIONES

- La causa más frecuente de la inestabilidad de los taludes en el país es la acción del agua, ya que la mayoría de fallas registradas en taludes se han presentado en época lluviosa o cuando ocurren desperfectos en tuberías de descarga en el talud.
- La condición de inestabilidad más desfavorable se presenta cuando los suelos de los taludes, se encuentran en estado saturado, ya sea considerando sólo cargas gravitacionales o incluyendo sismo.
- Aplicar un método de análisis de estabilidad no es suficiente para asegurar que un talud no fallará, pero si además de esta herramienta se utilizan métodos preventivos y correctivos, la probabilidad de que un talud falle podría ser cada vez menor.
- La falla de los taludes no sólo se limita a ser un suceso que conduce a pérdidas materiales, también llega a constituir un desastre que cobra vidas humanas, que en su mayoría viven en asentamientos populares, ubicados en zonas de alto riesgo.
- El riesgo que presentan la mayoría de taludes se debe principalmente, a que no se cumplen los requisitos técnicos y de seguridad necesarios para permanecer en buen estado a largo plazo.

**CAPITULO II**  
**ESTUDIO DE LA ESTABILIDAD DE TALUDES**

## **CAPITULO II**

### **ESTUDIO DE LA ESTABILIDAD DE TALUDES**

#### **INTRODUCCION**

En el presente capítulo se presenta la aplicación de los métodos estáticos y pseudo estáticos más utilizados para el análisis de estabilidad de taludes, dentro de estos métodos se tienen los siguientes: Método de Arthur Casagrande, Método de Fellenius, Método Gráfico de Donald W. Taylor, Método Gráfico de N. Jambú, Método de la Cohesión Equivalente, Método de Bishop y el Método del Círculo de Fricción.

También se describen brevemente el Método de la Cuña, el Método de Valle Rodas, el Método de Culmann, el Método de Morgentem–Price, el Método de Newmark y el Método de Seed Lee Idres. Además se estudia la Norma Técnica para el Análisis de Estabilidad de Taludes del Reglamento para la Seguridad Estructural de las Construcciones, MOP, con el objetivo de apegarse a la norma vigente en el país cuando se realice un estudio de este tipo.

Se analiza el talud ubicado en la Colonia Santa Alegría de Ciudad Delgado, por los métodos siguientes: Método de Donald W. Taylor, Método de N. Jambú, Método de Fellenius y el Método de la Cohesión Equivalente, obteniendo resultados similares para círculos críticos por el pie del talud.

De los resultados de estos métodos, se obtiene un cuadro resumen en el que se aprecian las variaciones del factor de seguridad obtenido por cada uno de ellos.

## **2.1 MÉTODOS DE ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES**

Los taludes, son estructuras de tierra natural o artificial que pueden presentar fallas locales o totales y provocar cuantiosas pérdidas humanas y materiales, por lo que se vuelve necesario verificar su "estabilidad" o "inestabilidad". Con los métodos de análisis de estabilidad se obtiene el parámetro indicativo conocido comúnmente como el factor de seguridad.

Algunos métodos de cálculos, sirven para establecer si un talud es estable en forma natural insitu o para revisar la condición de un talud ya construido, considerado después de cierto periodo de tiempo. Dentro de los métodos de análisis de estabilidad de taludes se tienen los siguientes:

- 1) Procedimiento de Arthur Casagrande.
- 2) Método de las dovelas.
- 3) Método gráfico de Donald W. Taylor.
- 4) Método gráfico de Jambú.
- 5) Método de la cohesión equivalente.
- 6) Método de la cuña.
- 7) Método de Valle Rodas.
- 8) Método de Bishop.
- 9) Procedimiento de cálculo con el círculo de fricción.
- 10) Otros métodos de análisis de estabilidad de taludes.

### 2.1.1 PROCEDIMIENTO DE ARTHUR. CASAGRANDE.

El procedimiento propuesto por el Dr. Arthur. Casagrande, está basado en el método sueco. Él considera un análisis de la estabilidad del talud con respecto a la falla por rotación, siendo la superficie de ésta como la de un cilindro; y al suelo lo considera "puramente cohesivo y homogéneo", en el cual, la resistencia al esfuerzo cortante se puede expresar como un parámetro que representa la cohesión del suelo con la misma magnitud, es decir:

$$S = C \quad (2.1)$$

Donde

S : Resistencia al esfuerzo cortante del suelo.

C : Parámetro de resistencia llamado cohesión.

El procedimiento de cálculo que se describirá, puede ser utilizado para estudiar tanto las fallas por el pie del talud como las fallas en la base del talud, de acuerdo con los planteamientos de Alfonso Rico y Hermillo del Castillo<sup>1</sup>

Considerando el arco de circunferencia de radio "R" y de centro en "O" como la traza de una superficie hipotética de falla. Según la porción DCBAD en la figura 2.1, ésta representa la masa de suelo del talud que se desplazaría.

---

<sup>1</sup> Alfonso Rico y Hermillo del Castillo, La ingeniería de suelos, volumen I. Op. Cit., Pág 316.

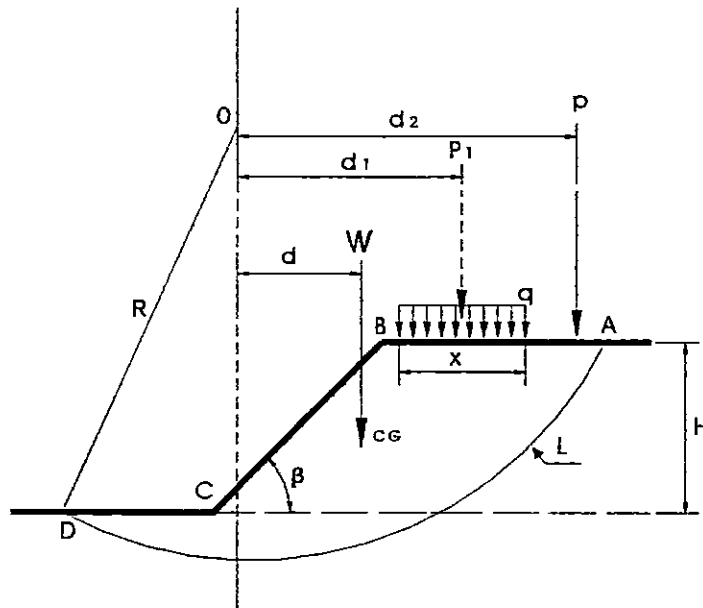


Figura No. 2.1 Procedimiento de A. Casagrande para aplicar el Método Sueco a un talud puramente cohesivo

Donde:

H : Altura del talud.

R : Radio de la superficie de falla.

W : Peso de la masa de suelo que tiende a desplazarse.

L : Longitud del arco de circunferencia DA.

d : Brazo de palanca de W

P : Fuerza puntual en la corona del talud.

q : Fuerza distribuida en la corona del talud

x : Longitud de la fuerza distribuida

P<sub>1</sub> : Fuerza puntual de q equivalente a qx

d<sub>1</sub> : Brazo de palanca de P<sub>1</sub>.

d<sub>2</sub> : Brazo de palanca de P.



Las fuerzas actuantes que tienden a producir el deslizamiento de la masa de suelo son: El peso  $W$  del área DCBAD, más cualquier sobrecarga que pudiera actuar en la corona y/o en el cuerpo del talud. El peso  $W$  se calcula considerando un espesor unitario de talud normal a la superficie del papel. Bajo esta condición, se hacen los análisis siguientes:

- a) El momento de las fuerzas actuantes  $M_m$  en torno a un eje normal a través del punto "O", según la figura 2.1, podrá expresarse como la suma de todas las fuerzas motoras por sus respectivos brazos; esto es, el peso propio, las sobrecargas, etc., o sea:

$$M_m = Wd + Pd_2 + P_1d_1. \quad (2.2)$$

Siendo

$M_m$  : El momento de las fuerzas actuantes o momento motor y las demás variables ya fueron definidas en la figura 2.1.

- b) Las fuerzas que se oponen al deslizamiento de la masa de suelo, son generadas por la resistencia al esfuerzo cortante, por efecto de la cohesión, a lo largo de toda la superficie de falla supuesta curvilínea, y el momento de las fuerzas opositoras en relación al punto "O" será:

$$M_r = CLR \quad (2.3)$$

Donde:

$M_r$  : Momento de las fuerzas opositoras o Momento resistente.

R : Radio de la superficie de falla.

L : Longitud del arco de falla.

c) De acuerdo al momento distorcionador  $M_m$  y el momento restaurador  $M_r$ , el factor de seguridad se puede definir como:

$$FS = \frac{M_r}{M_m}$$

o también

$$FS = \frac{CLR}{Wd + Pd_2 + P_1d_1} \quad (2.4)$$

La seguridad de un talud se podrá expresar en términos del valor de FS, pero no existe ninguna garantía de que el círculo de falla escogido para efectuar el análisis, sea el que conduce al valor de FS mínimo; por lo que el procedimiento anterior, se convierte en un cálculo a base de tanteos, en el que se probará el número suficiente de círculos de falla hasta obtener el círculo crítico que produzca el mínimo factor de seguridad.

El valor del factor de seguridad FS que resulte más conveniente considerar aceptable, dependerá de la importancia que tenga la falla del talud, las características del suelo y su evolución de resistencia con el tiempo de consolidación.

En taludes de suelos cohesivos, es común el apareamiento de grietas de tensión o creep, estas se abren en la corona del talud definiendo cierta posición de la superficie circular de falla, como se muestra en la figura 2.2.

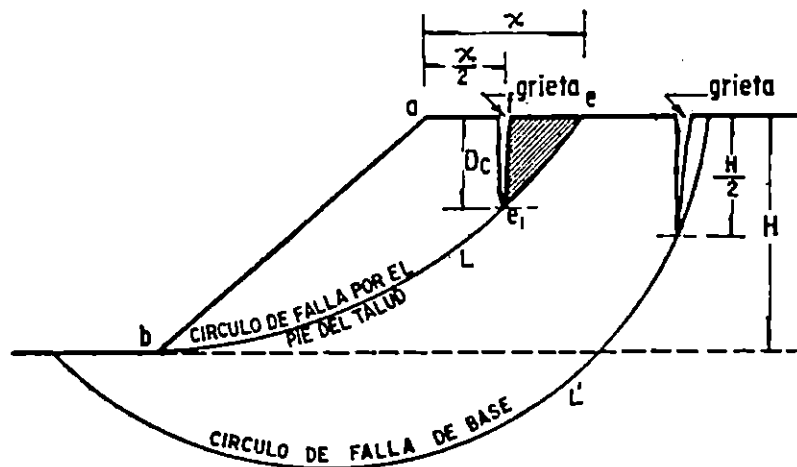


Figura 2.2 Grietas de tensión en la corona de un talud

Donde

a : Punto de inicio de la corona del talud.

b : Punto de inicio del pie del talud.

e : Punto de intersección del círculo crítico con la corona del talud cuando la falla se produce por el pie.

$e_i$  : Punto inferior de la grieta para falla por el pie.

f : Punto superior de la grieta para falla por el pie.

X : Distancia desde "a" hasta "e".

$D_c$  : Profundidad de la grieta para falla por el pie del talud.

H : Altura del talud.

L : Longitud de arco del círculo crítico para falla por el pie.

L' : Longitud de arco del círculo crítico para falla por la base.

Según Terzaghi, enunciado por Alfonso Rico y Hermillo del Castillo, la aparición de las grietas causan los siguientes efectos<sup>2</sup>:

- a) Disminución en el momento resistente, al reducirse las longitudes activas de las superficies de deslizamiento (figura 2.2).
- b) Disminución del momento motor, en el peso de la cuña efte.
- c) Generación de empujes hidrostáticos causados por el agua lluvia que se almacena en la grieta y satura el suelo más rápidamente.

Para contrarrestar los efectos descritos, principalmente la disminución del momento resistente, Terzaghi propuso substituir el valor de la cohesión del suelo (C) por un valor corregido C<sub>c</sub> según la siguiente ecuación:

$$C_c = \frac{\widehat{b e_1}}{\widehat{b e}} C \quad (2.5)$$

Donde

$\widehat{b e_1}$  : Distancia entre los puntos "b" y "e<sub>1</sub>".

$\widehat{b e}$  : Distancia entre los puntos "b" y "e".

C : Cohesión.

---

<sup>2</sup> Alfonso Rico y Hermillo del Castillo, La Ingeniería de Suelos, Volumen I. Op. Cit., pág 318

La corrección deberá hacerse sobre el círculo crítico encontrado, y sustituir el valor de  $C_c$  en la ecuación 2.4 para encontrar el valor corregido de FS. Encontrando que

$$FS = \frac{(b e_1) (L R C)}{(b e_2) (Wd + Pd_2 + P_1 d_1)}$$

## 2.1.2 MÉTODO DE LAS DOVELAS

Existen varios procedimientos en los que se hace uso de dovelas para el análisis de estabilidad de taludes, entre ellos están los siguientes:

- 1) Procedimiento de Fellenius
  - a) Análisis con Esfuerzos Totales
  - b) Análisis con Esfuerzos Efectivos
- 2) Procedimiento de Bishop
- 3) Método de Newmark

### 2.1.2.1 Procedimiento de Fellenius para Análisis con Esfuerzos Totales

El análisis con esfuerzos totales se aplica a taludes en los que es necesario tener en cuenta la estabilidad a corto plazo, como por ejemplo al final de la construcción. En este análisis, es conveniente considerar, que las condiciones a corto plazo son completamente sin drenado, por lo que los parámetros necesarios como la cohesión ( $C$ ) y el ángulo de fricción interna del suelo ( $\phi$ ) para el análisis de estabilidad, se obtienen de la prueba triaxial rápida sin drenar. Obteniendo con esto, que los suelos

tienen una ley de resistencia al esfuerzo cortante (S), expresada por la siguiente relación.

$$S = C + \sigma \tan(\phi) \quad (2.6)$$

Donde:

C : cohesión

$\phi$  : ángulo de fricción interna del suelo

$\sigma$  : esfuerzo normal total

El procedimiento de análisis con esfuerzos totales se debe a Fellenius (1927)<sup>3</sup>, a partir de las siguientes hipótesis:

- i) No considera presencia de flujo de agua
- ii) El suelo que conforma el talud se considera homogéneo

El procedimiento se describe como sigue:

- 1) Se elige un círculo de falla considerando posición del creep, y la masa de tierra se divide en un número conveniente de dovelas, como se muestra en la figura 2.3. Algunos autores recomiendan que el número de dovelas no debe ser menor que

---

<sup>3</sup> Juárez Badillo y Rico Rodríguez. Mecánica de Suelos, Volumen II. Op. Cit. Pág. 273

cinco<sup>4</sup>. Para efectos de análisis, la figura 2.3 muestra las fuerzas que actúan en una dovela.

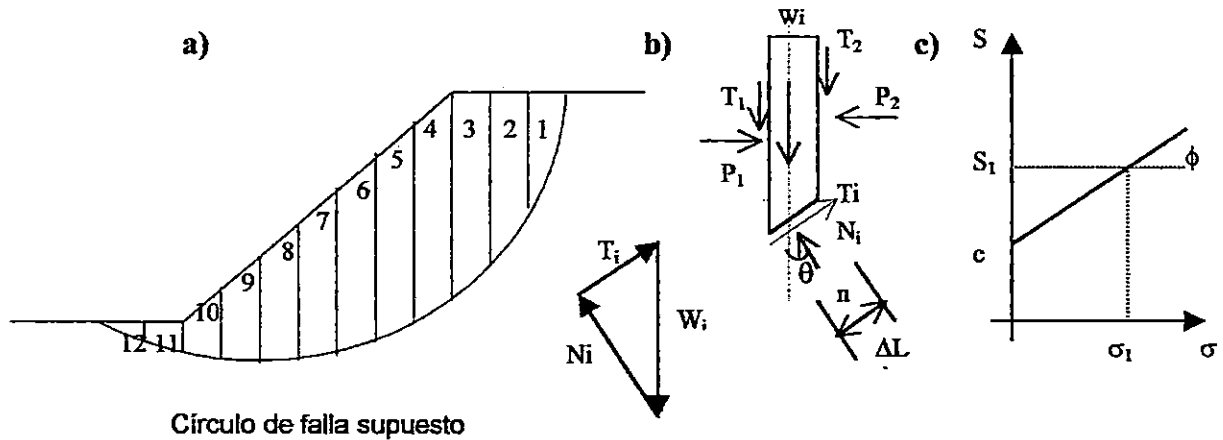


Figura 2.3 Procedimiento de las Dovelas o de Fellenius

Donde:

$W_i$  : peso de la dovela de espesor unitario

$N_i$  : reacción normal a lo largo de la superficie de deslizamiento

$T_i$  : reacción tangencial a lo largo de la superficie de deslizamiento

$P_1, P_2$  : fuerzas normales ejercidas por las dovelas adyacentes a la *i*ésima en estudio.

$T_1, T_2$  : fuerzas tangenciales ejercidas por las dovelas adyacentes a la *i*ésima en estudio.

<sup>4</sup>Whitlow, Roy (1994). Fundamentos de Mecánica de Suelos. México, Segunda Edición. Editorial CECSA. Pág. 388

En el modelo de análisis de la figura 2.3b las fuerzas  $P_1$  y  $P_2$  se contrarrestan y el momento producido por  $T_1$  y  $T_2$  es despreciable. Lo anterior, equivale a considerar que cada dovela actúa en forma independiente de las demás, también, que  $N_i$  y  $T_i$  equilibra a  $W_i$  de acuerdo con la figura 2.3b.

- 2) Se hace un dibujo a escala del talud en estudio, tomando como base la figura 2.4, en el que se traza el círculo de falla propuesto con su respectivo centro.

Se divide la masa de talud en base a la línea de falla circular supuesta, y esta se divide en un número conveniente de dovelas subtendiendo el nudo del círculo a un punto que es la mitad de la base de la dovela.

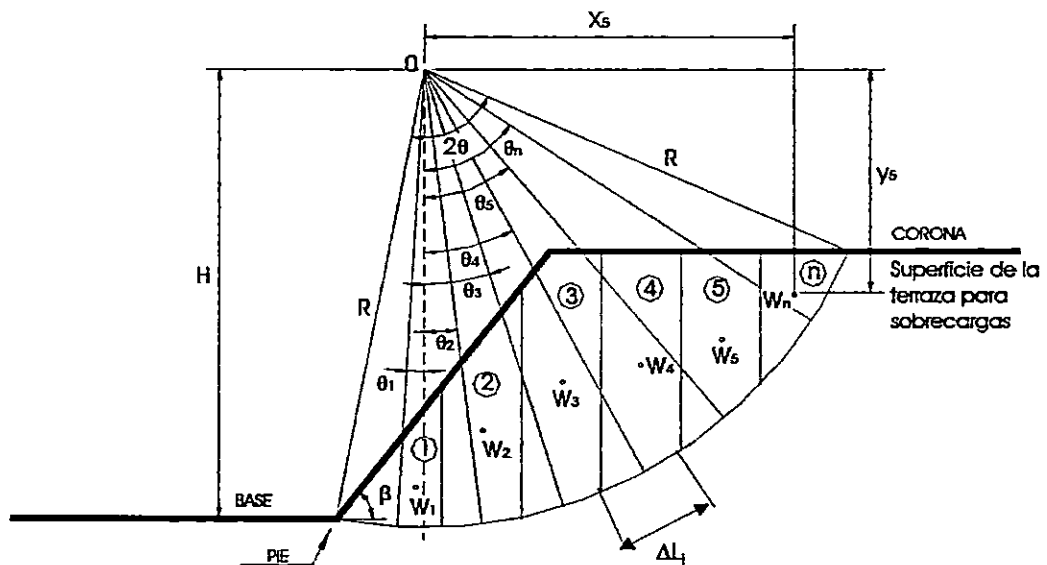


Figura 2.4 Esquema de un talud utilizando el método de Fellenius

- 3) Se calcula el peso de las dovelas, de la siguiente forma:



$$W_i = A e \gamma \quad (2.7)$$

Donde:

A : Área de la dovela

e : Espesor unitario

$\gamma$  = Peso específico total del suelo

4) Se determina el ángulo  $\theta$  para cada dovela, así:

$$\theta_i = \arcsen (X/R) \quad (2.8)$$

5) Los valores de  $N_i$  y  $T_i$  se calculan como sigue:

$$T_i = W_i \sen \theta_i \quad (2.9)$$

$$N_i = W_i \cos \theta_i \quad (2.10)$$

6) Se calcula el esfuerzo normal ( $\sigma$ ) en la base de cada dovela así:

$$\sigma_i = \frac{N_i}{e \Delta L_i} \quad (2.11)$$

7) Se calcula el esfuerzo cortante ( $S_i$ ):

$$S_i = C_i + \sigma_i \tan (\phi) \quad (2.12)$$

8) Se calcula la fuerza de fricción ( $Fr_i$ ) a lo largo del plano de falla, como sigue:

$$Fr_i = S_i \Delta L_i \quad (2.13)$$

9) El factor de seguridad se calcula así:

$$FS = \frac{M_r}{M_m} = \sum \frac{F_i}{T_i} \quad (2.14)$$

Para facilitar el cálculo, se puede utilizar la siguiente tabla:

Dovela No.	$W_i$ (Ton)	$\Delta L_i$ (m)	$\theta_i$ (°)	$N_i$ (Ton)	$T_i$ (Ton)	$\sigma_i$ (T/m <sup>2</sup> )	$S_i$ (T/m <sup>2</sup> )	$F_i$ (Ton)
1								
2								
3								
4								
5								
.								
.								
(n-2)								
(n-1)								
N								

### 2.1.2.2 Procedimiento de Fellenius para análisis con Esfuerzos Efectivos

Cuando existen problemas de estabilidad del talud a largo plazo y problemas en los que puedan suceder cambios en las condiciones del talud insitu, debidos a factores endógenos o exógenos mucho después de terminada la construcción, para entender y resolver estos problemas, se necesita un análisis de esfuerzos efectivos<sup>5</sup>. El análisis

<sup>5</sup> El esfuerzo efectivo es el esfuerzo promedio intergranular en un área plana dentro de la masa de suelo, que contrarresta tanto la deformación debida a los cambios de volumen como también la resistencia al corte del suelo, producidas principalmente por los incrementos en los contenidos de agua o la saturación. Cuantitativamente puede definirse como la diferencia entre el esfuerzo total y la presión de poros.

de estabilidad en términos de esfuerzos efectivos, se aplica a problemas en los que hay cambios en la presión de poros, tales como terraplenes ya existentes y almacenamientos o bancos de escombros; también se utiliza para estimar la estabilidad de taludes a largo plazo así como en el caso de arcillas preconsolidadas, para condiciones inmediatas y de largo plazo.

Cuando se realiza el análisis de estabilidad del talud, tomando en cuenta los esfuerzos efectivos, los parámetros representativos se obtienen de una prueba triaxial sin drenado, y la ley de resistencia al esfuerzo cortante viene dada por la expresión siguiente:

$$S = C' + \sigma' \tan(\phi') \quad (2.15)$$

Para aplicar el método de Fellenius en el análisis de cualquier talud, se procede como sigue:

- i) Se divide la masa deslizante en una serie de dovelas de anchura "b".
- ii) Se selecciona un círculo de deslizamiento de prueba con centro en "O" y radio R (ver figura 2.5).
- iii) Se procede igual que el numeral 1 del análisis con esfuerzos totales.

Las fuerzas actuantes sobre una dovela de 1 m. de longitud en la dirección perpendicular al papel son (figura 2.5):

$W_i$  : peso del cuerpo de la dovela =  $\gamma_m h b$

$N'_i$  : fuerza normal de reacción en la base de la dovela

$T_i$  : fuerza cortante inducida a lo largo de la base =  $W_i \text{ sen}(\alpha)$ .

$R_1$  y  $R_2$  : fuerzas en las caras laterales de las dovelas provenientes de las dovelas adyacentes, que pueden resolverse en:

$E_1$  y  $E_2$  : fuerzas normales interdovelas

$X_1$  y  $X_2$  : fuerzas tangenciales interdovelas

Cuando se calcula el peso del cuerpo del talud y otras fuerzas, deben incluirse los efectos de la sobrecarga en la superficie de la corona.

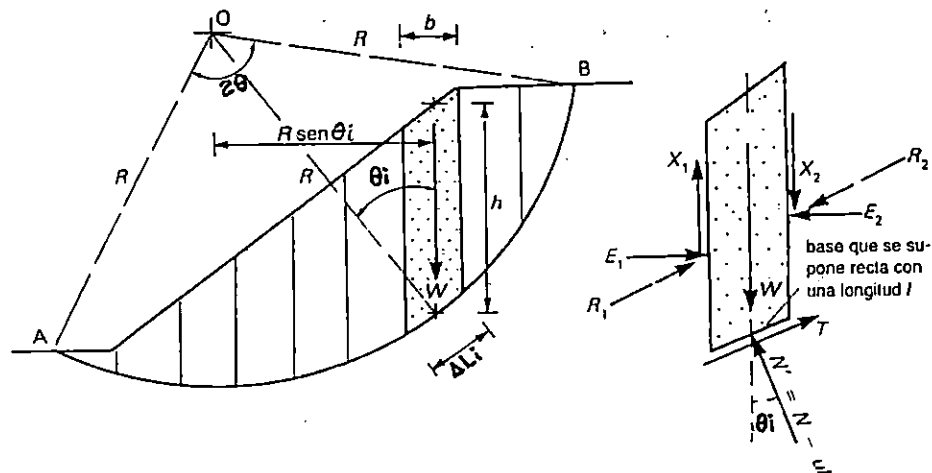


Figura 2.5 Fuerzas que actúan en una dovela

En el punto de equilibrio límite de deslizamiento, el momento actuante total quedará balanceado exactamente por el momento resistente de la fuerza cortante total movilizada a lo largo de la superficie de falla definida por la traza de falla AB.

Haciendo una sumatoria de todos los momentos actuantes debido a la acción del esfuerzo cortante actuante  $S_m$ , se tiene que el momento resistente es el siguiente:

$$\sum (S_m \Delta L_i R) = \sum \frac{S_r}{FS} \Delta L_i R = \sum W_i \text{sen}(\theta_i) R \quad (2.16)$$

Donde:

$S_m$  : Esfuerzo cortante total actuante

$S_f$  : Esfuerzo cortante a lo largo del plano de deslizamiento

De donde se obtiene el factor de seguridad:

$$FS = \frac{\sum (S_f \Delta L_i)}{\sum (W_i \text{sen } (\theta_i))} \quad (2.17)$$

Para el caso de tomar en cuenta los esfuerzos efectivos, el esfuerzo cortante a lo largo del plano de falla es el siguiente:

$$S_f = C' + \sigma'_n \tan(\phi')$$

$$S_f \Delta L_i = C' \Delta L_i + N'_i \tan(\phi')$$

Las fuerzas que actúan en la base de la dovela vienen dadas por las siguientes expresiones:

$$N'_i = W_i \cos \theta_i - u \Delta L_i$$

$$N'_i = \gamma h b \cos \theta_i - u b \sec \theta_i$$

$$\Delta L_i = b \sec \theta_i$$

o bien haciendo  $u = r_u \gamma h$

Siendo  $r_u$  : coeficiente de presión de poro

$$N'_i = \gamma h (\cos \theta_i - r_u \sec \theta_i) b$$

$$\sum N'_i = \gamma b \sum h (\cos \theta_i - r_u \sec \theta_i)$$

Por lo que según la ecuación 2.17 el factor de seguridad sería:

$$FS = \frac{C'\Delta L_i + \sum[N'_i \tan(\phi)]}{\sum W_i \text{sen}(\theta_i)} \quad (2.18)$$

Y, cuando el suelo es homogéneo,

$$FS = \frac{\{C' L_{AB} + \tan(\phi) \sum N'_i\}}{\{\sum W_i \text{sen}(\theta_i)\}} \quad (2.19)$$

Donde  $L_{AB}$  es la longitud del arco AB y su valor es  $L_{AB} = 2\theta R$ .

El método de Fellenius supone: que las fuerzas interdovelas son iguales y opuestas, por lo que se cancelan entre sí ( $E_1=E_2$  y  $X_1=X_2$ ).

El factor de seguridad viene dado por:

$$FS = \frac{c' L_{AB} + \gamma b (\phi') \sum h (\cos(\theta_i) - r_u \sec(\theta_i))}{\sum W_i \text{sen}(\theta_i)} \quad (2.20)$$

Este método tiende a producir un valor de FS que puede tener errores hasta del 50%. También pueden producirse errores cuando  $r_u$  es alto y el círculo de falla es profundo o su radio es bastante pequeño. En tales casos, resulta preferible aplicar el método de Bishop (Sección 2.1.4).

Cuando existe un tirante de agua en la parte exterior del talud, figura 2.6, se debe tener en cuenta, que bajo dicho nivel de agua, la dovela está en equilibrio dentro y fuera del talud, por lo tanto el factor de seguridad en este caso se obtiene con la siguiente ecuación:

$$FS = \frac{C' L_{AB} + \gamma b \tan(\phi') \sum h (\cos(\theta_i) - r_u \sec(\theta_i))}{\sum [W_i - z b \gamma_w] \sin(\theta_i)} \quad (2.21)$$

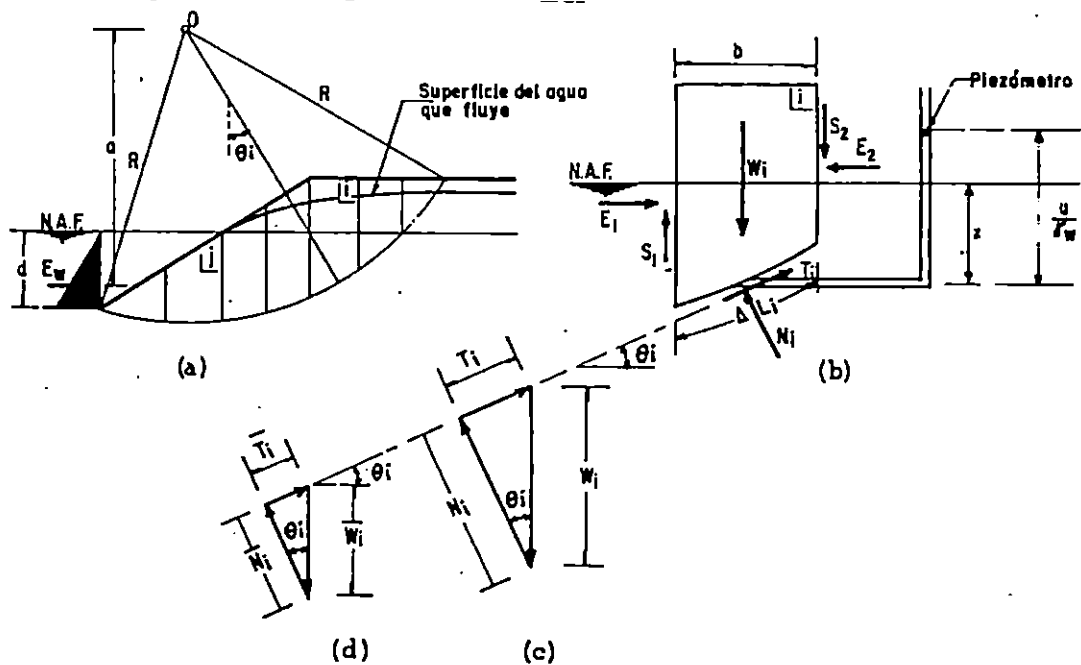


Figura 2.6 Método de Fellenius considerando fuerzas de filtración

### 2.1.2.3 Suelos Estratificados

Cuando se presentan taludes conformados por suelos estratificados, el análisis se desarrolla idealizando un talud como el caso mostrado en la figura 2.7. Se realiza

una superposición de los casos tratados anteriormente, según sean las condiciones del talud (análisis de esfuerzos totales o efectivos para suelos puramente friccionantes o suelos cohesivos – friccionantes). La figura 2.7 muestra tres estratos, el primero (I) de material puramente “friccionante”, el (II) de material “friccionante” y “cohesivo”. y el tercero (III), de suelo puramente cohesivo.

A fin de lograr la máxima facilidad en los cálculos, la superficie de falla asumida, se divide en dovelas, de modo que ninguna base de dovelas caiga entre dos estratos.

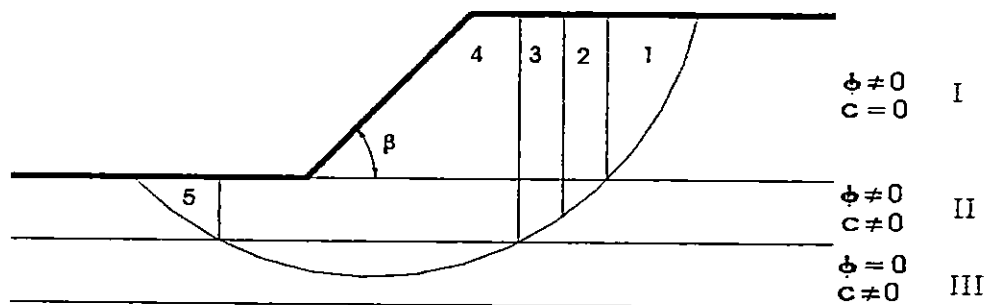


Figura 2.7 Aplicación del Método Sueco a taludes en suelos estratificados

Para obtener el peso de cada dovela, este debe calcularse parcialmente, multiplicando el área de la dovela que caiga en cada estrato por el peso específico correspondiente; luego, se suman estos pesos parciales para obtener el peso total de la dovela.

Las dovelas cuya base caiga en estratos de suelos puramente “friccionantes” y suelos “cohesivos y friccionantes”, deberán tratarse según el método de Fellenius



considerando esfuerzos totales; trabajando en cada caso la ley de resistencia del material que corresponda.

Cuando la base de la dovela sea de material "puramente cohesivo", el método a aplicar es el debido al Dr. Arthur Casagrande, obteniéndose así, los momentos motores y los momentos resistentes parciales.

Los momentos motores, y resistentes totales, se obtienen como la suma de los momentos parciales calculados, para obtener así el factor de seguridad correspondiente al círculo de falla supuesto. Usando otros arcos de circunferencia se podrá llegar al factor de seguridad mínimo ( $FS_{min}$ ) que debe ser mayor que 1.4 para considerar que el talud es estable, según la Norma Técnica para Diseño Cimentaciones y Estabilidad de Taludes del Reglamento para la Seguridad Estructural de las Construcciones, MOP.

#### **2.1.2.4 Consideración de Fuerzas Sísmicas**

El análisis de estabilidad de taludes con fuerzas sísmicas 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 aceleración: una en la dirección horizontal y la otra en dirección vertical.

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 2.8. Ambas fuerzas están en función del peso  $W_i$  de la dovela así como también de los coeficientes sísmicos ( $K_h$  y  $K_v$ ).

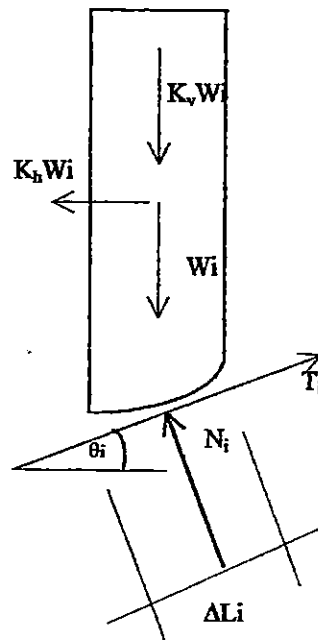


Figura 2.8 Método de Fellenius considerando fuerzas sísmicas

Donde:

$K_v$  : Coeficiente sísmico vertical.

$K_h$  : Coeficiente sísmico horizontal.<sup>6</sup>

<sup>6</sup> Los coeficientes  $K_h$  y  $K_v$ , se obtienen del Reglamento de Diseño Sísmico de la República de El Salvador. 1997.

Las fuerzas normales ( $N_i$ ) y tangenciales ( $T_i$ ) que se generan en la base de las dovelas debido al peso ( $W_i$ ) y a las fuerzas sísmicas ( $K_h \cdot W_i$  y  $K_v \cdot W_i$ ) pueden ser deducidas al considerar el equilibrio de la dovela mostrada en la figura 2.8.

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

$$K_v W_i \cos(\theta_i) + W_i \cos(\theta_i) - N_i - K_h W_i \sin(\theta_i) = 0$$

$$N_i = (1 + K_v) W_i \cos(\theta_i) - K_h W_i \sin(\theta_i) \quad (2.22)$$

De la misma manera, en la dirección paralela a la base de la dovela positivo en dirección del deslizamiento, se tiene lo siguiente:

$$K_v W_i \sin(\theta_i) + W_i \sin(\theta_i) - T_i + K_h W_i \cos(\theta_i) = 0$$

$$T_i = (1 + K_v) W_i \sin(\theta_i) + K_h W_i \cos(\theta_i) \quad (2.23)$$

El momento resistente ( $M_r$ ) y el momento motor ( $M_m$ ), vienen definidos de la siguiente manera:

$$M_r = R \sum (S_i \Delta L_i) \quad (2.24)$$

$$M_m = R \sum T_i \quad (2.25)$$

Si el esfuerzo cortante está dado por la expresión ya conocida:

$$S_i = C + \sigma_i \tan(\phi)$$

Y, considerando que la dovela tiene un ancho unitario en dirección perpendicular al papel, el momento resistente viene dado por:

$$M_r = R \sum (C + \sigma_i \tan(\phi)) \cdot \Delta L_i$$

$$M_r = R \sum (C + \frac{N_i}{\Delta L_i} \tan(\phi)) \cdot \Delta L_i$$

$$M_r = R \sum (C \Delta L_i + N_i \tan(\phi)).$$

Sustituyendo la ecuación 2.22 en ecuación anterior se tiene:

$$M_r = R \sum (C \Delta L_i + ((1 + K_v) W_i \sin(\theta_i) - K_h W_i \cos(\theta_i)) \tan \phi) \quad (2.26)$$

Sustituyendo ecuación 2.23 en ecuación 2.25 se obtiene el momento motor así:

$$M_m = R \sum (1 + K_v) W_i \sin(\theta_i) + K_h W_i \cos(\theta_i) \quad (2.27)$$

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

$$FS = \frac{M_r}{M_m}$$

Es decir.

$$FS = \frac{\sum (C \Delta L_i + (1 + K_v) W \cos(\theta_i) - K_h W \sin(\theta_i)) \tan \phi}{\sum (1 + K_v) W \sin(\theta_i) + K_h W \cos(\theta_i)} \quad (2.28)$$

El procedimiento a seguir es igual que en el caso del método de las dovelas sin considerar fuerzas sísmicas, por lo que el proceso se vuelve iterativo al asumir diferentes círculos de deslizamiento para encontrar el mínimo factor de seguridad.

### 2.1.3 MÉTODO GRAFICO DE DONALD W. TAYLOR<sup>7</sup>

Taylor, desarrolló un método sin tanteos para el análisis de estabilidad de taludes, en términos de los esfuerzos totales para los suelos cohesivos y cohesivos friccionantes, el cual consiste en el uso de gráficas para la determinación del factor de seguridad mínimo de un talud, teniendo la ventaja que los resultados del análisis de la estabilidad, se pueden obtener de una manera más fácil y rápida que los métodos tradicionales como el de las dovelas, desarrollado por Fellenius y el del Doctor A. Casagrande.

Las gráficas determinadas por Taylor (Fig. 2.9), son aplicables únicamente a taludes formados por un solo estrato de suelo, ya sea de material cohesivo o cohesivo friccionante. Estas gráficas no consideran el efecto sísmico, la sobrecarga en el cuerpo y corona del talud y las fuerzas de filtración<sup>8</sup>.

Para elaborar estas gráficas, Taylor tomó como base el Método del Círculo de fricción, mediante el análisis de esfuerzos totales llegó a determinar la ecuación para las curvas de la figura 2.9. La solución de esta ecuación es del tipo:

$$\frac{C}{FS \gamma_m H} = f(\beta, \phi) = Ne \quad (2.29)$$

<sup>7</sup> Juarez Badillo, E.; Rico Rodríguez, A. Op Cit. Anexo V-A Pág. 209.

<sup>8</sup> Taylor, Donald W, (1961), Fundamentos de la Mecánica de Suelos, México, 1ª Edición, Editorial CECSA. Pág. 517.

Donde:

C : Cohesión

FS : Factor de Seguridad

$\gamma_m$  : Peso específico del suelo que forma el talud y el terreno de cimentación

H : Altura del talud

$\beta$  : Angulo de inclinación del talud

$\phi$  : Angulo de fricción interna del suelo

$N_e$  : Constante de proporcionalidad llamada "número de estabilidad"

El resultado que se obtiene al sustituir un valor cualquiera de  $\beta$  y  $\phi$  en la ecuación 2.29 es una constante ( $N_e$ ), llamada número de estabilidad, que corresponde al círculo de falla más crítico respecto a falla de base o de pie, según sea el caso.

Al evaluar la ecuación 2.29, Taylor llegó a los resultados que se muestran en la columna (5) de la tabla 2.1, para diferentes valores de  $\beta$  y  $\phi$ .

### **2.1.3.1 Análisis para cuando el talud es de material cohesivo homogéneo ( $\phi=0$ )**

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

$$C \propto \gamma_m H \quad (2.30)$$

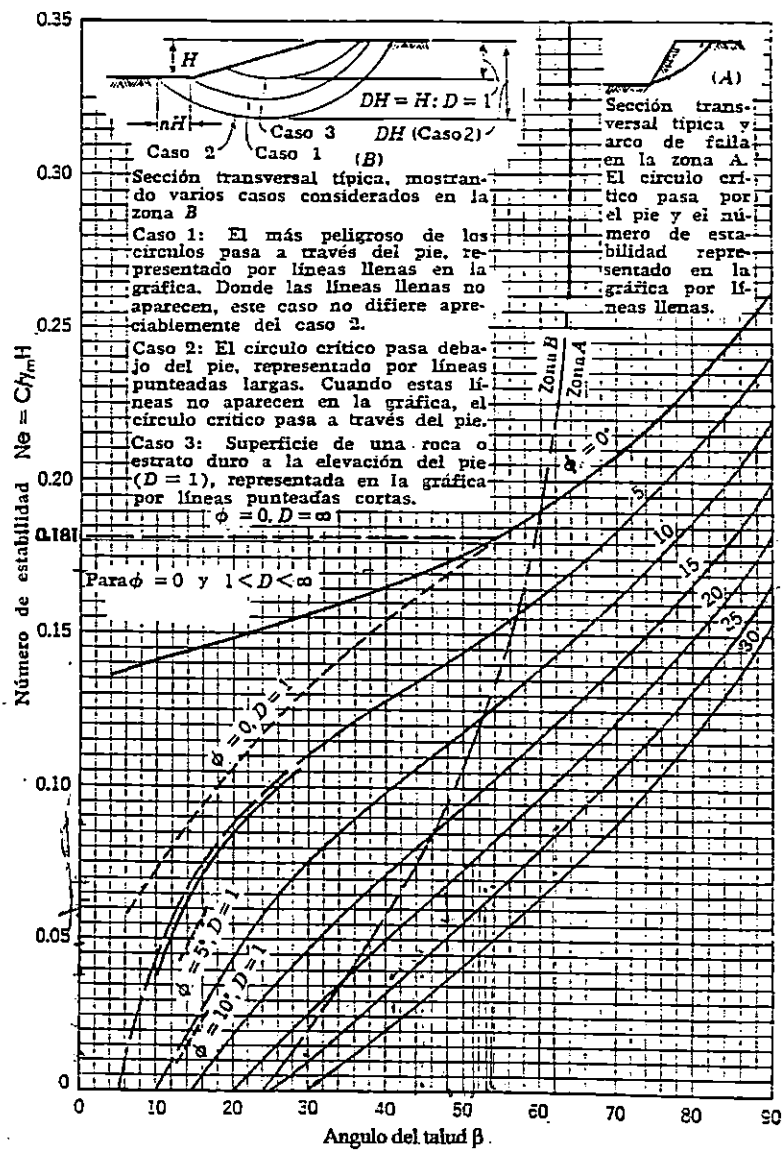


Figura 2.9 Gráfica de Taylor para determinar los números de Estabilidad en taludes Cohesivos Homogéneos y Cohesivos Friccionantes

**Tabla 2.1 Números de Estabilidad obtenidos por diferentes métodos<sup>9</sup>**

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
$\beta$	$\phi$	Plano de Culmann	Dovelas	Círculo $\phi$	Espiral Logarítmica
90	0	0.250	0.261	0.261	0.261
	5	0.229	0.239	0.239	0.239
	15	0.192	0.199	0.199	0.199
	25	0.159	0.165	0.166	0.165
75	0	0.192	0.219	0.219	0.219
	5	0.171	0.196	0.195	
	15	0.134	0.154	0.152	
	25	0.102	0.118	0.117	
60	0	0.144	0.191	0.191	0.191
	5	0.124	0.165	0.162	0.162
	15	0.088	0.120	0.116	0.116
	25	0.058	0.082	0.079	0.078
45	0	0.104	(0.170) <sup>10</sup>	(0.170)	(0.170)
	5	0.083	0.141	0.136	
	15	0.049	0.085	0.083	
	25	0.023	0.048	0.044	
30	0	0.067	(0.156)	(0.156)	(0.156)
	5	0.047	(0.114)	(0.110)	
	15	0.018	0.048	0.046	
	25	0.002	0.012	0.009	
15	0	0.033	(0.145)	(0.145)	(0.145)
	5	0.015	(0.072)	(0.068)	(0.068)
	10	0.004		(0.023)	

Fuente: Taylor, D. W.,(1961). Fundamentos de la Mecánica de Suelos. 1ª Edición , Editorial CECSA.

<sup>9</sup> Los valores tabulados en la columna (4), fueron determinados por Fellenius, (1928), basado en el método de las Dovelas.

Los valores presentados en las columnas (3), (5) y (6), fueron determinados por D. Taylor (1937), tomando como base el método de Culmann, método del Círculo de fricción y el método de la Espiral logarítmica respectivamente.

<sup>10</sup> Todos los valores dados son para el círculo crítico pasando a través del pie del talud. Cuando se tiene un círculo más peligroso , el cual pasa debajo del pie del talud, los valores se muestran entre paréntesis en las columnas de la tabla 2.1.



La relación anterior puede escribirse también, como:

$$C = N_o \gamma_m H \quad (2.31)$$

En la gráfica de la figura 2.9, para la relación anterior se consideran dos casos críticos evaluados para los ángulos  $\phi$  y  $\beta$  respectivamente, así:

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

La superficie de falla más crítica posible siempre pasa por el pie del talud; para valores de  $\beta \geq 53^\circ$ , esta condición corresponde al tramo curvo de la curva superior para  $\phi=0$  de la gráfica de la Fig.2.9 (caso 1).

- 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 la falla de base, ésto para un ángulo del talud  $\beta$ , comprendido entre  $0^\circ$  y  $53^\circ$ . El número de estabilidad para esta condición es 0.181 que define el tramo recto de la curva superior en la figura 2.9 (caso 2)

El valor de  $N_e = 0.181$  resulta del análisis para encontrar el círculo de falla más crítico respecto a falla de 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 esto, se analizan tres condiciones:

- a) El centro del arco del círculo de falla (L) seleccionado, se mueve sobre una trayectoria horizontal manteniendo constante el radio (R).
- b) El radio varía y el ángulo central  $2\theta$ , se mantiene fijo; o sea, que el centro "O" se mueve sobre una línea vertical.
- c) Variación del ángulo central  $2\theta$ , únicamente.

- a) Cuando se mueve el punto "O" sobre una línea horizontal (figura 2.10), la longitud de arco de falla (L) no varía, por lo tanto el momento resistente ( $M_r$ ) se mantiene constante, donde  $M_r = CLR$ .

Si se considera  $\sum W_i d_i$  como momento motor, el factor de seguridad viene dado por la expresión:

$$FS = \frac{M_r}{M_m} = \frac{CLR}{\sum W_i d_i} \quad (2.32)$$

$d_i$  : es la distancia del centro de gravedad de cada dovela con respecto a la vertical que pasa por el punto "O".

El cociente  $M_r/M_m$  dará un valor mínimo a medida que el denominador  $M_m$  tome valores cada vez más grandes, ya que el valor del numerador  $M_r$  es una constante.

Por lo tanto, de la expresión 2.32, se deduce que el factor de seguridad será mínimo cuando el momento motor sea máximo.

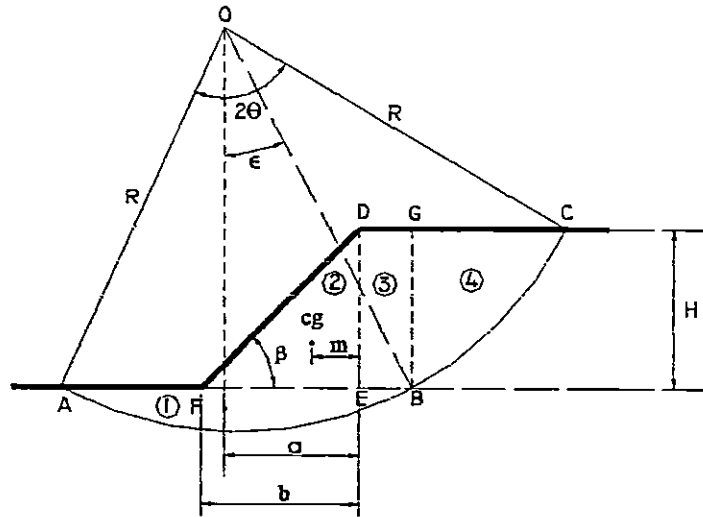


Figura 2.10 Método de Taylor para encontrar el círculo crítico de falla por la base en un talud de material cohesivo homogéneo

De la figura 2.10, se obtiene que el momento motor respecto a "O" es igual a la sumatoria de los momentos de las secciones de la cuña deslizante, así:

$$M_m = M_1 + M_2 + M_3 + M_4 \quad (2.33)$$

$$M_m = W_1 d_1 + W_2 d_2 + W_3 d_3 + W_4 d_4$$

$M_1$  : momento del peso correspondiente a la sección 1 de la figura 2.10

$$M_1 = W_1 d_1 = 0$$

$$d_1 = 0$$

$M_2$  : momento del peso correspondiente a la sección 2 de la figura 2.10

$$M_2 = W_2 d_2$$

$$d_2 = a - m$$

$$M_2 = \frac{1}{2} b H \gamma_m (a - m) \quad (2.34)$$

$M_3$  : momento del peso correspondiente a la sección 3 de la figura 2.10

$$M_3 = W_3 d_3$$

$$d_3 = \frac{R \operatorname{sen}(\varepsilon) + \alpha}{2}$$

$$M_3 = (R \operatorname{sen}(\varepsilon) - \alpha) H_{\gamma m} \frac{R \operatorname{sen}(\varepsilon) + \alpha}{2} \quad (2.35)$$

$M_4$ : su valor permanece constante cuando el centro "O" se mueve horizontalmente; y se representará por K.

$$M_4 = K = \text{cte.}$$

Sustituyendo los valores de  $M_2$ ,  $M_3$ , y  $M_4$  en la ecuación 2.33, se tiene:

$$M_m = \frac{1}{2} b H_{\gamma m} (\alpha - m) + (R \operatorname{sen}(\varepsilon) - \alpha) H_{\gamma m} \frac{R \operatorname{sen}(\varepsilon) + \alpha}{2} + K$$

$$M_m = \frac{1}{2} b H_{\gamma m} (\alpha - m) + \frac{1}{2} H_{\gamma m} (R^2 \operatorname{sen}^2(\varepsilon) - \alpha^2) + K \quad (2.36)$$

Como el valor que interesa es el momento motor máximo ( $M_{m\text{máx}}$ ), cuando "O" se mueve horizontalmente, el movimiento puede referirse a la variación de " $\alpha$ ". Por lo tanto, interesa la condición:

$$\frac{\partial M_m}{\partial \alpha} = 0$$

$$\frac{\partial M_m}{\partial \alpha} \left[ \frac{1}{2} b H_{\gamma m} (\alpha - m) + \frac{1}{2} H_{\gamma m} (R^2 \operatorname{sen}^2(\varepsilon) - \alpha^2) + K \right] = 0$$

$$\frac{1}{2} b H_{\gamma m} + \frac{1}{2} H_{\gamma m} (-2\alpha) = 0$$

$$b/2 - \alpha = 0$$

$$\alpha = b/2 \quad (2.37)$$

Por lo tanto, el círculo de falla más crítico es aquel cuyo centro esté en la vertical que pase por el centro geométrico del talud.

- b) Cuando se fija el ángulo central  $2\theta$  y se mueve el centro sobre la vertical que pase por "O", el valor del radio variará, también el momento motor y el momento resistente. Para esta condición, el valor del radio que corresponde al círculo más crítico resulta ser infinito<sup>11</sup> ( $R = \infty$ .)
  
- c) Para que el círculo más crítico posible quede totalmente definido y así poder calcular teóricamente la cohesión necesaria para el equilibrio, es preciso encontrar el ángulo central  $2\theta$  que hace mínimo el factor de seguridad. En el literal b), el radio infinito corresponde al círculo crítico para cualquier ángulo central  $2\theta$  distinto de cero; por lo tanto, las distancias a las que el círculo de falla intercepte la superficie del terreno serán infinitas en ambos lados.

Para hacer el análisis que permita encontrar el valor de  $2\theta$  correspondiente al círculo crítico, se considera un radio finito muy grande, que luego se hace tender a infinito. Encontrando los resultados en ese límite y tomando de base la figura 2.11 se tiene lo siguiente:

---

<sup>11</sup> Juárez Badillo, E.; Rico Rodríguez, Mecánica de Suelos, Tomo II. Op Cit. Pág. 212.

$$W = \gamma_m H R \text{sen}(\theta) \quad (2.38)^{12}$$

$$d = \frac{1}{2} R \text{sen}(\theta) \quad (2.39)$$

$$L = 2\theta R \quad (2.40)$$

Considerando falla incipiente y despejando el valor de C:

$$Wd = CLR$$

$$C = Wd / LR \quad (2.41)$$

Sustituyendo 2.38, 2.39 y 2.40 en 2.41, se tiene:

$$C = \frac{\frac{1}{2} \gamma_m H R^2 \text{sen}^2(\theta)}{2\theta R^2}$$

$$C = \frac{1}{4} \gamma_m H \frac{\text{sen}^2(\theta)}{\theta} \quad (2.42)$$

<sup>12</sup> Donde W es el peso de la masa deslizante correspondiente a la sección 2 de la figura 2.11, esta sección es asumida como un rectángulo, con un valor de  $W = \gamma_m A(1)$ , si el área de la sección es  $A = HR \text{sen} \theta$  entonces la ecuación 2.38 resulta como  $W = \gamma_m HR \text{sen} \theta$ .

El peso de la sección 1 es despreciable y el peso de la sección 3 no se considera en el análisis ya que el momento que produce respecto a "O" es igual a cero, debido a que el centroide de la sección se encuentra en la vertical que pasa por "O". Por lo tanto W es la única fuerza motora actuando sobre la masa deslizante; si se considera falla incipiente el momento motor deberá ser igual al momento resistente, entonces puede escribirse:  $Wd = CLR$ .

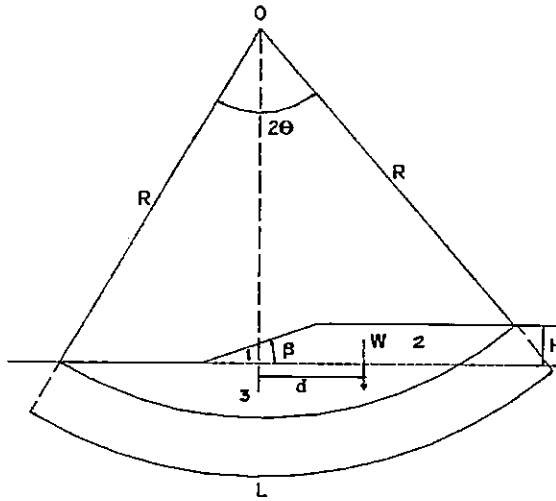


Figura 2.11 variación del ángulo central  $2\theta$  en un talud de material cohesivo homogéneo.

El valor más crítico de  $\theta$ , será el que haga que la cohesión,  $C$ , requerida sea máxima. Por lo tanto, la primera derivada del miembro derecho de la ecuación 2.42 que contiene la variable a maximizar  $\theta$ , debe hacerse cero como sigue:

$$\frac{d}{d\theta} \left( \frac{\text{sen}^2(\theta)}{\theta} \right) = 0 \quad (2.43)$$

Donde:

$$\frac{2\theta \text{ Sen}(\theta) \text{ Cos}(\theta) - \text{Sen}^2(\theta)}{\theta^2} = 0$$

$$2\theta \text{ Sen}(\theta) \text{ Cos}(\theta) = \text{Sen}^2(\theta)$$

$$2\theta = \frac{\text{Sen}(\theta)}{\text{Cos}(\theta)}$$

$$2\theta = \tan(\theta)$$

Por lo tanto:

$$\theta = \frac{1}{2} \text{tg} (\theta) \quad (2.44)$$

Resolviendo la ecuación 2.44, se obtiene un valor de  $\theta = 66^\circ 46.9'$  y  $2\theta = 133^\circ 33.8'$ , que corresponde al círculo más crítico.

Al sustituir este valor de  $\theta$  en la ecuación (2.42), se obtiene:

$$C = \frac{\gamma_m H}{4} \frac{\text{Sen}^2 (66^\circ 46.9')}{66^\circ 46.9' (\pi/180^\circ)} = 0.18115 \gamma_m H$$
$$C = 0.181 \gamma_m H \quad (2.45)$$

Si  $C = Ne \gamma_m H$ , entonces,  $Ne = 0.181$ , valor del número de estabilidad para el círculo más crítico de falla por la base, que corresponde a taludes con un ángulo de inclinación  $\beta < 53^\circ$  y  $\phi = 0^\circ$ .

Se puede expresar entonces el número de estabilidad como  $Ne = C/\gamma_m H$ , al comparar esta expresión con la 2.29, se obtiene el factor de seguridad mínimo definido por Taylor como sigue:

$$FS_{\min} = \frac{C}{Ne \gamma_m H} \quad (2.46)$$



### **2.1.3.2 Análisis para cuando el talud es de material cohesivo friccionante**

$$(\phi \neq 0 \quad c \neq 0)$$

La figura 2.9 contiene las gráficas para determinar el número de estabilidad  $N_e$ , en función del ángulo de inclinación del talud  $\beta$ , y del ángulo de fricción interna del suelo  $\phi$ . El valor de  $N_e$ , corresponde a círculos críticos por el pie del talud (caso 2), por lo que será preciso estudiar la posibilidad de falla por la base, para llegar al círculo más crítico posible.

El uso de la gráfica 2.9 es de la siguiente manera :

- En el eje de las abscisas se localiza el valor del ángulo de inclinación del talud ( $\beta$ ).  
Se traza una perpendicular a partir del valor de  $\beta$ , hasta interceptar el valor del ángulo de fricción interna ( $\phi$ ) correspondiente al material del talud.
- Se traza una horizontal desde el punto de intersección de los valores  $\beta$  y  $\phi$ , hasta el eje de las ordenadas ; donde se localiza el valor de  $N_e$ .

El número de estabilidad ( $N_e$ ) encontrado, se sustituye en la ecuación 2.46; y el resultado obtenido será el factor de seguridad mínimo correspondiente al talud analizado.

### 2.1.3.3 Análisis para cuando un talud se encuentra limitado por un estrato horizontal resistente.

Esta condición está representada por el caso 3 de la figura 2.9, en la cual, el círculo crítico siempre será tangente al estrato resistente subyacente y pasará por el pie del talud (Factor de profundidad,  $D = 1$ ), tal como se muestra en la figura 2.12.

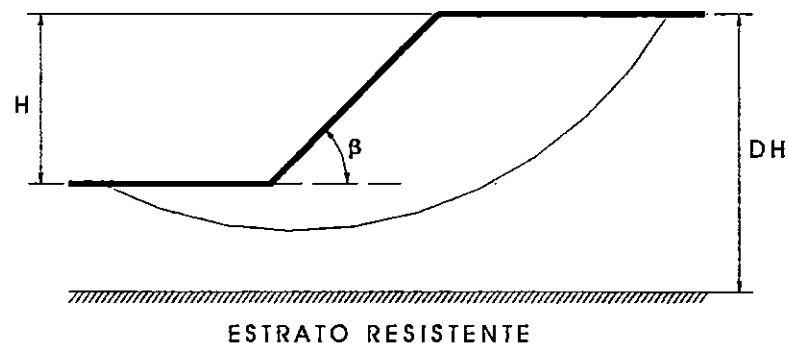


Figura 2.12 Círculo con falla de pie del talud, tangente a un estrato resistente.

### 2.1.4 PROCEDIMIENTO GRAFICO DE JAMBU<sup>13</sup>

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.

<sup>13</sup> Juárez Badillo, E.; Rico Rodríguez, Mecánica de Suelos, Tomo II. Op. Cit.

Las gráficas son aplicables a taludes simples, es decir, con una sección transversal como la que se muestra en la figura 2.13, y a taludes que presentan las mismas características descritas en el método Gráfico de Taylor (Página. 24).

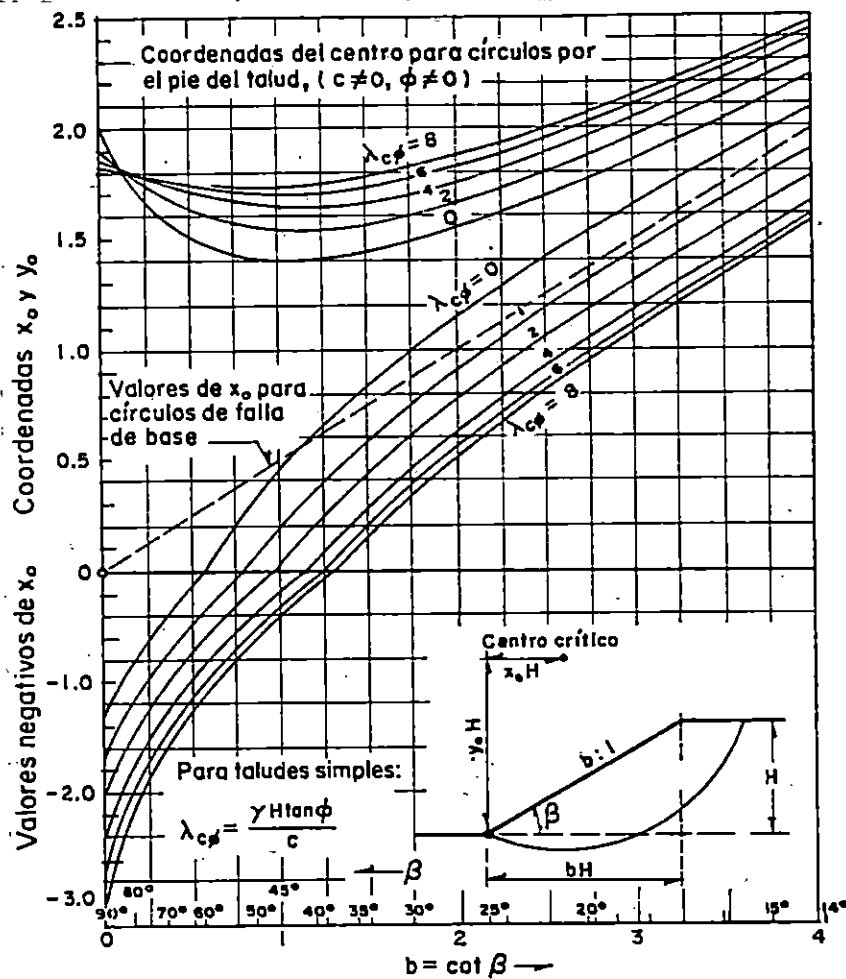


Figura 2.13 Coordenadas de los centros de círculos críticos por el pie del talud según N. Jambú

El factor de seguridad mínimo correspondiente a la falla por el pie del talud, es expresado por Jambú como la siguiente relación, en función de la cohesión y el número de estabilidad.

$$FS_{\min} = \frac{NeC}{\gamma_m H} \quad (2.47)$$

Donde  $Ne$ , es el número de estabilidad determinado por Jambú (diferente al  $Ne$  de Taylor), que en su gráfica se puede obtener interpolando los valores de  $\beta$  y  $\lambda_{c\phi}$  (figura 2.14); el parámetro adimensional  $\lambda_{c\phi}$  puede calcularse por la expresión 2.48

$$\lambda_{c\phi} = \frac{\gamma_m H \tan(\phi)}{C} \quad (2.48)$$

Jambú, también elaboró los ábacos de la figura 2.13, que proporciona los parámetros  $X_0$  y  $Y_0$  que definen la posición del centro del círculo crítico por el pie del talud a través de las relaciones 2.49 y 2.50.

$$X = X_0 H \quad 2.49$$

$$Y = Y_0 H \quad 2.50$$

### 2.1.5 METODO DE LA COHESION EQUIVALENTE<sup>14</sup>

#### Método de Jumikis

Jumikis desarrolló un método iterativo partiendo de la hipótesis de falla circular, donde la superficie crítica de deslizamiento para un suelo cohesivo – friccionante, pasa por el pie del talud (figura 2.15), y cuyo factor de seguridad puede ser encontrado de la siguiente manera:

<sup>14</sup> Jumikis, A.R., Soil Mechanics, Cap. 25. New Jersey, D. Van Nostrand Co. Inc., 1966

- A partir de los datos de la tabla 2.2 se encuentran los ángulos direccionales  $\beta_A$  y  $\beta_B$ , que representan el resultado de las investigaciones de Fellenius para cuando  $\phi$  sea igual a cero.

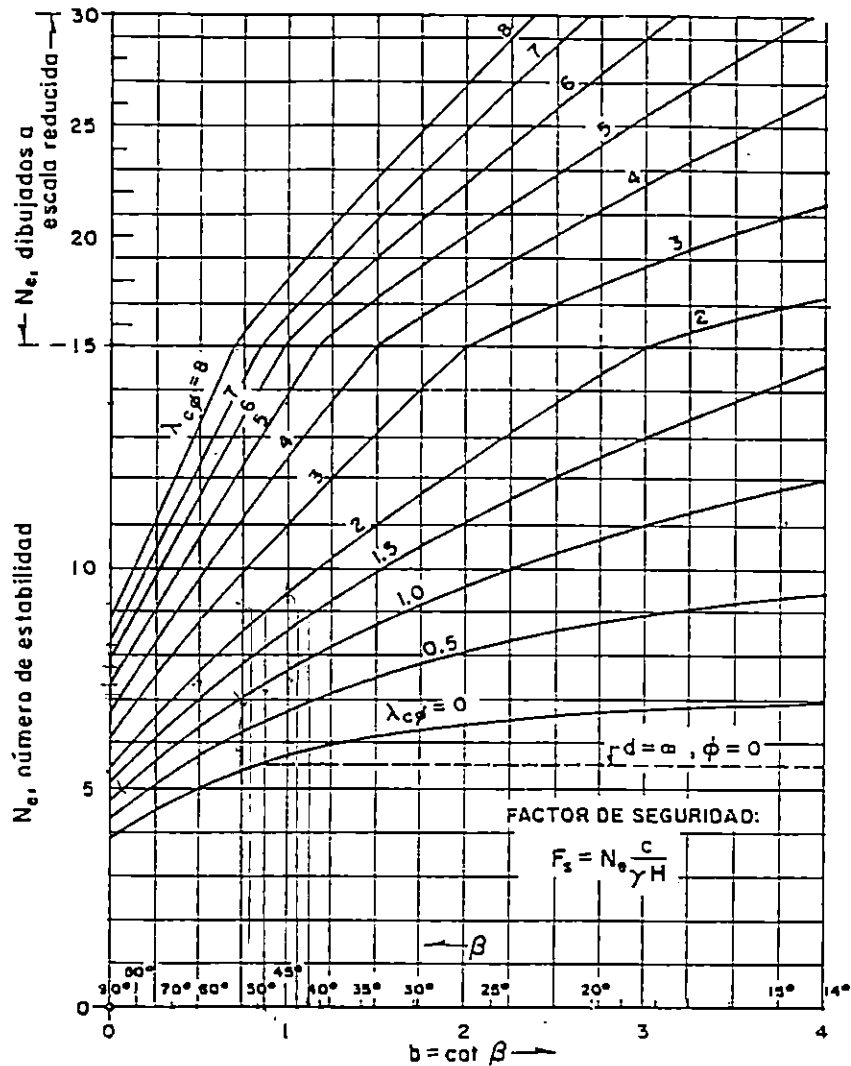

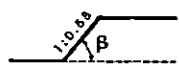
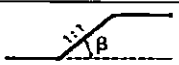
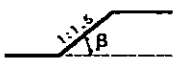
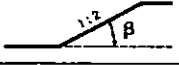
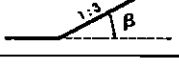
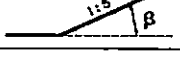


Figura 2.14 Números de Estabilidad asociados a círculos críticos por el pie del talud, según N. Jambú<sup>15</sup>

<sup>15</sup> Tomado de Juárez, Badillo, Mecánica de Suelos Tomo II. Op. Cit. Pág. 317.

**Tabla 2.2 Angulos Direccionales para localizar el centro del círculo de falla**

Talud  1:n	Angulo del talud $\beta$	Angulo direccional		Taludes
		$\beta_A$	$\beta_B$	
1	2	3	4	5
3:1	60°	~29°	~40°	
1:1	45°	~28°	~38°	
1:1.5	33°41'	~26°	~35°	
1:2	25°34'	~25°	~35°	
1:3	18°26'	~25°	~35°	
1:5	11°19'	~25°	~37°	

Fuente: Jumikis, A. R., Soil Mechanics, Cap. 25, New Jersey, P. Van Nostrand Co. Inc., 1966.

- Se trazan los ángulos direccionales  $\beta_A$  y  $\beta_B$  en la sección del talud, como en la figura 2.15, definiendo de esta forma el punto  $O_o$ .
- Asumiendo un sistema de referencia como se muestra en la figura 2.15 el punto  $k$  tendrá las coordenadas positivas de  $X = 4.5H$  y  $Z = H$ .
- Se unen los puntos  $O_o$  y  $K$ , definiendo la línea  $ll'$  y se prolonga dicha línea hacia arriba. Sobre esta línea, se ubican los centros de los círculos de prueba y para cada uno de ellos se encuentra el valor de la cohesión requerida para mantener el equilibrio en la falla inminente, se calculan las fuerzas resistentes así:

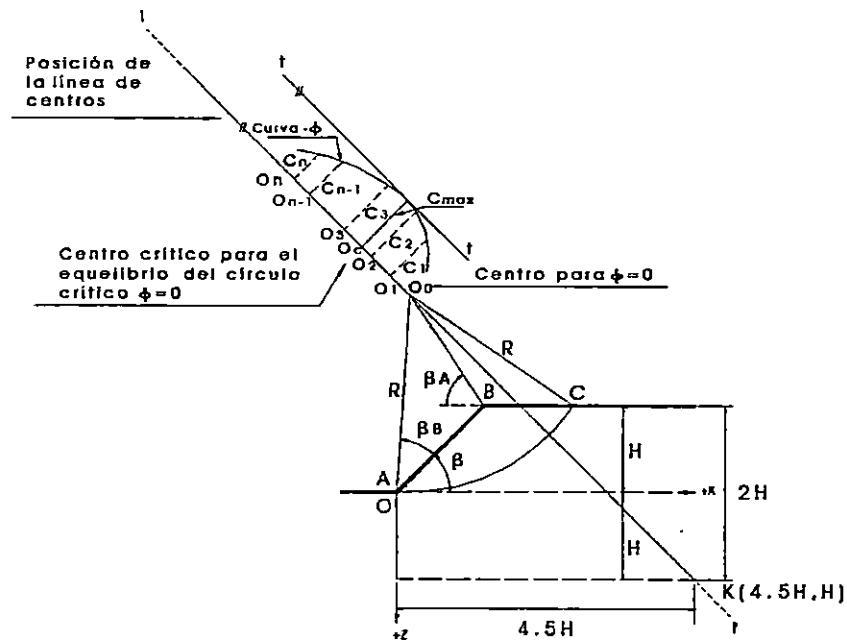


Figura 2.15 Localización del centro  $O_c$  para el círculo crítico

$$\sum T_i = C_r L_{arc} + \operatorname{tg}(\phi) \sum N_i \quad (2.51)$$

De donde:

$$C = \frac{\sum T_i - \tan(\phi) \sum N_i}{L_{arc}}$$

Los valores de  $\sum T_i$  y  $\sum N_i$  vienen dados por:

$$N_i = W_i \cos \theta_i$$

$$T_i = W_i \operatorname{sen} \theta_i$$

Que corresponden a la fuerza normal y tangencial de cada una de las dovelas en que se divide el círculo de falla asumido.

Cada valor de C encontrado se mide a escala, perpendicular a la prolongación de la línea II' con su respectivo centro O<sub>i</sub>.

Se dibuja la envolvente de los valores de C ploteados, y se traza una tangente a ella, paralela a la línea II'.

- C<sub>máx</sub> se define como el punto en que la tangente toca a la envolvente de los valores de C. Para C<sub>máx</sub> se determina el valor O<sub>c</sub>, que es el centro crítico para el equilibrio del círculo crítico cuando  $\phi > 0$ .
- El valor de C<sub>máx</sub> encontrado se utiliza para encontrar el radio crítico correspondiente a la falla crítica; luego se inicia el cálculo final que corresponde al factor de seguridad mínimo (FS<sub>min</sub>).
- El factor de seguridad, se calcula utilizando los valores de C y  $\phi$  obtenidos en el laboratorio para el material analizado. Dicho valor viene dado por:

$$FS = \frac{\tan(\phi) \sum(N_i + C L_{arc})}{\sum T_i} \quad (2.52)$$

Si el factor de seguridad es mayor o igual que 1.4, el talud puede ser considerado estable; si dicho valor es menor que 1.4, el talud es inestable y debe someterse a una revisión de la altura y la pendiente así como mejorar las condiciones del mismo.



### 2.1.6 MÉTODO DE LA CUÑA<sup>16</sup>

El método de la cuña, se aplica en el análisis de taludes, considerando que la superficie de falla es plana. En los cálculos prácticos, este método se ha ligado más bien a fallas de tipo traslacional; el caso típico de su aplicación, es el de un talud con un estrato blando en su interior o en su base, o cuando el talud descansa sobre un estrato muy resistente.

En este método, la superficie de deslizamiento potencial o real se representa por dos o más segmentos de recta (AB y BD), como se indica en la figura 2.16. 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  $\{S = C + \sigma \operatorname{tg}(\phi)\}$ , que a lo largo de la superficie de deslizamiento ABD, se expresa en función de los parámetros de resistencia (C y  $\phi$ ).

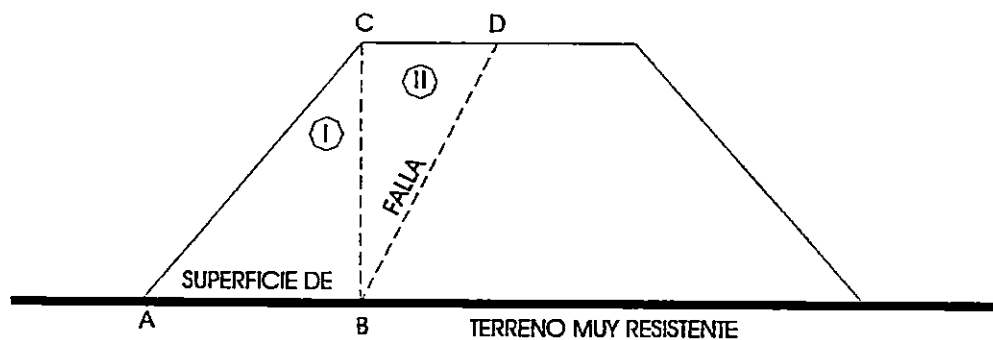


Figura 2.16 Método de la Cuña

<sup>16</sup> Rico Rodríguez y Hermillo del Castillo, Mecánica de Suelos, Tomo II. Op. Cit. Pág. 329.

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.

### 2.1.7 MÉTODO DE VALLE RODAS<sup>17</sup>

Este método, permite efectuar el análisis de estabilidad para taludes uniformes y para taludes con terrazas bajo cualquier condición de suelos existente, ya sea que se trate de taludes formados por suelos uniformes o suelos estratificados, y que halla o no presión de poros, o que actúe cualquier tipo de sobrecarga.

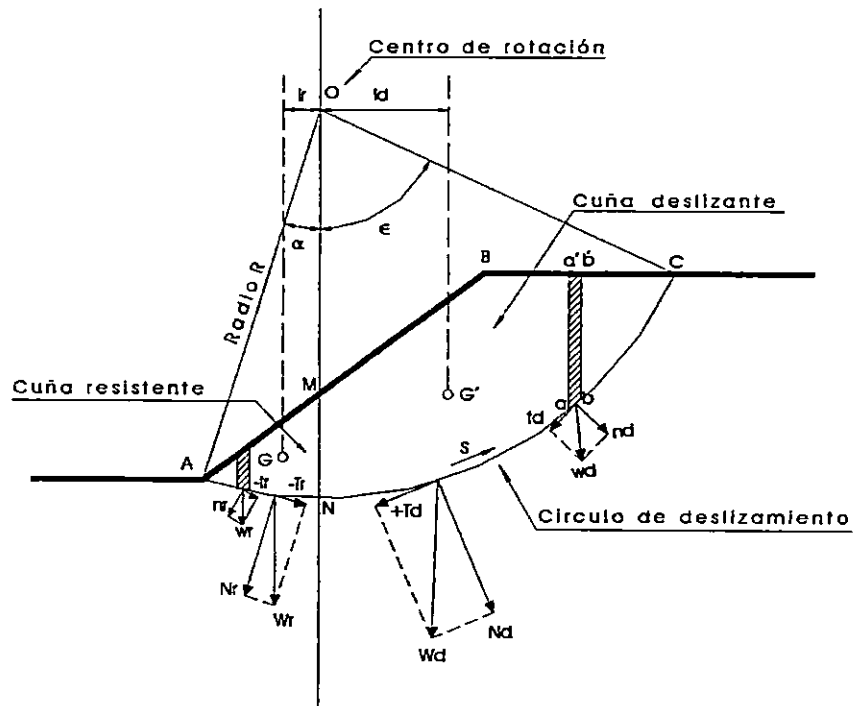
El método, supone que el deslizamiento ocurre a lo largo de una superficie cilíndrica, cuya traza, en una sección normal al deslizamiento es una sección circular (ver figura 2.17), además, se basa en la determinación de las fuerzas actuantes y en la comparación de los momentos tomados con respecto al centro de rotación "O" de la curva circular de deslizamiento.

El factor de seguridad, FS, se considera como la relación entre el momento de las fuerzas resistentes y el momento de las fuerzas actuantes para que ocurra el deslizamiento, como se indica en la ecuación 2.53.

$$FS = \frac{M_r}{M_m} \quad (2.53)$$

---

<sup>17</sup> Valle Rodas, (1976). Carreteras, Calles y Aeropistas, Buenos Aires, 6ª Edición, Editorial El Ateneo. Argentina. Pág. 437.



Plano CN dónde las componentes tangenciales T, son iguales a cero.

- AMNA : Cuña resistente
- NMBCN : Cuña deslizante
- G : Centro de gravedad de la cuña resistente
- G' : Centro de gravedad de la cuña deslizante
- S : Peso de la masa de suelo en las cuñas resistente y deslizante, respectivamente
- Wr, Wd : Componentes normales
- Tr, Td : Componentes tangenciales
- lr, ld : Brazos de palanca de las cuñas resistente y deslizante, respectivamente
- ab=l : Longitud de la base de la sección a, a', b', b.

Figura 2.17 Fuerzas actuantes en el talud, según Valle Rodas

El factor de seguridad, FS, se considera como la relación entre el momento de las fuerzas resistentes y el momento de las fuerzas actuantes para que ocurra el deslizamiento, como se indica en la ecuación 2.53.

$$FS = \frac{M_r}{M_m} \tag{2.53}$$

Para determinar el círculo de falla crítico, se analizan varias curvas de deslizamiento; aquella que dé el menor factor de seguridad será considerada como el círculo de falla más crítico.

Este método ha sido comparado por el autor, con el método sueco, y llegó a determinar que los resultados obtenidos por ambos métodos son prácticamente los mismos.

### 2.1.8 MÉTODO ESTÁTICO DE BISHOP<sup>18</sup>

Para aplicar el Método propuesto por Bishop, se hace lo siguiente:

Se divide la masa de suelo ABCDA en dovelas verticales como se muestra en la figura 2.18.

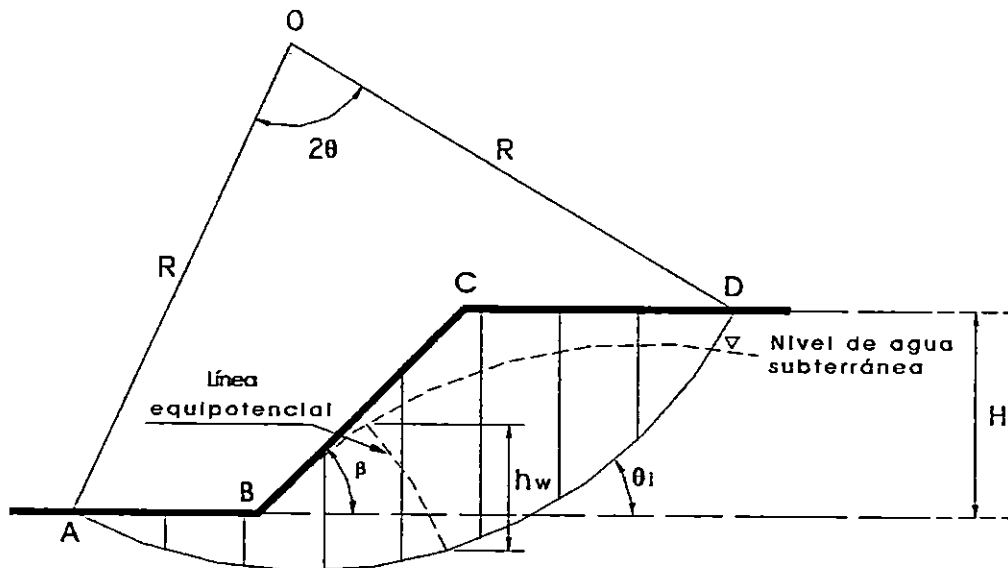


Figura 2.18 División de un talud en dovelas.

<sup>18</sup> Roy Whitlow, Fundamentos de mecánica de suelos. Op. Cit. Pág 389

Donde:

$h_w$  : Carga de presión de poros.

Las fuerzas que actúan en cada una de las dovelas (figura 2.19) son evaluadas por medio del equilibrio límite<sup>19</sup>.

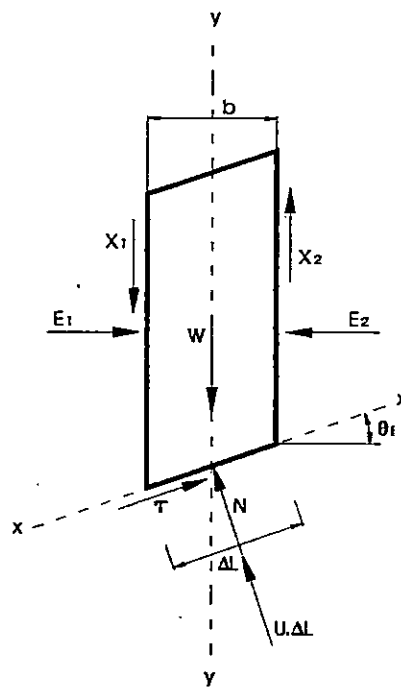


Figura 2.19 Fuerzas que actúan en cada una de las dovelas de un talud.

La figura 2.19, muestra las fuerzas que actúan en cada una de las dovelas, para un espesor unitario de talud, estas son:

$W_i$  : Peso de la dovela.

$E_1$  y  $E_2$  : Fuerzas normales entre dovelas.

$X_1$  y  $X_2$  : Fuerzas tangenciales entre dovelas.

<sup>19</sup> Se considera que un talud se encuentra en equilibrio límite de falla cuando  $FS = 1$ .

$N_i$  : Fuerza Normal de reacción en la base de la dovela.

$\Delta L_i$  : longitud de la dovela a lo largo del eje x.

$b$  : Proyección horizontal de  $\Delta L$ .

$U$  : Presión de poros.

$\theta_i$  : Angulo que forma el eje x con la horizontal.

$\tau_i$  : 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 ( $r_u = U / \gamma_m h$ ) es constante, las fuerzas interdovelas tangenciales y normales son iguales y opuesta, esto es:  $X_1=X_2$ , y  $E_1=E_2$  (figura 2.19)

Haciendo equilibrio respecto al eje x, y asumiendo valores positivos hacia la derecha, se tiene:

$$\tau_i - W_i \text{sen}(\theta_i) = 0$$

o también  $\tau_i = W_i \text{sen}(\theta_i)$  (2.54)

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

$$\frac{C \Delta L_i + N_i \tan(\phi)}{FS} = W_i \text{sen}(\theta_i)$$

Igualando las ecuaciones 2.54 y 2.55 se tiene:

$$\tau = \frac{C \cdot \Delta L_i + N_i \cdot \tan(\phi)}{FS} \quad (2.55)$$

Despejando FS se tiene.

$$FS = \frac{[C \cdot \Delta L_i + N_i \cdot \tan(\phi)]}{W_i \cdot \text{sen}(\theta_i)}$$

Debido a que 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.

$$FS = \frac{\sum [C \Delta L_i + N_i \tan(\phi)]}{\sum W_i \text{sen}(\theta_i)} \quad (2.56)$$

Haciendo equilibrio con respecto al eje Y, asumiendo signo positivo hacia arriba y considerando que  $FS > 1$ , de la figura 2.19 se obtiene las siguientes ecuaciones

$$X_2 - X_1 + N_i \cdot \cos(\theta_i) + U \cdot \Delta L_i \cdot \cos(\theta_i) + \tau_i \cdot \text{sen}(\theta_i) - W_i = 0.$$

Con  $X_2 = X_1$  y sustituyendo  $\tau_i = \frac{[C \Delta L_i + N_i \tan(\phi)]}{FS}$

$$N_i \cdot \cos(\theta_i) + U \cdot \Delta L_i \cdot \cos(\theta_i) + \frac{C \cdot \Delta L_i + N_i \tan(\phi)}{FS} \cdot \text{sen}(\theta_i) - W_i = 0$$

o también

$$N_i \cdot \cos(\theta_i) + U \cdot \Delta L_i \cdot \cos(\theta_i) + \frac{C \cdot \Delta L_i \cdot \text{sen}(\theta_i)}{FS} + \frac{N_i \cdot \tan(\phi) \cdot \text{sen}(\theta_i)}{FS} - W_i = 0$$

Despejando  $N_i$  se tiene lo siguiente:

$$N_i \cos(\theta_i) + \frac{N_i \tan(\phi) \operatorname{sen}(\theta_i)}{FS} = W_i - U \Delta L_i \cos(\theta_i) + \frac{C \Delta L_i \operatorname{sen}(\theta_i)}{FS}$$

De donde.

$$N_i = \frac{\frac{W_i - U \Delta L_i \cos(\theta_i) + C \Delta L_i \operatorname{sen}(\theta_i)}{FS}}{\frac{\cos(\theta_i) + \tan(\phi) \operatorname{sen}(\theta_i)}{FS}} \quad (2.57)$$

Sustituyendo  $\Delta L_i = b / \cos(\theta_i)$  y  $N_i$  en ecuación 2.56, se obtiene el factor de seguridad como sigue

$$FS = \frac{1}{\sum W_i \operatorname{sen}(\theta_i)} \sum \frac{[C \cdot b + (W_i - U \cdot b) \tan(\phi)] \cdot \sec(\theta_i)}{\frac{1 + \tan(\theta_i) \tan(\phi)}{FS}} \quad (2.58)$$

La ecuación 2.58, se debe usar 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 reales del suelo  $C$ ,  $\phi$  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 obtiene un factor de seguridad satisfactorio.



Al hacer la sustitución del denominador de la ecuación 2.58 por una variable que se denominará  $M_i$  se tiene:

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

Con la sustitución anterior la ecuación 2.58 puede escribirse como:

$$FS = \frac{1}{\sum W_i \sin(\theta_i)} \sum \frac{(c b + (W_i - U b)\tan(\phi))}{M_i} \quad (2.59)$$

La forma de encontrar FS de la ecuación 2.59 es la siguiente:

- 1) Se asume un FS para encontrar el valor de  $\tan(\phi) / FS$ , con el objetivo de encontrar el valor de la curva correspondiente.
- 2) En el eje de las abscisas de la figura 2.20, se busca el valor de  $\theta_i$ , 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 de  $\theta_i$  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 2.59.
- 3) Al sustituir el valor de  $M_i$  en la ecuación 2.59, se obtiene un valor de FS. El valor real de FS, es aquel en el cual ambos lados de la ecuación 2.59 sean iguales. Si ambos lados de la ecuación difieren apreciablemente (mayor que 3%), se repiten los pasos anteriores hasta encontrar la igualdad.

Para facilitar este procedimiento de cálculo puede utilizarse la siguiente tabla.

1	2	3	4	5	6	7	8		9	
Dovela	b (cm)	C.b (Ton)	U.b (Ton)	W-U.b (Ton)	5.tan(φ) (Ton)	3+6 (Ton)	M <sub>i</sub>		7/8	
							FS <sub>1</sub>	FS <sub>2</sub>	FS <sub>1</sub>	FS <sub>2</sub>
1										
2										
3										
4										
.										
.										
(n-2)										
(n-1)										
N										

Donde:

FS<sub>2</sub> : Significa el primer valor de prueba de FS.

FS<sub>1</sub> : Significa el segundo valor de prueba de FS.

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

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

### 2.1.9 MÉTODO DE BISHOP Y MORGENSTEN<sup>20</sup>

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

<sup>20</sup> Whitlow, Roy, Mecánica de Suelos. Op. Cit. Pág. 394.

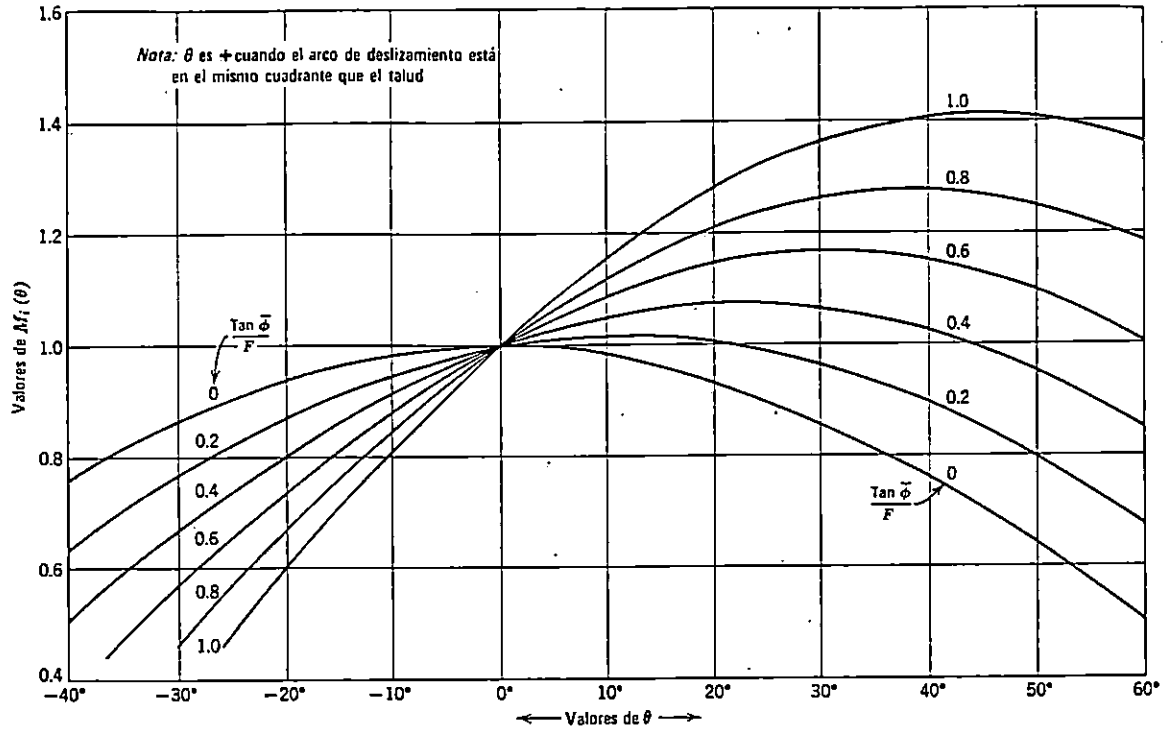


Figura 2.20 Gráfico para la determinación de  $M_i(\theta_i)$ . (Adaptada de Lambe, T. William. Mecánica de Suelos, México 1ª Edición. Editorial Limusa.)

- El ángulo de inclinación del talud,  $\beta$
- El factor de profundidad,  $D$ , que es igual al cociente de la profundidad del estrato resistente que conforma el talud entre la altura del mismo.<sup>21</sup>
- El ángulo de fricción del suelo  $\phi$ , con el que se define la ley de resistencia al corte en el suelo.
- El parámetro adimensional,  $C/\gamma_m \cdot H$ .

<sup>21</sup> Pág. 37, Figura 2.12

e) El coeficiente de presión de poro  $r_u$ .

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

$$FS = m - n.r_u. \quad (2.60)$$

Donde:

$m$  y  $n$  : Coeficientes de estabilidad, relacionados con las variables enumeradas anteriormente.

$r_u$  : Coeficiente de presión de poros.

Para determinar los coeficientes  $m$  y  $n$ , se utiliza la tabla 2.3 lo cual suministra intervalos de valores para  $\text{ctg } \beta = 0.5$  a  $5.0$ ,  $\phi = 20^\circ$  a  $40^\circ$ ,  $D = 1$  a  $1.50$  y  $C/(\gamma_m H) = 0$  a  $0.150$ .

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

- 1) Con los datos del suelo  $C$ ,  $\gamma_m$  y la geometría del talud  $H$ , se calcula  $C/\gamma_m H$ , se selecciona una parte de la tabla 2.3, para la cual  $D = 1.0$ , y  $c/\gamma_m H$ , mayor que el obtenido con los datos reales del suelo en estudio.
- 2) Mediante interpolación lineal, se obtienen valores de  $m$  y  $n$  que corresponden a  $\text{cot } \beta$  y  $\phi$ .
- 3) Los valores de  $m$  y  $n$ , son sustituidos en la ecuación 2.60 para encontrar el factor de seguridad (FS).
- 4) Si se encuentra que  $n$  está subrayado, en la tabla 2.3, esto significa que puede existir un círculo más crítico (con menor FS) a mayor profundidad. En este caso se usa la sección de la tabla para  $D = 1.25$ , y si fuere 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 2.3 que corresponden a un valor de  $C/(\gamma.H)$  menor que el obtenido con los datos reales del suelo en estudio.

- 5) Según los literales 3 y 4, con la ecuación 2.60 se obtienen dos valores de FS, con los cuales se determina el verdadero valor de FS interpolando linealmente de la siguiente manera:

$$FS = FS_1 + (FS_2 - FS_1) \cdot \frac{\frac{C}{\gamma_m H} - D_1}{D_2 - D_1} \quad (2.61)$$

Donde:

$D_1$  : Primer valor de prueba del factor de profundidad

$D_2$  : Segundo valor de prueba del factor de profundidad.

$FS_1$  : Factor de seguridad para la primera prueba de D.

$FS_2$  : Factor de seguridad para la segunda prueba de D.

$\gamma_s$  : peso volumétrico del suelo.

C : Cohesión del suelo.

H : Altura del talud.

El valor de  $C/\gamma_m.H$  que aparece en la ecuación 2.61, se obtiene con los valores reales del suelo del talud en estudio.

Tabla 2.3 Determinación de los coeficientes m y n para calcular el factor de seguridad según Bishop y Morgensten

$c/\gamma \cdot H = 0$													
cot $\beta$ de la pendiente:		0.5:1		1:1		2:1		3:1		4:1		5:1	
D	$\varphi^\circ$	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
$c/\gamma \cdot H = 0.025$													
cot $\beta$ de la pendiente:		0.5:1		1:1		2:1		3:1		4:1		5:1	
D	$\varphi^\circ$	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	<u>1.69</u>	2.37	<u>2.04</u>
	25	0.59	0.79	0.83	0.96	1.35	1.27	1.87	1.69	2.39	<u>2.13</u>	2.91	<u>2.59</u>
	30	0.67	0.88	0.97	1.19	1.60	1.56	2.23	2.07	2.86	<u>2.61</u>	3.41	<u>3.17</u>
	35	0.76	1.00	1.13	1.44	1.87	1.88	2.63	2.50	3.38	3.15	4.14	<u>3.83</u>
	40	0.86	1.17	1.30	1.72	2.18	2.24	3.07	2.98	3.95	3.76	4.86	<u>4.56</u>
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
$c/\gamma \cdot H = 0.050$													
cot $\beta$ de la pendiente:		0.5:1		1:1		2:1		3:1		4:1		5:1	
D	$\varphi^\circ$	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	<u>1.38</u>	2.32	<u>1.77</u>	2.77	<u>2.08</u>
	25	0.80	0.98	1.05	1.03	1.61	1.33	2.18	<u>1.75</u>	2.77	<u>2.20</u>	3.33	<u>2.64</u>
	30	0.91	1.21	1.21	1.24	1.88	1.62	2.56	<u>2.15</u>	3.24	<u>2.68</u>	3.91	<u>3.24</u>
	35	1.02	1.40	1.37	1.46	2.17	1.95	2.99	<u>3.78</u>	2.58	<u>3.25</u>	4.57	<u>3.96</u>
	40	1.14	1.61	1.55	1.71	2.50	2.32	3.44	<u>3.06</u>	4.40	<u>3.91</u>	5.30	<u>4.64</u>
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	<u>2.67</u>
	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

Fuente: Whitlow, Roy (1994). Fundamentos de Mecánica de Suelos. México, 2ª Edición. Editorial CECSA.

Tabla 2.3 Determinación de los coeficientes m y n para calcular el factor de seguridad según Bishop y Morgensten

<i>c'/γ · H = 0.075</i>													
cot β													
de la pendiente:													
		0.5:1		1:1		2:1		3:1		4:1		5:1	
<i>D</i>	$\varphi^\circ$	<i>m</i>	<i>n</i>	<i>m</i>	<i>n</i>	<i>m</i>	<i>n</i>	<i>m</i>	<i>n</i>	<i>m</i>	<i>n</i>	<i>m</i>	<i>n</i>
1.00	20	0.85	0.80	1.09	0.84	1.61	<u>1.10</u>	2.14	<u>1.44</u>	2.66	<u>1.80</u>	3.17	<u>2.13</u>
	25	0.95	1.01	1.25	1.05	1.86	1.38	2.50	<u>1.80</u>	3.13	<u>2.26</u>	3.74	<u>2.72</u>
	30	1.06	1.24	1.42	1.30	2.14	1.69	2.88	<u>2.20</u>	3.62	<u>2.76</u>	4.36	<u>3.33</u>
	35	1.19	1.49	1.61	1.56	2.44	2.03	3.31	<u>2.66</u>	4.18	<u>3.33</u>	5.02	<u>4.00</u>
	40	1.33	1.76	1.80	1.82	2.77	2.39	3.78	<u>3.15</u>	4.79	<u>3.95</u>	5.78	<u>4.76</u>
1.25	20	1.34	1.02	1.39	1.09	1.69	1.29	2.07	1.54	2.49	<u>1.82</u>	2.95	<u>2.17</u>
	25	1.58	1.28	1.66	1.39	2.00	1.64	2.47	1.96	2.97	<u>2.32</u>	3.52	<u>2.73</u>
	30	1.83	1.56	1.94	1.70	2.35	2.01	2.89	2.39	3.50	<u>2.86</u>	4.15	<u>3.36</u>
	35	2.11	1.87	2.25	2.03	2.73	2.39	3.36	2.87	4.08	3.46	4.83	<u>4.04</u>
	40	2.42	2.21	2.58	2.40	3.15	2.84	3.89	3.43	4.73	4.13	5.60	<u>4.83</u>
1.50	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
<i>c'/γ · H = 0.100</i>													
cot β													
de la pendiente:													
		0.5:1		1:1		2:1		3:1		4:1		5:1	
<i>D</i>	$\varphi^\circ$	<i>m</i>	<i>n</i>	<i>m</i>	<i>n</i>	<i>m</i>	<i>n</i>	<i>m</i>	<i>n</i>	<i>m</i>	<i>n</i>	<i>m</i>	<i>n</i>
1.00	20	0.98	0.80	1.25	0.86	1.83	<u>1.13</u>	2.41	<u>1.46</u>	2.97	<u>1.83</u>	3.53	<u>2.15</u>
	25	1.10	1.02	1.41	1.07	2.09	<u>1.42</u>	2.78	<u>1.84</u>	3.36	<u>2.29</u>	4.09	<u>2.72</u>
	30	1.21	1.25	1.58	1.30	2.37	1.72	3.17	<u>2.25</u>	3.91	<u>2.80</u>	4.71	<u>3.34</u>
	35	1.34	1.50	1.77	1.57	2.68	2.08	3.59	<u>2.71</u>	4.49	<u>3.34</u>	5.39	<u>4.03</u>
	40	1.48	1.78	1.99	1.87	3.01	2.44	4.07	<u>3.21</u>	5.10	<u>3.97</u>	6.14	<u>4.80</u>
1.25	20	1.48	1.03	1.52	1.09	1.86	1.29	2.27	1.55	2.74	<u>1.83</u>	3.23	<u>2.15</u>
	25	1.72	1.29	1.79	1.38	2.19	1.63	2.67	1.96	3.21	<u>2.32</u>	3.81	<u>2.74</u>
	30	1.99	1.59	2.08	1.73	2.53	2.00	3.09	2.41	3.73	<u>2.84</u>	4.42	<u>3.35</u>
	35	2.27	1.90	2.40	2.07	2.91	2.41	3.58	2.90	4.30	3.44	5.10	<u>4.04</u>
	40	2.58	2.23	2.74	2.44	3.33	2.85	4.09	3.44	4.96	4.11	5.88	<u>4.84</u>
1.50	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

Fuente: Whitlow, Roy (1994). Fundamentos de Mecánica de Suelos. México, 2ª Edición. Editorial CECSA.

Tabla 2.3 Determinación de los coeficientes  $m$  y  $n$  para calcular el factor de seguridad según Bishop y Morgensten

cot $\beta$													
de la pendiente:													
		0.5:1		1:1		2:1		3:1		4:1		5:1	
$D$	$\varphi^\circ$	$m$	$n$	$m$	$n$	$m$	$n$	$m$	$n$	$m$	$n$	$m$	$n$
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	4.25	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	2.07	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

$c/\gamma \cdot H = 0.150$													
cot $\beta$													
de la pendiente:													
		0.5:1		1:1		2:1		3:1		4:1		5:1	
$D$	$\varphi^\circ$	$m$	$n$	$m$	$n$	$m$	$n$	$m$	$n$	$m$	$n$	$m$	$n$
1.00	20	1.25	0.81	1.58	0.89	2.25	1.16	2.89	1.44	3.57	1.80	4.21	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	2.33	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	2.89	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	4.33
	40	3.62	2.98	3.76	3.07	4.23	3.48	4.87	3.95	5.63	4.54	6.47	5.19

Fuente: Whitlow, Roy (1994). Fundamentos de Mecánica de Suelos. México, 2ª

Edición. Editorial CECSA.



### 2.1.10 MÉTODO DE BISHOP CONSIDERANDO FUERZAS DE SISMO<sup>22</sup>

En el apartado 2.1.4 se describió el método estático de Bishop. Partiendo de las mismas hipótesis, el método puede ser evaluado en forma pseudo - estática haciendo modificaciones para que se considere en forma de fuerzas estáticas las cargas sísmicas que actúan en un talud cuando ocurre un terremoto.

La figura 2.21 muestra dos cargas adicionales que no están consideradas en el método estático de Bishop. Estas, son cargas estáticas horizontal y vertical que se aplican a cada dovela con el propósito de considerar el efecto de los sismos en los taludes, dichas cargas son una fracción del peso de cada dovela, factoradas por sus respectivas constantes  $K_h$  y  $K_v$ .

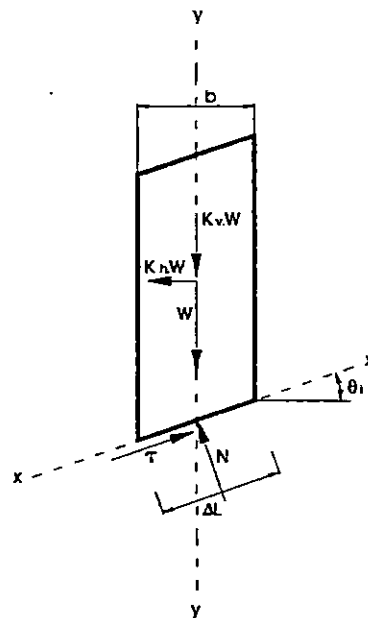


Figura 2.21 Fuerzas que actúan en una dovela de un talud sometido a sismo

<sup>22</sup> Calderón Pérez y Otros, Op. Cit. Pág. 61

Donde:

$K_h$  : Coeficiente sísmico horizontal.

$K_v$  ; Coeficiente sísmico vertical.<sup>23</sup>

Haciendo equilibrio con respecto al eje x, y asumiendo valores positivos hacia la derecha, se tiene:

$$\tau_i - W_i \text{sen}(\theta_i) - K_v W_i \text{sen}(\theta_i) + K_h W_i \text{cos}(\theta_i) = 0$$

$$\tau_i - W_i \text{sen}(\theta_i) (1 + K_v) - K_h W_i \text{cos}(\theta_i) = 0$$

$$\tau_i = (1 + K_v) W_i \text{sen}(\theta_i) + K_h W_i \text{cos}(\theta_i) \quad (2.62)$$

Haciendo equilibrio respecto al eje Y, tomando valores positivos hacia la arriba, se tiene:

$$N_i \text{cos}(\theta_i) - W_i - K_v \cdot W_i + \tau_i \text{sen}(\theta_i) = 0$$

$$N_i \text{cos}(\theta_i) = W_i + K_v \cdot W_i - \tau_i \text{sen}(\theta_i) \quad (2.63)$$

Sustituyendo la ecuación 2.55 en la ecuación 2.63, y despejando  $N_i$  se tiene:

$$N_i = \frac{\frac{W_i + K_v \cdot W_i - C \cdot \Delta L_i \cdot \text{sen}(\theta_i)}{FS}}{\frac{\text{cos}(\theta_i) + \tan(\phi) \text{sen}(\theta_i)}{FS}} \quad (2.64)$$

---

<sup>23</sup>  $K_h$  y  $K_v$  son obtenidos del Reglamento de Diseño Sísmico de la República de El Salvador, 1997.

El factor de seguridad, se define como el cociente de las fuerzas resistentes entre la fuerzas motoras, esto es:

$$FS = \frac{C \Delta L_i + N_i \tan(\phi)}{(1 + K_v) W_i \text{sen}(\theta_i)} + K_h \text{sen}(\theta_i) \quad (2.65)$$

Sustituyendo  $\Delta L_i = b / \cos(\theta_i)$  y la ecuación 2.64 en la ecuación 2.65 se obtiene:

$$FS = \frac{[C b + (W_i + K_v W_i) \tan(\phi)] \left\{ \cos(\theta_i) + \frac{\tan(\phi) \text{sen}(\theta_i)}{FS} \right\}^{-1}}{(1 + K_v) W_i \text{sen}(\theta_i) + K_h W_i \cos(\theta_i)} \quad (2.66)$$

Como el análisis anterior es válido para una dovela, el factor de seguridad para todas las dovela a lo largo del círculo de falla viene dado por:

$$FS = \frac{\sum [C b + (W_i + K_v W_i) \tan(\phi)] \left\{ \cos(\theta_i) + \frac{\tan(\phi) \text{sen}(\theta_i)}{FS} \right\}^{-1}}{\sum [(1 + K_v) W_i \text{sen}(\theta_i) + K_h W_i \cos(\theta_i)]} \quad (2.67)$$

Para encontrar FS de la ecuación 2.67, se realiza el mismo procedimiento de la ecuación 2.56 como se hizo en el método estático de Bishop.

### 2.1.11 PROCEDIMIENTO DE CALCULO CON EL CÍRCULO DE FRICCIÓN, DE GILBOY Y CASAGRANDE

Este procedimiento fue desarrollado por los doctores G. Gilboy y A. Casagrande, y su análisis está expresado en función del esfuerzo total. Se elige como

superficie de rotura tentativa, un arco circular (centro O, radio R), como aparece en la figura 2.22. Si los parámetros de resistencia al corte son C y  $\phi$ , la resistencia al corte necesaria para alcanzar el equilibrio es:

$$S_f = \frac{S}{FS} = \frac{1}{FS} (C + \sigma \tan \phi) \quad 2.68$$

$$S_f = C_f + \sigma \tan \phi_f$$

Donde:

$S_f$  : esfuerzo cortante resistente en la superficie de falla

S : esfuerzo cortante máximo actuante en la superficie de falla

FS : factor de seguridad respecto a la resistencia al corte.

$$C_f = \frac{C}{FS_c} \quad (2.69)$$

$$\tan \phi_f = \frac{\tan \phi}{FS_\phi} \quad (2.70)$$

$$FS_c = FS_\phi = FS \quad (2.71)$$

En el análisis del círculo de fricción actúan las siguientes fuerzas (ver figura 2.22):

W : peso de la masa de suelo,

situado en el centro de gravedad de dicha masa.

FC : fuerza total de cohesión,

desarrollada a lo largo de toda la superficie de deslizamiento.

$F$  : resultante total de las reacciones normales y de fricción del suelo.

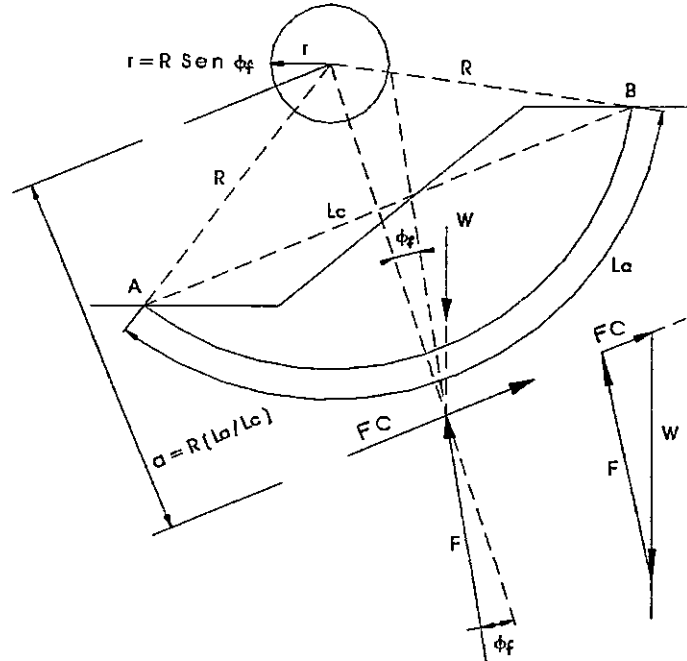


Figura 2.22 Círculo de Fricción

El círculo de fricción consiste en un círculo de radio " $r$ ", concéntrico al círculo de falla, cuyo radio inicialmente se consideró como  $R \text{ sen}(\phi_f)$  (siendo  $\phi_f$  el ángulo de fricción interna del suelo necesario para alcanzar el equilibrio). Tangente al círculo de fricción pasa la resultante ( $F$ ) de la reacción normal ( $N$ ) y la resultante de las fuerzas de fricción ( $T$ ) en cada elemento de arco de la superficie de falla. Ya que las fuerzas  $N$  y  $T$  no son concurrentes, la resultante( $F$ ) de ambas, no es en realidad tangente al círculo de fricción; entonces, la posición de  $F$  respecto al centro del círculo " $O$ " puede definirse como:

$$d = KR \text{ sen}(\phi_f) \quad (2.68)$$

El círculo de radio  $K R \text{ sen}(\phi_f)$  es llamado círculo modificado de fricción.(figura 2.23)<sup>24</sup>

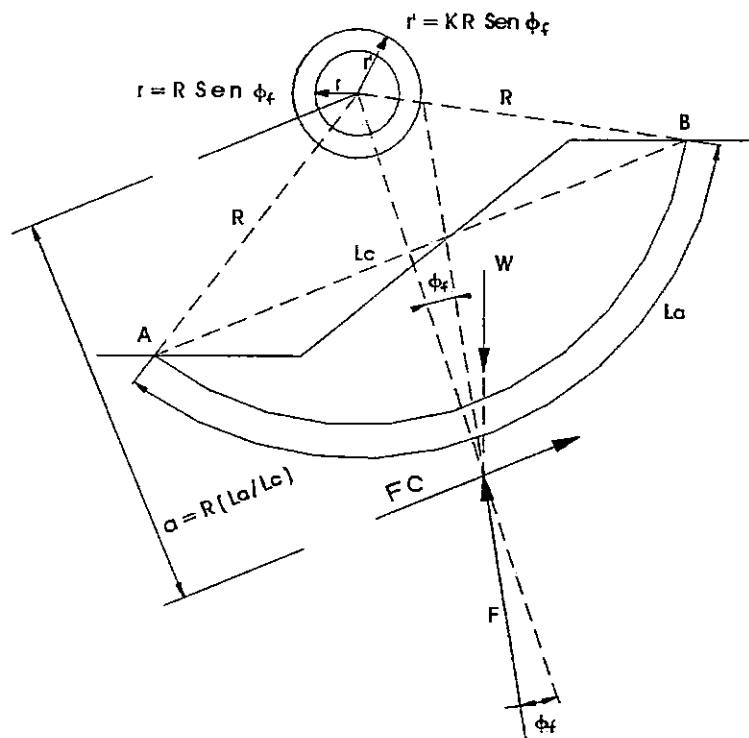


Figura 2.23 Círculo Modificado de Fricción

Taylor, proporcionó una gráfica para determinar los valores de  $K$  en función del ángulo central  $2\theta$  del círculo de falla, según se muestra en la figura 2.24.

En el uso original del método del círculo de fricción, el vector  $F$  fue dibujado tangente al círculo de radio  $R \text{ sen}(\phi_f)$ ; por lo tanto, el valor de  $K$  fue tomado

<sup>24</sup>  $K$  es un factor de proporcionalidad, mayor que 1, y depende de la distribución de esfuerzos a lo largo de la cuerda del círculo de falla ( $AB$ ) y del ángulo central  $2\theta$ .

originalmente como unitario. El uso del valor de  $K$ , basado en que la distribución de los esfuerzos normales y tangenciales es en forma sinusoidal, no cambia los resultados en gran forma, por lo que utilizar el radio del círculo de fricción como  $R \sin(\phi_f)$  proporciona valores bastante aproximados<sup>25</sup>.

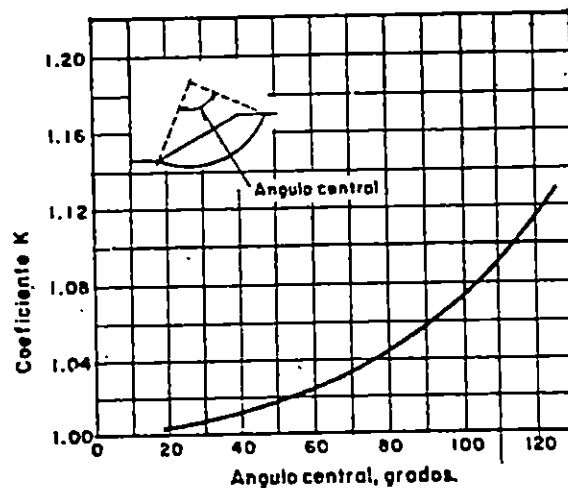


Figura 2.24 Gráfica de Taylor para determinar el coeficiente K

Al analizar las fuerzas cohesivas resistentes (ver figura 2.25) actuando tangencialmente sobre cada elemento de arco, se obtiene que la suma algebraica de todas las fuerzas de cohesión a lo largo del arco AB, es  $C_f L_a$ , donde  $L_a$  es la longitud del arco AB. Sin embargo, al analizar dos pequeñas fuerzas de cohesión tales como  $FC_2$  y  $FC_5$  de la figura 2.25 y dividir las en componentes normales y tangenciales a la cuerda AB, las componentes paralelas son directamente aditivas y las componentes normales se cancelan, por lo tanto, el resultado será un momento de rotación contrario a las manecillas del reloj, cuya suma vectorial de todas las fuerzas de cohesión será

<sup>25</sup> Taylor Donald W. (1956), Fundamentos de Mecánica de Suelos. Op. Cit. Pág. 504.

$C_f L_c$ , y representa la fuerza de cohesión total que actúa paralela a la cuerda AB (denotada por  $L_c$ ). El momento de la cohesión total está dado por:

$$C_f L_a R = C_f L_c a$$

En la cual "a" es el brazo respecto al centro del círculo de falla "O", del vector C y viene dado por:

$$a = \frac{L_c}{L_c} R$$

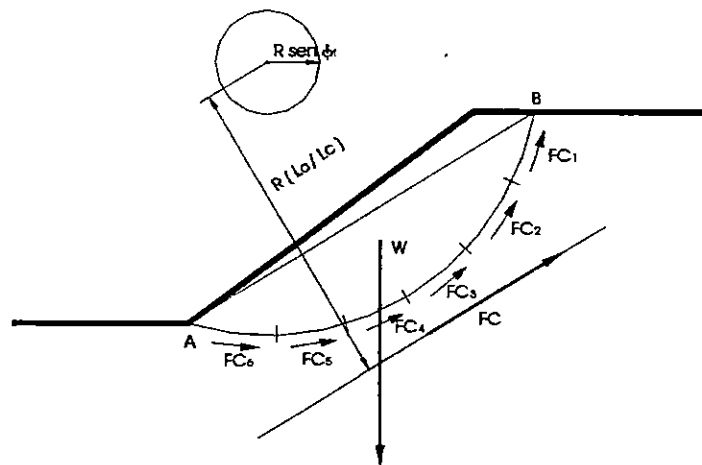


Figura 2.25 Fuerzas cohesivas resistentes actuando sobre la superficie de falla

La masa de suelo por encima de la superficie de rotura está en equilibrio bajo su peso total ( $W$ ) y las resultantes de corte  $FC$  y  $F$ . La fuerza  $W$  es conocida en magnitud y dirección; de la resultante  $FC$  solamente se conoce la dirección. Inicialmente se elige un valor de prueba de  $FS_{\phi_f}$  y con la ecuación 2.70 se calcula el valor correspondiente de  $\phi_f$ . Para lograr el equilibrio, la línea de aplicación de la resultante  $F$  debe ser tangencial al círculo  $R \text{sen}(\phi_f)$  como se muestra en la figura 2.23, y debe pasar por el punto de intersección de las fuerzas  $W$  y  $FC$ . Luego se traza el



diagrama vectorial, del cual se obtiene el valor de FC. Encontrando FC, puede calcularse el valor de la cohesión requerida para mantener el equilibrio:

$$C_r = \frac{FC}{L_c} \quad (2.72)$$

El factor de seguridad en términos de la cohesión se define como:

$$FSc = \frac{C}{C_r} \quad (2.73)$$

Donde C, es la cohesión del material constituyente del talud, obtenido a través de pruebas de laboratorio.

El análisis se debe repetir al menos tres veces, para la superficie de falla asumida, tomando inicialmente valores de  $FS_\phi$ . Si se presentan los valores calculados de FSc en función de los valores correspondientes de  $FS_\phi$ , se puede determinar el factor de seguridad correspondiente al requerimiento de  $FSc = FS_\phi$ , quedando definido el factor de seguridad para la superficie de falla asumida. Todo el procedimiento se debe repetir para una serie de superficies de rotura tentativas, a fin de obtener el mínimo factor de seguridad.

Para facilitar los cálculos se sugiere la siguiente tabla:

Prueba	$FS_\phi$	$\phi_r$ grados	$r_m$ m	FC Ton/m	$C_r = FC/L_c$ Ton/m <sup>2</sup>	$FSc = C/C_r$

## 2.2 OTROS MÉTODOS DE ANÁLISIS

Existen otros métodos de análisis de estabilidad de taludes que no han sido desarrollados en este capítulo, únicamente se hará mención de algunos de ellos. Por lo que para investigar sobre ellos se debe consultar en las referencias que se dan inicialmente a pie de página. Entre algunos de estos métodos se tienen los siguientes:

### 2.2.1 MÉTODO DE CULMANN<sup>26</sup>

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 2.26 representa la sección a la cual puede ser aplicado el método de Culmann, también se ilustra las fuerzas que actúan sobre la masa de tierra de la cuña "abda", encima del plano de prueba de falla "ad", con una inclinación definida por el ángulo  $\theta$ .

---

<sup>26</sup> Donald W. Taylor. Fundamentos de la Mecánica de Suelos. Op. Cit. Pág. 515.

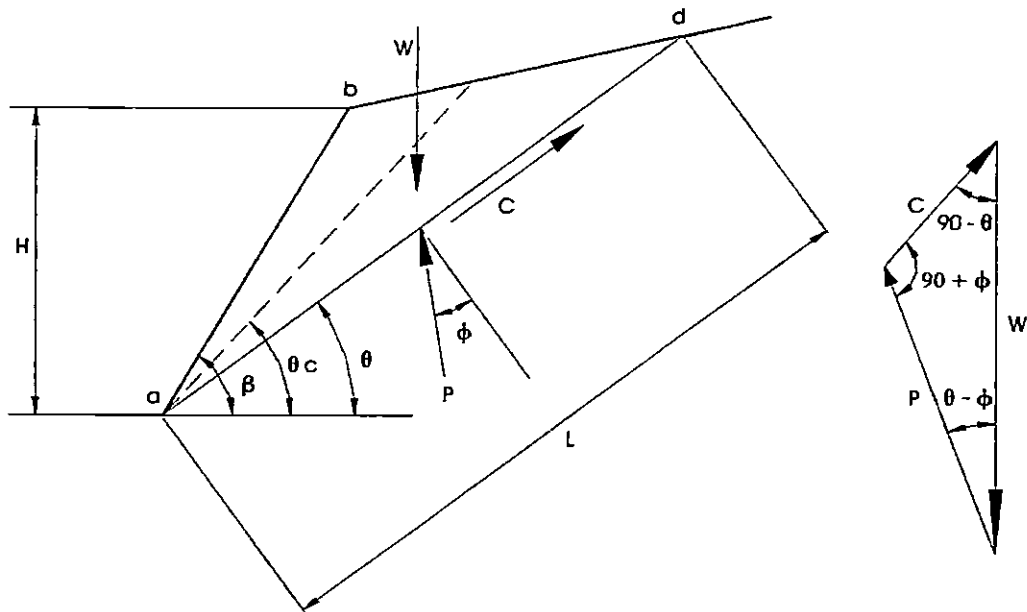


Figura 2.26 Elementos del talud para análisis por el método de Culmann

Donde:

$W$  : Peso de la cuña de falla, abda.

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

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

$\beta$  : Angulo de inclinación del talud.

$\theta$  : Angulo que forma el plano de prueba de falla con la horizontal.

$\theta_c$  : Angulo 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 2.27, de la siguiente manera:

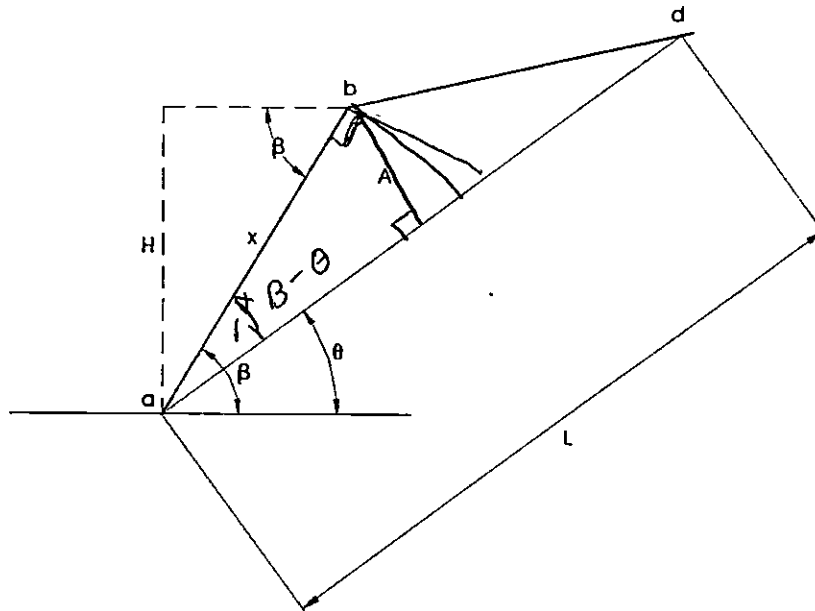


Figura 2.27. Triángulo de fuerzas utilizado en el análisis de un talud por el Método de Culmann

$$W = A \cdot \gamma_m \quad (2.74).$$

$$A = (1/2) L X \text{ sen}(\beta - \theta)$$

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

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

Sustituyendo X y A, en la ecuación 2.74, se tiene que el peso de la cuña será:

$$W = (1/2) \cdot L \cdot \gamma_m \cdot H \cdot \text{csc}(\beta) \cdot \text{sen}(\beta - \theta).$$

De la ley de senos en el triángulo de fuerzas de la figura 2.26, se tiene lo siguiente:

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

$$\frac{FC}{W} = \frac{\text{Sen}(\theta - \phi)}{\text{sen}(90^\circ + \phi)}$$

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

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

Y,  $\text{sen}(90^\circ + \phi) = \cos(\phi)$

Entonces:

$$\frac{FC}{W} = \frac{\text{Sen}(\theta - \phi)}{\cos(\phi)} \quad (2.76)$$

Sustituyendo  $W$  y  $FC = C L$  en ecuación 2.76 se tiene:

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

$$\frac{C}{\gamma_m H} = \frac{(1/2)\text{csc}(\beta) \text{sen}(\beta - \theta) \text{sen}(\theta - \phi)}{\cos(\phi)} \quad (2.77)$$

Donde:

$C/\gamma_m H$  es el número de estabilidad (Ne).

El plano más crítico de falla es, aquel en el cual el número de estabilidad es máximo. Este valor máximo se obtiene derivando con respecto a  $\theta$  la ecuación 2.77 e igualando a cero esta derivada, esto es:

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

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

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

Este valor de  $\theta_c$  corresponde al valor crítico, es decir, que el plano crítico de falla tendrá un ángulo  $\theta_c$  con la horizontal como se muestra en la figura 2.26

Sustituyendo  $\theta = (\beta + \theta) / 2$  en ecuación 2.77 se tiene:

$$\frac{C}{\gamma_m H} = \frac{\csc(\beta) \sin^2 \frac{\beta - \theta}{2}}{2 \cos(\phi)}$$

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:

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

$C / \gamma_m H$  representa el número de estabilidad ( $N_e$ ), entonces puede escribirse la ecuación 2.78 de la siguiente manera:

$$N_e = \frac{1 - \cos(\beta - \phi)}{4 \sin(\beta) \cos(\phi)} \quad (2.78)$$

Al sustituir el ángulo de inclinación del talud y el ángulo de fricción interna del suelo en la ecuación 2.78 se obtiene el número de estabilidad (Ne) como se muestra en la columna 3 de la tabla 2.1.

Para encontrar FS se sustituyen los parámetros C,  $\gamma_m$ , H y Ne en la siguiente ecuación:

$$FS = \frac{C}{Ne\gamma_m H}$$

### 2.2.2 MÉTODO DE ANÁLISIS DE MORGENSTERN – PRICE<sup>27</sup>

Morgenstern y Price (1965), basados en el método de las Dovelas, desarrollaron un método de análisis en el que se 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 el método se vuelva a base de tanteos; para lo cual, es esencial el uso de un programa de computadora.

---

<sup>27</sup> Craig, Robert F (1976). Mecánica de los Suelos, México Primera Edición, Logos Consorcio Editorial

### 2.2.3 MÉTODO DE NEWMARK<sup>28</sup>

El Dr. Nathan M. Newmark (1965), desarrolló un método de análisis dinámico para evaluar las deformaciones potenciales de un talud. Consideró, que cuando actúa una perturbación sísmica en la masa potencial de deslizamiento, el talud comenzará a fallar en el momento en que las fuerzas de inercia sean lo suficientemente grandes para superar la resistencia de cedencia,  $S$ , desarrollada en la superficie de falla.

La aceleración mínima del sismo necesaria para iniciar los movimientos en la masa deslizante es llamada aceleración de cedencia,  $A_c$ , y su valor está 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 el centro del arco de circunferencia que define la superficie de falla).

Cuando la máxima aceleración del terreno ( $A_{máx}$ ), registrada en el área del talud correspondiente a las fuerzas de inercia, excede a la aceleración de cedencia ( $A_{máx} > A_c$ ), 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.

---

<sup>28</sup>. Trabajo de Graduación. Universidad Politécnica, 1988. Pág. 125



#### **2.2.4 PROCEDIMIENTO DE ANÁLISIS DE SEDD-LEE-IDRESS<sup>29</sup>**

Sedd (1966), desarrolló un método alternativo de análisis dinámico para la evaluación de las deformaciones en presas de tierra, el cual puede aplicarse a cualquier tipo de talud. Para su aplicación, es necesario considerar las propiedades dinámicas del suelo, tales como el Módulo de Torsión (G), Módulo de Poisson ( $\nu$ ) y Características de Amortización ( $\lambda$ ).

En la tabla 2.4 se presenta un resumen de la aplicación, tipos de falla y ventajas de los métodos de análisis de estabilidad estudiados en este capítulo.

#### **2.3 NORMA TECNICA PARA EL DISEÑO DE ESTABILIDAD DE TALUDES.**

La solución para el problema de la inestabilidad de los taludes requiere de un análisis tal que sus resultados deben ser satisfactorios con respecto a FS. La precisión que se obtenga en el cálculo de la estabilidad, depende de los factores geológicos, geotécnicos, propiedades físicas y mecánica, granulometría, composición química mineralógica, etc.

---

<sup>29</sup> Tablas de Segura, Sonia G., Análisis Dinámico de Estabilidad de Taludes. Op. Cit. Pág. 135

**Tabla 2.4 Aplicación, Tipos de falla y ventajas de los Métodos de Análisis de Estabilidad de Taludes**

METODO	APLICACIÓN				Tipo de Falla	Ventajas
	Tipo de Suelo	Condiciones de Carga	Condición de Esfuerzos	Tipo de Análisis		
Arthur Casagrande	Puramente cohesivo y homogéneo	Gravitacional y sísmica, ambas considerando sobrecarga	Totales	Estático y pseudo estático	Circular por el pie, base y cuerpo del talud	El proceso de iteración se realiza rápidamente
Dovejas o de Fellenius	Todo tipo de suelo	Gravitacional y sísmica, ambas considerando sobrecarga y filtración	Totales y efectivos	Estático y pseudo estático	Circular por el pie, base y cuerpo del talud	Es un método completo, es decir puede aplicarse a cualquier condición del talud.
Donald W. Taylor	Homogéneo cohesivo y cohesivo friccionante	Gravitacional sin sobrecarga	Totales	Estático	- Circular por el pie del talud para $\phi \neq 0$ , $C \neq 0$ y $\beta > 53^\circ$ - Circular por la base y por el pie, para $\phi = 0$ , $C \neq 0$ y $\beta > 53^\circ$	Es de fácil aplicación, ya que los resultados se obtienen de una manera sencilla y rápida.
N. Jambú	Homogéneo cohesivo y cohesivo friccionante	Gravitacional sin sobrecarga	Totales	Estático	Circular por el pie del talud	Es de fácil aplicación, ya que los resultados se obtienen de una manera sencilla y rápida.
Jumikis o de la Cohesión Equivalente	Homogéneo cohesivo y cohesivo friccionante	Gravitacional sin sobrecarga	Totales	Estático	Circular por el pie del talud	Se obtiene de manera rápida la posición del centro del círculo de falla
Cuña	Suelos blandos sobre un estrato resistentes	Gravitacional y sísmica, ambas considerando sobrecarga	Totales	Estático	Traslacional plana por el cuerpo y pie del talud	
Valle Rodas	Todo tipo de suelo	Gravitacional y sísmica, ambas considerando sobrecarga y filtración	Totales y Efectivos	Estático y pseudoestático	Circular por el pie, cuerpo y base del talud	Es un método completo ya que se aplica a cualquier condición

**Tabla 2.4 Aplicación, Tipos de falla y ventajas de los Métodos de Análisis de Estabilidad de Taludes**

METODO	APLICACIÓN				Tipo de Falla	Ventajas
	Tipo de Suelo	Condiciones de Carga	Condición de Esfuerzos	Tipo de Análisis		
Bishop	Todo tipo de suelo	Gravitacional y sísmica, ambas considerando sobrecarga y filtración	Totales y efectivos	Estático y pseudo estático	Circular por el pie, base y cuerpo del talud	Es un método completo, es decir puede aplicarse a cualquier condición del talud.
Círculo de Fricción	Homogéneos cohesivos y cohesivos friccionante	Gravitacional sin considerar sobrecarga	Totales	Estático	Circular por el cuerpo y base del talud	
Culmann	Homogéneos cohesivos y cohesivos friccionante	Gravitacional sin considerar sobrecarga	Totales	Estático	Traslacional, sobre un plano a través del pie del talud	Es de fácil aplicación. Los resultados se obtienen de una forma sencilla y rápida.
Newmark	Todo tipo de suelo	Cualquier tipo de carga	Totales y efectivos	Dinámico	Método completo para el análisis dinámico	

Los estudios de estabilidad de taludes, deben tomar en cuenta las normas técnicas de diseño existentes en el país según el nuevo reglamento del diseño sísmico para la república de El Salvador.<sup>30</sup>

En estas normas se definen los criterios básicos para el análisis y el diseño de los taludes, así como las medidas de protección requeridas para los mismos; para ello, toma como base lo siguiente:

1) Consideraciones Generales.

- 1.1) Previamente al diseño de un talud, se debe contar con un estudio geotécnico, el que deberá considerar todas las superficies de falla probables así como la localización del nivel freático.
- 1.2) 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 a las condiciones del lugar.
- 1.3) Se tomarán medidas para drenar eficientemente las aguas superficiales. Los acueductos y/o alcantarillados que atraviesen la zona, deberán ser capaces de deformarse sin agrietamiento.

---

<sup>30</sup> Norma Técnica para Diseño de Cimentaciones y Estabilidad de Taludes. Reglamento para la Seguridad Estructural de las Construcciones Capítulo 6, Artículos 1, 2 y 3. Ministerio de Obras Públicas, (1997), San Salvador. El Salvador.

## 2) Efecto Estático y Dinámico

El análisis deberá tomar en cuenta las fuerzas estáticas y las fuerzas sísmicas aplicadas.

2.1) La fuerza sísmica, FS, se determinará multiplicando el peso de cada cuña deslizante por los coeficientes sísmicos para cada zona como se muestra a en la figura 2.28.

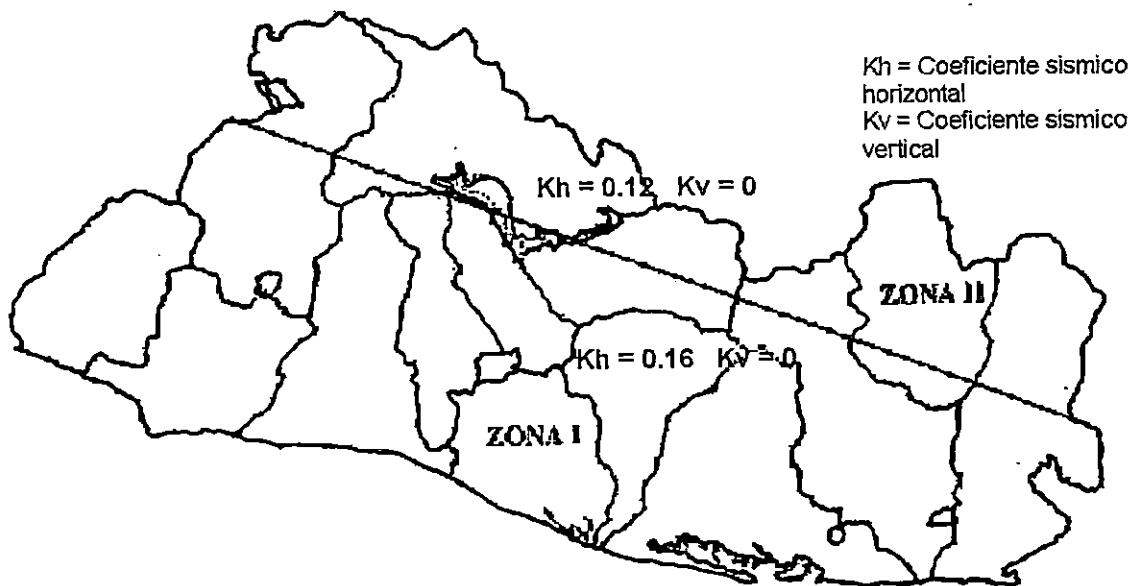


Figura 2.28. Mapa de Regionalización sísmica para la República de El Salvador

Fuente: Ministerio de Obras Públicas de El Salvador, 1997, Reglamento de Diseño Sísmico de la República de El Salvador

Los factores de seguridad se muestran en la tabla No. 2.5

**Tabla 2.5 Factores de Seguridad según las Normas Técnicas para el Diseño de Estabilidad de Taludes**

Condición	Combinación de Fuerzas	FS
I	Fg	1.4
II	Fg + Ff + Fs	1.1

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.

Donde:

Fg : Fuerzas de gravedad

Ff : Fuerzas de filtración

Fs : Fuerzas sísmicas

FS : Factor de seguridad admisible

## 2.4 APLICACIÓN DE LOS MÉTODOS DE ANÁLISIS DE ESTABILIDAD

Para la aplicación de los métodos de análisis de estabilidad, se ha tomado de base un talud ubicado en la Colonia Santa Alegría de Ciudad Delgado (ver figura 2.29).

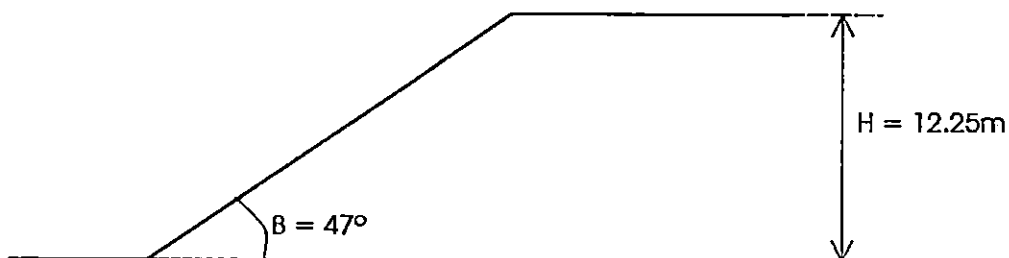


Figura 2.29 Sección transversal del talud ubicado en la colonia Santa Alegría

Las características del talud seleccionado son las siguientes<sup>31</sup>:

Altura del talud (H)	=	12.25 m
Angulo de inclinación ( $\beta$ )	=	47°
Peso volumétrico del suelo ( $\gamma_m$ )	=	1.70 Ton / m <sup>3</sup>
Angulo de fricción interna ( $\phi$ )	=	25°
Cohesión (c)	=	1.30 Ton / m <sup>2</sup>
Tipo de suelo	:	limo arenoso

La aplicación consiste en elegir cuatro de los métodos que se han desarrollado en este capítulo. Se toman como base, las características del talud seleccionado, se determina el factor de seguridad por los métodos siguientes:

- a) Método Gráfico de Donald W. Taylor
- b) Método Gráfico de N. Jambú
- c) Método de la cohesión equivalente
- d) Método de las dovelas

Para todos los métodos, únicamente se determinara el  $FS_{min}$  correspondiente a la falla por el pie del talud, ya que el método gráfico de Jambú y el método de la cohesión equivalente solamente proporcionan resultados de falla por el pie del talud, así como el método de Taylor para la condición de suelos cohesivos friccionantes. Es

---

<sup>31</sup> Tomado de Capítulo I, Tabla 1.5, Pág. 43.

necesario determinar el  $FS_{\min}$  para falla por la base del talud y llegar a determinar si el talud presenta falla de base o de pie, o en el mejor de los casos, el factor de seguridad indica que el talud se mantiene estable.

#### 2.4.1 MÉTODO DE TAYLOR

Para determinar el factor de seguridad, es necesario determinar el número de estabilidad  $Ne$ . El número de estabilidad  $Ne$  se obtiene interpolando los valores  $\phi = 25$ ;  $\beta = 47^\circ$ , en la gráfica de la figura 2.9. Entonces:

$$Ne = 0.052$$

Sustituyendo el valor de  $Ne$  encontrado en el literal anterior, y los parámetros  $\gamma_m$  y  $C$ , así como la altura del talud en la ecuación 2.46, se tiene:

$$FS = \frac{C}{Ne \gamma_m H}$$

$$FS = \frac{1.3 \text{ Ton/m}^3}{(0.055) (1.7 \text{ Ton/m}^2) (12.25 \text{ m})} = 1.13$$

El valor del factor de seguridad mínimo para falla por el pie del talud resulta:

$$FS = 1.13$$



## 2.4.2 MÉTODO DE JAMBÚ

La fórmula para encontrar el factor de seguridad es:

$$FS = \frac{Ne C}{\gamma_m H}$$

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

1.7   12.25   25  
1.3

$$\lambda_{c\phi} = \frac{(1.7 \text{ Ton} / \text{m}^3) (12.25 \text{ m}) \tan (25^\circ)}{1.3 \text{ Ton} / \text{m}^2}$$

Interpolando en la gráfica de la figura 2.14 y con  $\lambda_{c\phi} = 7.47$  y  $\theta = 47^\circ$

Se obtiene  $Ne = 16.60$

$$FS = \frac{(16.60) (1.3 \text{ Ton} / \text{m}^2)}{(1.7 \text{ Ton} / \text{m}^3) (12.25 \text{ m})} = 1.04$$

El factor de seguridad mínimo obtenido es el siguiente:

$$FS = 1.04$$

### 2.4.3 MÉTODO DE LAS DOVELAS O DE FELLENIUS

El proceso de cálculo para obtener el factor de seguridad por el método de las dovelas, se ilustra tomando la dovela # 5 del círculo de falla supuesto con centro en  $O_1$  en la figura 2.30. El ancho de cada dovela es igual a 2m, a excepción de las dovelas que se encuentran en los extremos del círculo de falla, cuyos anchos pueden variar.

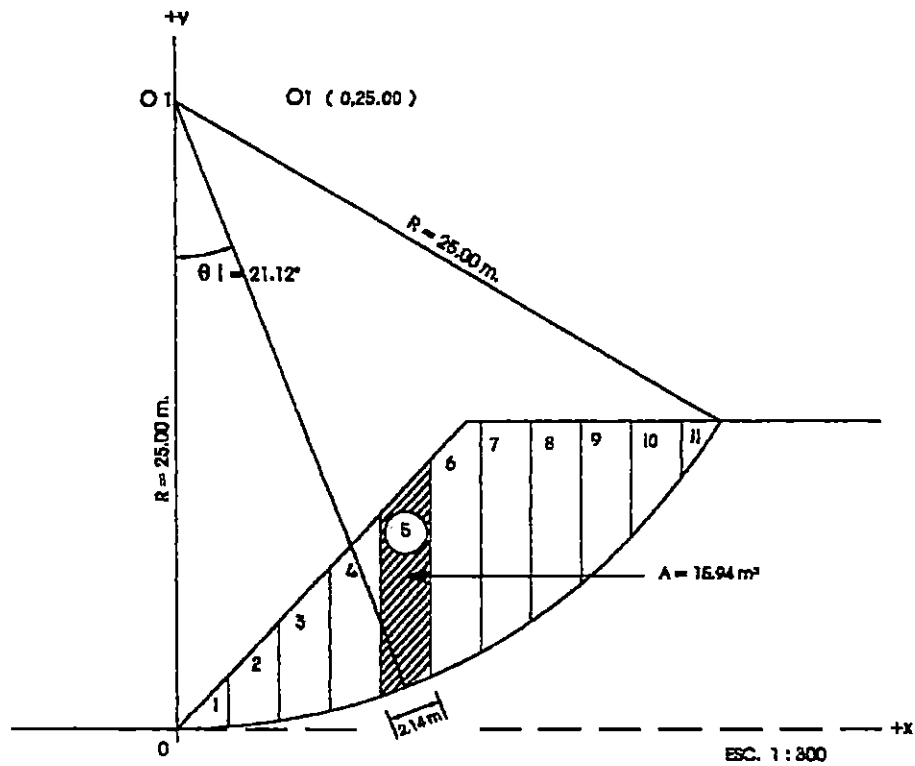


Figura 2.30 Ejemplo de aplicación del Método de las Dovelas para el círculo crítico con centro en  $O_1$

De la figura 2.30 se obtienen los valores siguientes:

$$A = 15.94 \text{ m}^2$$

$$\theta_5 = 21.12^\circ$$

$$\Delta L_5 = 2.14 \text{ m}$$

a) Cálculo de volumen (V).

$$V = (A)(1)^{32}$$

$$V = 15.94 \text{ m}^3$$

b) Cálculo del peso (W)

$$W_5 = V \gamma$$

$$W_5 = (15.94 \text{ m}^3) (1.7 \text{ Ton/m}^3)$$

$$W_5 = 27.10 \text{ Ton}$$

c) Cálculo de la fuerza cortante (T)

$$T_5 = W_5 \text{ Sen } \theta_5$$

$$T_5 = (27.10 \text{ Ton}) [\text{Sen } (21.12^\circ)]$$

$$T_5 = 9.76 \text{ Ton}$$

---

<sup>32</sup> La dovela tiene un ancho unitario en dirección perpendicular al papel.

d) Cálculo de la fuerza normal (N)

$$N_5 = W_5 \text{ Cos}(\theta_5)$$

$$N_5 = (27.10 \text{ Ton}) \text{ Cos}(21.12^\circ)$$

$$N_5 = 25.28 \text{ Ton}$$

e) Cálculo del Esfuerzo normal ( $\sigma$ )

$$\sigma_5 = \frac{N_5}{\Delta L_5(1)}$$

$$\sigma_5 = \frac{25.28 \text{ Ton}}{2.144 \text{ m (1m)}}$$

$$\sigma_5 = 11.79 \text{ Ton/m}^2$$

f) Cálculo del esfuerzo cortante (S)

$$S_5 = c + \sigma_5 \text{ Tan}(\phi)$$

$$S_5 = 1.3 \text{ Ton/m}^2 + 11.79 \text{ Ton/m}^2 [\text{Tan}(25^\circ)]$$

$$S_5 = 6.8 \text{ Ton/m}^2$$

g) Cálculo de la fuerza de fricción a lo largo del plano de falla ( $F_f$ )

$$F_{f5} = S_5 \Delta L_5$$

$$F_{f5} = 6.8 \text{ Ton/m}^2 (2.144 \text{ m})$$

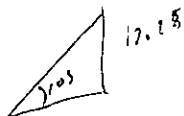
$$F_{f5} = 14.58 \text{ Ton/m}$$

En la tabla 2.6 se presentan los resultados de los cálculos correspondientes al factor de seguridad del talud; de estos se seleccionaron los círculos con centro en  $O_1$ ,  $O_5$ ,  $O_6$ ,  $O_8$ ,  $O_9$  y  $O_{10}$ , ya que los cálculos son similares para todos los círculos, estos cálculos se presentan en las tablas 2.7 a 2.12.

**Tabla 2.6 Factores de Seguridad por el Método de las Dovelas**

Circulo No.	Coordenadas del Centro	Factor de Seguridad
1	(0,25)	1.28
2	(2,25)	1.20
3	(4,25)	1.13
4	(6,25)	1.10
5	(8,25)	1.10
6	(6.5,25)	1.10
7	(9,25)	1.12
8*	(7,25)	1.09
9	(7,26)	1.11
10	(7,24)	1.10

\*  $FS_{min}$



$$\tan \theta = \frac{4}{4}$$

$$\tan \theta = \frac{4}{4}$$

Tabla 2.7 Cálculo del Factor de Seguridad para el Círculo de Prueba con Centro de  $O_1$

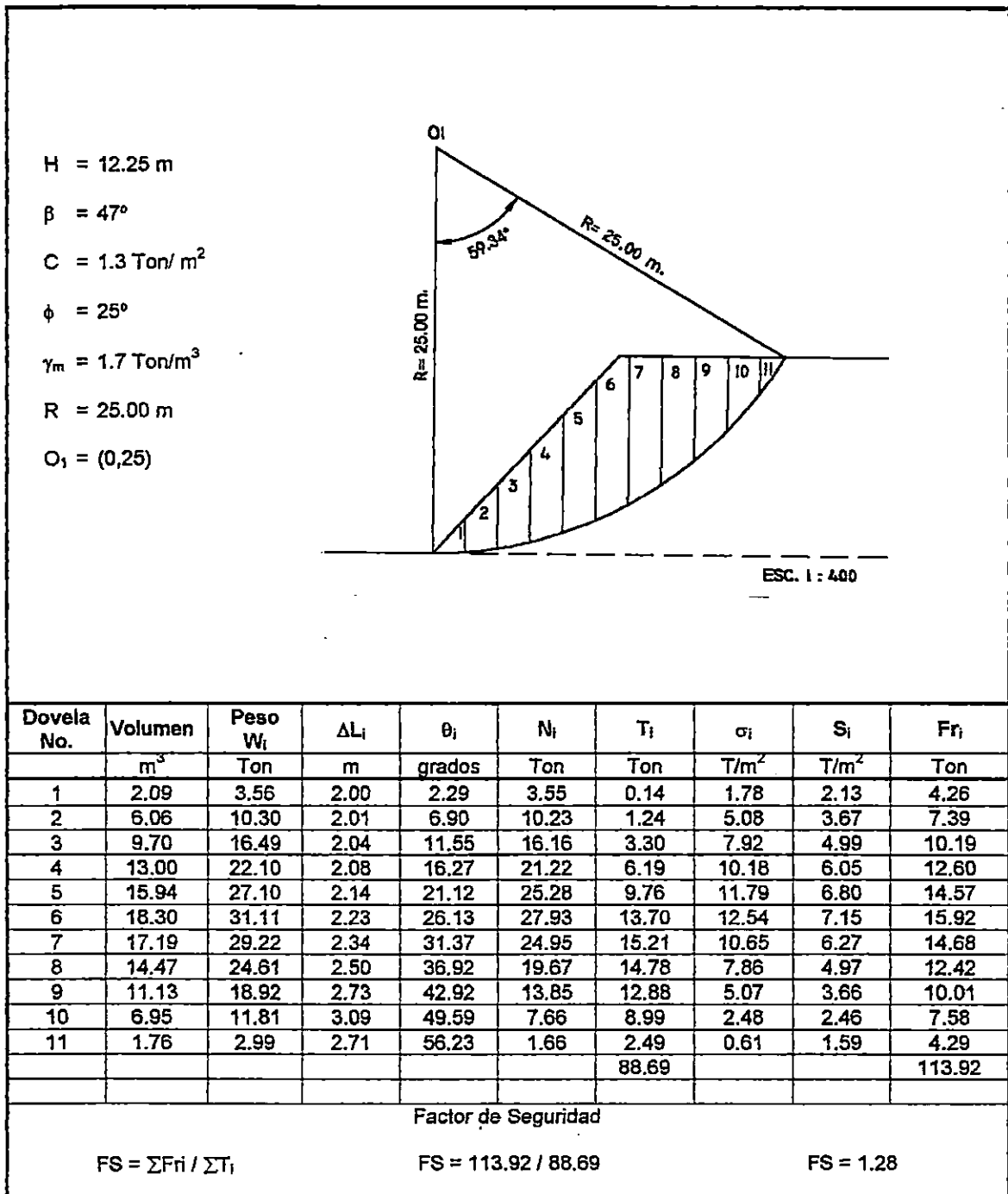
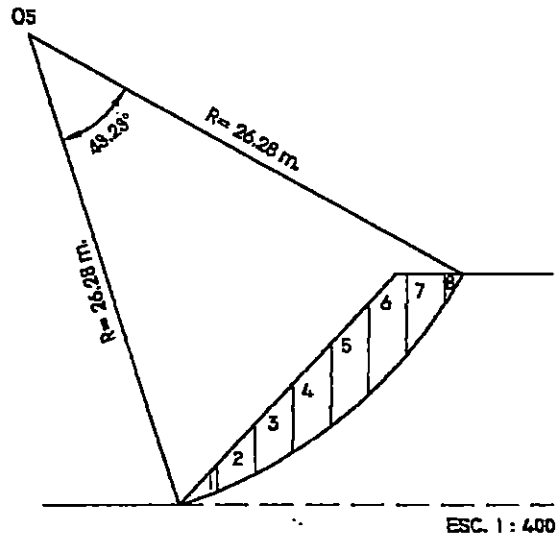


Tabla 2.8 Cálculo del Factor de Seguridad para el Círculo de Prueba con Centro de  $O_5$ .

$H = 12.25 \text{ m}$   
 $\beta = 47^\circ$   
 $C = 1.3 \text{ Ton/m}^2$   
 $\phi = 25^\circ$   
 $\gamma_m = 1.7 \text{ Ton/m}^3$   
 $R = 26.28 \text{ m}$   
 $O_5 = (8,25)$



Dovela No.	Volumen $m^3$	Peso $W_i$ Ton	$\Delta L_i$ m	$\theta_i$ grados	$N_i$ Ton	$T_i$ Ton	$\sigma_i$ $T/m^2$	$S_i$ $T/m^2$	$Fr_i$ Ton
1	1.51	2.57	2.12	20.16	2.41	0.88	1.14	1.83	3.88
2	4.15	7.06	2.20	24.77	6.41	2.96	2.91	2.66	5.85
3	6.39	10.86	2.30	29.68	9.43	5.38	4.10	3.21	7.39
4	8.15	13.86	2.44	34.85	11.37	7.92	4.67	3.48	8.47
5	9.36	15.91	2.63	40.85	12.04	10.41	4.59	3.44	9.03
6	9.69	16.48	2.90	46.39	11.36	11.93	3.92	3.13	9.07
7	6.04	10.27	3.34	53.20	6.15	8.22	1.84	2.16	7.21
8	0.82	1.39	1.90	58.91	0.72	1.19	0.38	1.48	2.80
$\Sigma$						48.89			53.70

Factor de Seguridad

$$FS = \Sigma Fr_i / \Sigma T_i$$

$$FS = 53.70 / 48.89$$

$$FS = 1.10$$



Tabla 2.9 Cálculo del Factor de Seguridad para el Círculo de Prueba con Centro de  $O_6$ .

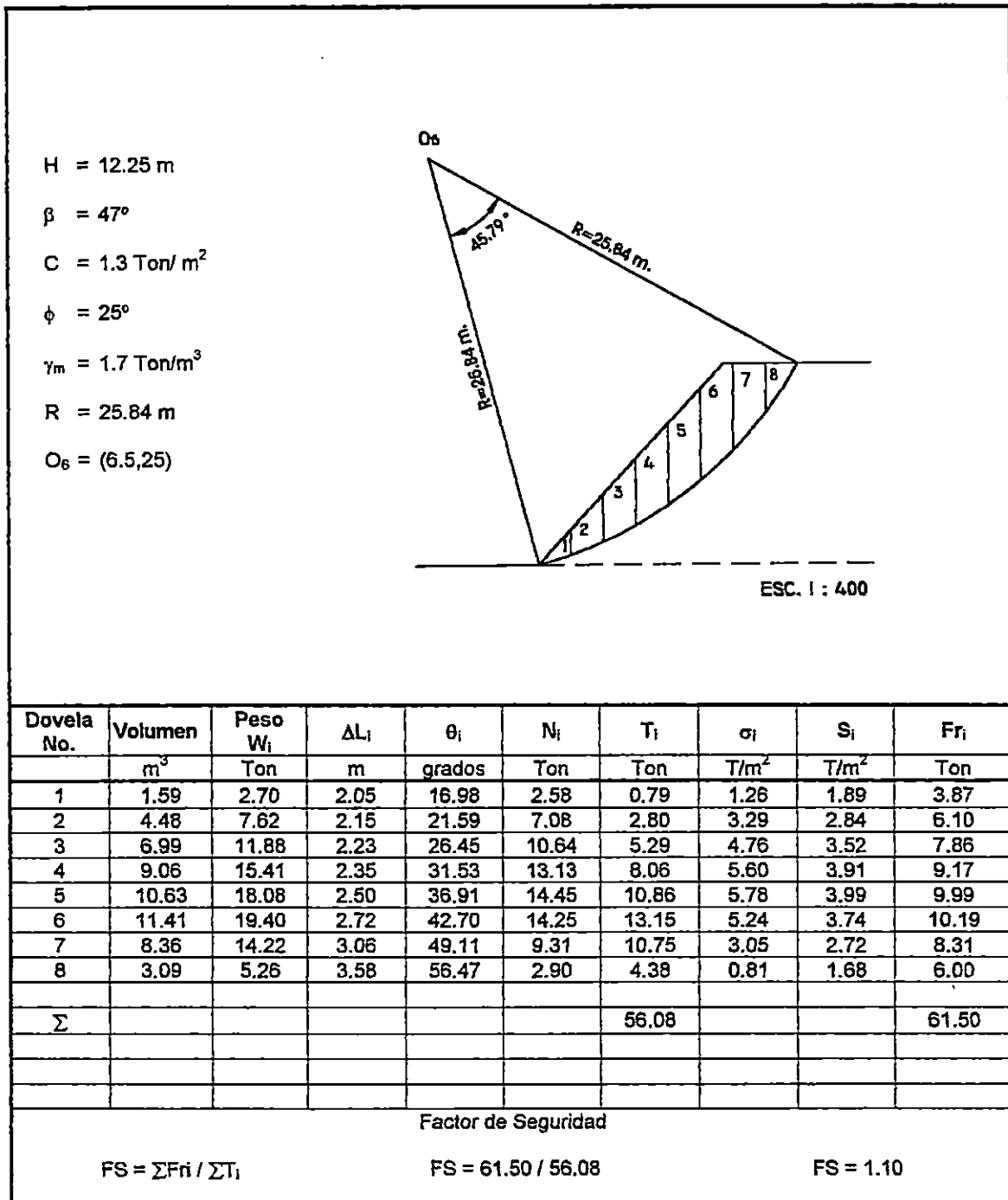


Tabla 2.10 Cálculo del Factor de Seguridad para el Círculo de Prueba con Centro de  $O_B$ .

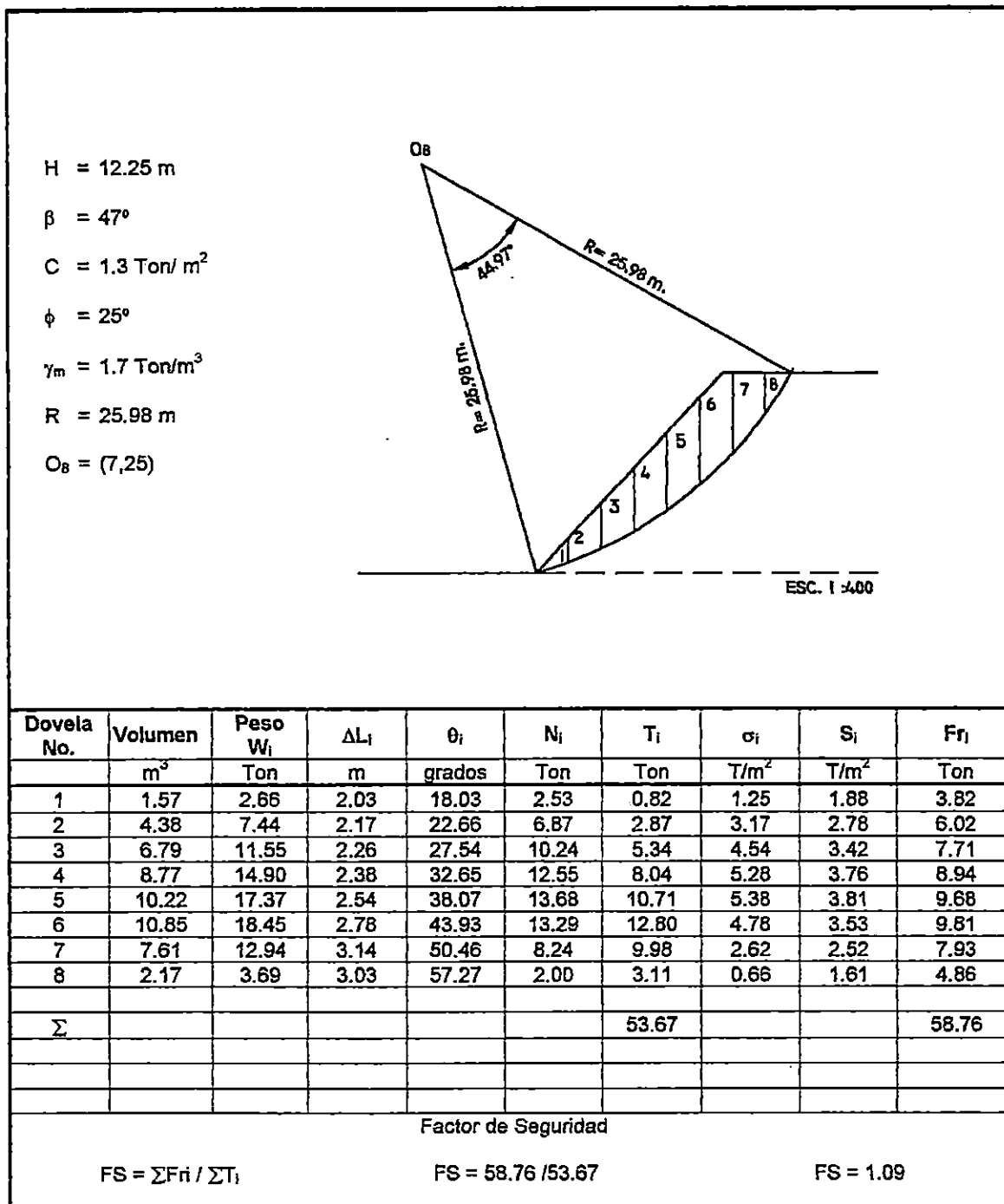
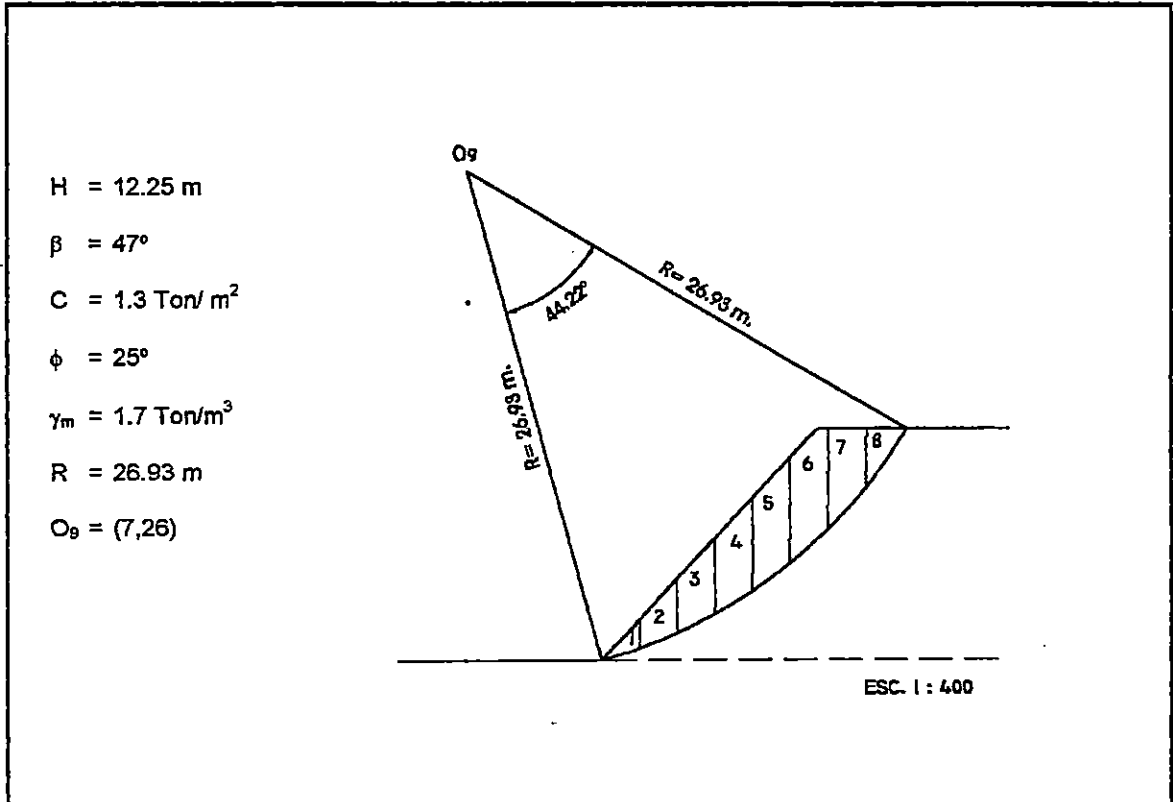
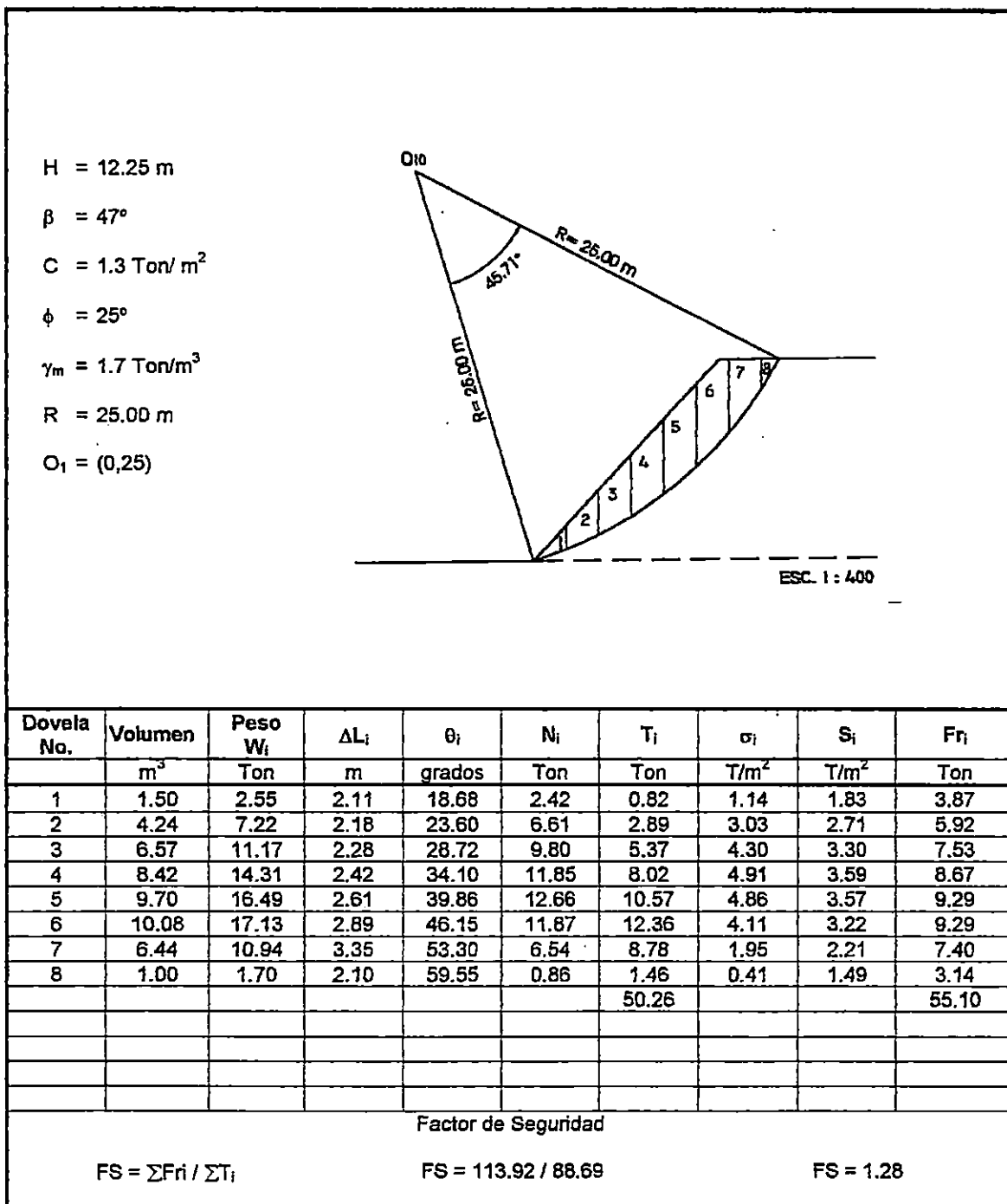


Tabla 2.11 Cálculo del Factor de Seguridad para el Círculo de Prueba con Centro de  $O_9$ .



Dovela No.	Volumen $\text{m}^3$	Peso $W_i$ Ton	$\Delta L_i$ m	$\theta_i$ grados	$N_i$ Ton	$T_i$ Ton	$\sigma_i$ $\text{T/m}^2$	$S_i$ $\text{T/m}^2$	$F_{r_i}$ Ton
1	1.55	2.64	2.03	17.30	2.52	0.78	1.24	1.88	3.81
2	4.42	7.51	2.15	21.82	6.98	2.79	3.24	2.81	6.05
3	6.92	11.76	2.23	26.49	10.52	5.25	4.71	3.50	7.81
4	9.00	15.30	2.34	30.36	13.20	7.73	5.63	3.93	9.20
5	10.60	18.02	2.49	36.50	14.48	10.72	5.82	4.01	9.99
6	11.44	19.45	2.69	42.02	14.45	13.02	5.37	3.80	10.24
7	8.51	14.47	2.99	48.07	9.67	10.77	3.23	2.81	8.40
8	3.50	5.95	3.77	55.27	3.39	4.89	0.90	1.72	6.49
$\Sigma$						55.95			61.99
Factor de Seguridad									
$FS = \Sigma F_{r_i} / \Sigma T_i$			$FS = 61.99 / 55.95$				$FS = 1.11$		

Tabla 2.12 Cálculo del Factor de Seguridad para el Círculo de Prueba con Centro de  $O_{10}$ .



#### 2.4.4 MÉTODO DE LA COHESION EQUIVALENTE

- Cálculo de los ángulos direccionales  $\beta_A$  y  $\beta_B$ .

De la tabla 2.2 para  $\beta = 45^\circ$  y  $\beta = 60^\circ$ , se obtiene el valor de los ángulos direccionales  $\beta_A$  y  $\beta_B$ :

$$\beta = 45^\circ \quad \beta_A = 28^\circ \quad \text{y} \quad \beta_B = 38^\circ$$

$$\beta = 60^\circ \quad \beta_A = 29^\circ \quad \text{y} \quad \beta_B = 40^\circ$$

Como el ángulo de inclinación del talud que se analiza es  $\beta = 47^\circ$ , se interpola entre los valores encontrados anteriormente, y se obtiene:

$$\beta_A = 28.13^\circ \quad \text{y} \quad \beta_B = 38.27^\circ$$

Con el valor de estos ángulos direccionales se ubica el punto  $O_o$ , como aparece en la figura 2.31.

- Se calculan los valores de  $4.5 H$  y  $2 H$ , para ubicar el punto  $K$  que define la línea de los centros de los círculos de prueba (ver figura 2.31).
- Se procede a realizar pruebas ubicando los centros de los círculos de falla a lo largo de la línea  $O_o - K$ . Los cálculos aparecen detallados en las tablas siguientes.

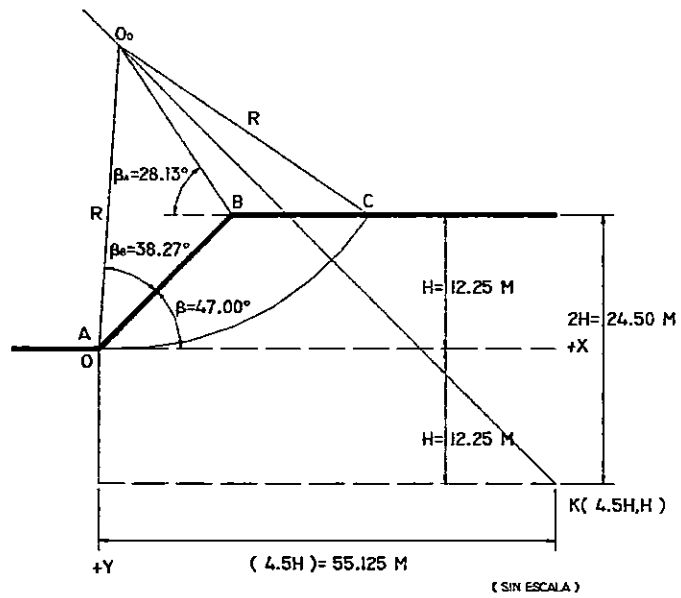


Figura 2.31 Aplicación del Método de la Cohesión Equivalente

Al final de los cálculos de este método, aparece la gráfica donde se muestran los círculos de prueba con su respectiva cohesión, y el punto donde se determina la cohesión máxima ( $c_{max}$ ) ver figura 2.32.

Tabla 2.13 Cálculo de la Cohesión C para círculo con Centro en O<sub>0</sub> por el Método de la Cohesión Equivalente

H = 12.25		R = 18.19 m	
β = 47°		L = 23.58 m	
C = 1.3 Ton/m <sup>2</sup>		γ <sub>m</sub> = 1.7 Ton/m <sup>3</sup>	
φ = 25°		2θ = 74.28°	

Dovela No.	Volumen	Peso W	θ <sub>i</sub>	N <sub>i</sub>	T <sub>i</sub>
	m <sup>3</sup>	Ton	grados	Ton	Ton
1	5.75	9.78	-10.07	9.63	-1.71
2	16.24	27.61	-0.53	27.61	-0.26
3	25.23	42.88	8.99	42.36	6.70
4	32.47	55.21	31.62	47.01	28.94
5	18.19	30.92	29.19	26.99	15.08
6	25.31	43.03	40.88	32.53	28.16
7	15.26	25.95	55.51	14.69	21.39
8	1.52	2.59	68.43	0.95	2.41
Σ				201.78	100.72

$$C = \frac{\sum T_i - \tan \phi \sum N_i}{L}$$

$$C = \frac{100.72 - \tan(25^\circ) * 201.78}{23.58}$$

$$C = 0.281$$

$$FS = \frac{\tan \phi \sum N + C L}{\sum T}$$

$$FS = \frac{\tan(47^\circ)(201.78) + (1.3)(23.58)}{100.72}$$

$$FS = 1.24$$

Tabla 2.14 Cálculo de la Cohesión C para círculo con Centro en O<sub>1</sub> por el Método de la Cohesión Equivalente

H = 12.25		R = 19.56 m	
β = 47°		L = 24.69 m	
C = 1.3 Ton/m <sup>2</sup>		γ <sub>m</sub> = 1.7 Ton/m <sup>3</sup>	
φ = 25°		2θ = 72.30°	

Doveia No.	Volumen	Peso W	θ <sub>i</sub>	N <sub>i</sub>	T <sub>i</sub>
	m <sup>3</sup>	Ton	grados	Ton	Ton
1	4.83	8.20	0.30	8.20	0.04
2	13.82	23.50	9.16	23.20	3.74
3	21.28	36.18	18.24	34.36	11.32
4	26.93	45.78	27.85	40.47	21.38
5	24.20	41.14	38.44	32.22	25.58
6	15.28	25.98	51.06	16.33	20.21
7	2.58	4.39	63.14	1.98	3.92
Σ				156.78	86.19

$$C = \frac{\sum T_i - \tan \phi \sum N_i}{L}$$

$$C = \frac{86.19 - \tan(25^\circ) * 156.78}{24.69}$$

$$C = 0.530$$

$$FS = \frac{\tan \phi \sum N + C L}{\sum T}$$

$$FS = \frac{\tan(47^\circ) * (156.78) + 1.3 * 24.69}{86.19}$$

$$FS = 1.22$$



**Tabla 2.15 Cálculo de la Cohesión C para círculo con Centro en O<sub>2</sub> por el Método de la Cohesión Equivalente**

H = 12.25	R = 21.53 m
β = 47°	L = 22.44 m
C = 1.3 Ton/m <sup>2</sup>	γ <sub>m</sub> = 1.7 Ton/m <sup>3</sup>
φ = 25°	2θ = 59.71°

Dovela No.	Volumen	Peso W	θ <sub>i</sub>	N <sub>i</sub>	T <sub>i</sub>
	m <sup>3</sup>	Ton	grados	Ton	Ton
1	4.22	7.17	9.04	7.08	1.13
2	11.77	20.00	17.27	19.10	5.94
3	17.86	30.36	25.90	27.31	13.26
4	22.02	37.43	35.23	30.57	21.59
5	17.47	29.69	45.87	20.68	21.31
6	5.87	9.97	58.16	5.26	8.47
Σ				110.00	71.70

$$C = \frac{\sum T_i - \tan \phi \sum N_i}{L}$$

$$C = \frac{71.70 - \tan(25^\circ) * 110.00}{22.44}$$

$$C = 0.909$$

$$FS = \frac{\tan \phi \sum N_i + C L}{\sum T_i}$$

$$FS = \frac{\tan(47^\circ) * (110.00) + 1.3 * 22.44}{71.70}$$

$$FS = 1.12$$

**Tabla 2.16 Cálculo de la Cohesión C para círculo con Centro en O<sub>3</sub> por el Método de la Cohesión Equivalente**

H = 12.25		R = 23.94 m	
β = 47°		L = 20.85 m	
C = 1.3 Ton/m <sup>2</sup>		γ <sub>m</sub> = 1.7 Ton/m <sup>3</sup>	
φ = 25°		2θ = 49.70°	

Doveia No.	Volumen	Peso W	θ <sub>i</sub>	N <sub>i</sub>	T <sub>i</sub>
	m <sup>3</sup>	Ton	grados	Ton	Ton
1	3.63	6.17	16.14	5.93	1.72
2	10.00	17.01	23.82	15.56	6.87
3	14.89	25.31	31.98	21.47	13.41
4	17.71	30.10	40.98	22.73	19.74
5	11.46	19.48	51.52	12.12	15.25
6	0.98	1.66	59.80	0.84	1.43
Σ				78.64	58.42

$$C = \frac{\sum T_i - \tan \phi \sum N_i}{L}$$

$$C = \frac{58.42 - \tan(25^\circ) * 78.64}{20.85}$$

$$C = 1.043$$

$$FS = \frac{\tan \phi \sum N + C L}{\sum T}$$

$$FS = \frac{\tan(47^\circ) * (78.64) + 1.3 * 20.85}{58.42}$$

$$FS = 1.09$$

**Tabla 2.17 Cálculo de la Cohesión C para círculo con Centro en O<sub>4</sub> por el Método de la Cohesión Equivalente**

H = 12.25	R = 26.68 m
β = 47°	L = 19.69 m
C = 1.3 Ton/m <sup>2</sup>	γ <sub>m</sub> = 1.7 Ton/m <sup>3</sup>
φ = 25°	2θ = 42.29°

Dovela No.	Volumen	Peso W	θ <sub>i</sub>	N <sub>i</sub>	T <sub>i</sub>
	m <sup>3</sup>	Ton	Grados	Ton	Ton
1	3.13	5.31	21.86	4.93	1.98
2	8.49	14.44	29.03	12.62	7.00
3	12.33	20.95	36.74	16.79	12.53
4	13.96	23.74	45.35	16.68	16.89
5	6.22	10.58	55.31	6.02	8.70
Σ				57.05	47.10

$$C = \frac{\sum T_i - \tan \phi \sum N_i}{L}$$

$$C = \frac{47.10 - \tan(25^\circ) * 57.05}{19.69}$$

$$C = 1.041$$

$$FS = \frac{\tan \phi \sum N + C L}{\sum T}$$

$$FS = \frac{\tan(47^\circ) * (57.05) + 1.3 * 19.69}{47.10}$$

$$FS = 1.11$$

**Tabla 2.18 Cálculo de la Cohesión C para círculo con Centro en O<sub>5</sub> por el Método de la Cohesión Equivalente**

H = 12.25	R = 29.56 m
$\beta = 47^\circ$	L = 18.83 m
C = 1.3 Ton/m <sup>2</sup>	$\gamma_m = 1.7$ Ton/m <sup>3</sup>
$\phi = 25^\circ$	$2\theta = 36.40^\circ$

Dovela No.	Volumen	Peso W	$\theta_i$	N <sub>i</sub>	T <sub>i</sub>
	m <sup>3</sup>	Ton	grados	Ton	Ton
1	2.69	4.58	26.46	4.10	2.04
2	7.19	12.22	33.16	10.23	6.68
3	10.11	17.18	40.44	13.08	11.14
4	10.73	18.23	48.64	12.05	13.68
5	2.79	4.74	56.32	2.63	3.94
Σ				42.08	37.49

$$C = \frac{\sum T_i - \tan \phi \sum N_i}{L}$$

$$C = \frac{37.49 - \tan(25^\circ) * 42.08}{18.83}$$

$$C = 0.949$$

$$FS = \frac{\tan \phi \sum N + C L}{\sum T}$$

$$FS = \frac{\tan(47^\circ) * (42.08) + 1.3 * 18.83}{37.49}$$

$$FS = 1.18$$

**Tabla 2.19 Cálculo de la Cohesión C para círculo con Centro en  $O_{crit}$  por el Método de la Cohesión Equivalente**

H = 12.25		R = 25.20 m	
$\beta = 47^\circ$		L = 20.85 m	
C = 1.3 Ton/m <sup>2</sup>		$\gamma_m = 1.7$ Ton/m <sup>3</sup>	
$\phi = 25^\circ$		$2\theta = 46.04^\circ$	

Dovela No.	Volumen	Peso W	$\theta_i$	$N_i$	$T_i$
	m <sup>3</sup>	Ton	grados	Ton	Ton
1	4.83	8.20	0.30	8.20	0.04
2	13.82	23.50	9.16	23.20	3.74
3	21.28	36.18	18.24	34.36	11.32
4	26.93	45.78	27.85	40.47	21.38
5	24.20	41.14	38.44	32.22	25.58
6	15.28	25.98	51.06	16.33	20.21
7	2.58	4.39	63.14	1.98	3.92
				156.78	86.19

$$C = \frac{\sum T_i - \tan \phi \sum N_i}{L}$$

$$C = \frac{86.19 - \tan(25^\circ) * 156.78}{23.58}$$

$$C = 0.53$$

$$FS = \frac{\tan \phi \sum N + C L}{\sum T}$$

$$FS = \frac{\tan(47^\circ) * (156.78) + 1.3 * 20.25}{86.19}$$

$$FS = 1.09$$

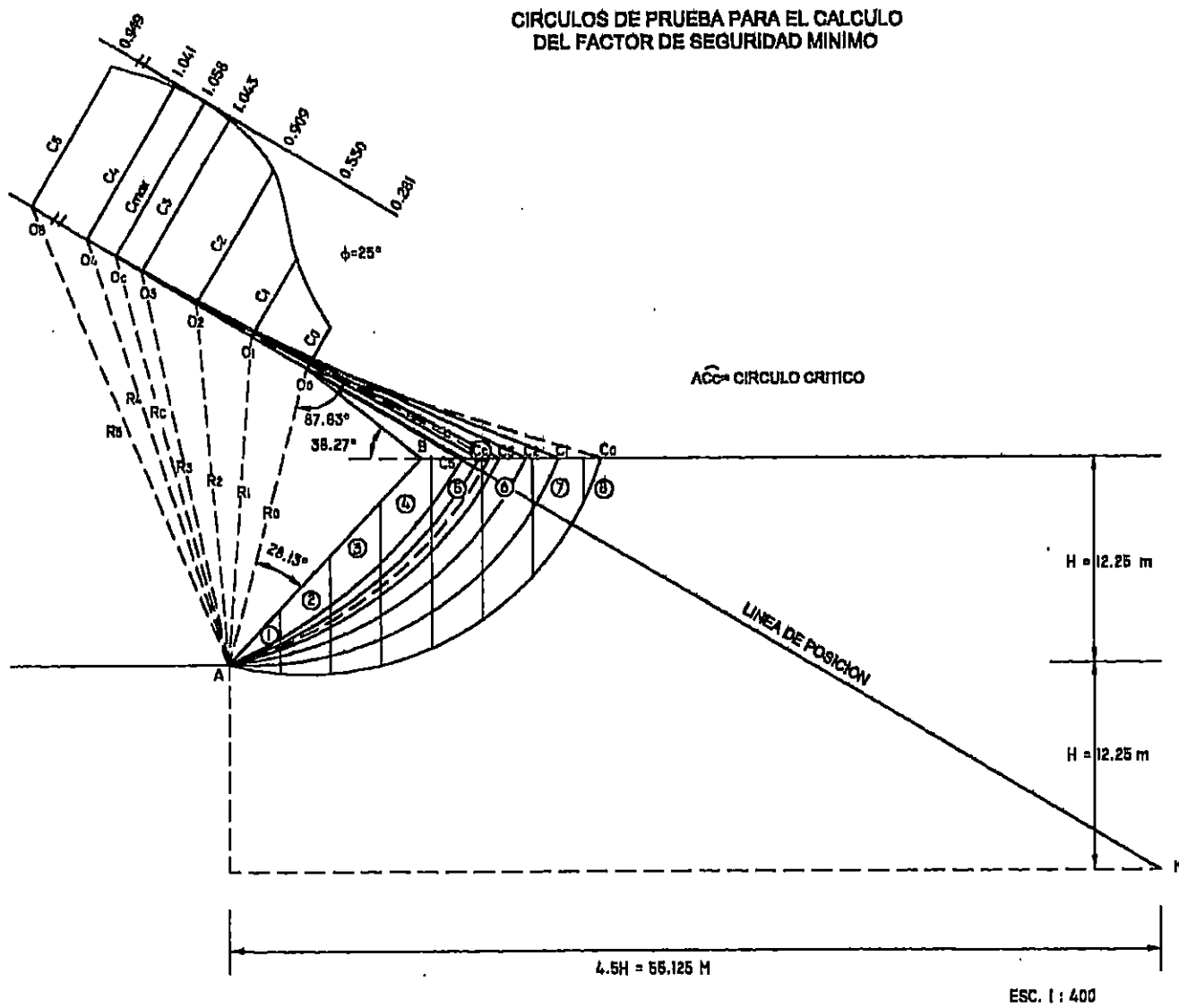


Figura 2.32 Localización del círculo crítico,  $O_c$

**Tabla 2.20 Resumen de los resultados obtenidos del análisis de estabilidad**

<b>Métodos de análisis</b>	<b>FS<sub>min</sub></b>
Taylor	1.13
Jambú	1.04
Cohesión equivalente	1.09
Fellenius (dovelas)	1.09

La tabla 2.20 presenta los resultados obtenidos del análisis de estabilidad por los métodos desarrollados anteriormente; observando, que para la condición analizada, el talud es inestable, ya que no cumple el  $FS_{min} = 1.4$ , requerido para la condición gravitacional, establecido en la norma técnica para el diseño de estabilidad de taludes del Ministerio de Obras Públicas.

Los métodos iterativos proporcionan iguales resultados, mientras que la variación del factor de Seguridad calculado por el método de Taylor respecto a éstos es de 3.54% y el Método de Jambú varía en un 4.59%; obteniendo resultados aproximados entre los métodos iterativos y los métodos gráficos.

## CONCLUSIONES

1. Los métodos de Fellenius y Bishop son los métodos de análisis de estabilidad de Taludes más completos con que se cuenta, pues su aplicación abarca condiciones que frecuentemente se presentan en la práctica, como por ejemplo: taludes formados por diferentes tipos de suelos, con sobrecarga en el cuerpo y en la corona del talud, presencia de presión de poros y efecto sísmico; sin embargo la aplicación de estos métodos es a base de tanteos, lo cual implica tiempo y costo para obtener los resultados.
2. El método gráfico de Taylor permite efectuar el análisis de estabilidad a taludes donde actúa únicamente el peso de la masa deslizante, bajo esta condición y tomando en cuenta las características geométricas del talud, los parámetros  $C$  y  $\phi$  del suelo, el círculo de falla queda definido por las siguientes condiciones:

Para  $\phi = 0$ ,  $C \neq 0$  y  $\beta < 53^\circ$ , el círculo crítico de falla pasa por el pie del talud.

Para  $\phi = 0$ ,  $C = 0$  y  $\beta \geq 53^\circ$ , el círculo crítico de falla pasa por la base del talud.



Para  $\phi \neq 0$ ,  $C \neq 0$  y  $\beta > 0^\circ$ , el círculo de falla corresponde únicamente a falla por el pie del talud, por lo tanto será necesario estudiar la posibilidad de falla por la base, para llegar a determinar el círculo más crítico posible.

3. Los métodos de análisis de estabilidad de taludes en los que se hace uso de dovelas para su aplicación, como por ejemplo el Método de Fellenius y el Método de Bishop, suponen como una línea recta la base circular de cada dovela; por lo que a mayor número de dovelas se consideren en el análisis, la suposición es más precisa, logrando con esto mayor aproximación en los resultados del método.
  
4. Es difícil decir cuál ha de ser el valor de FS que refleje condiciones de estabilidad para el talud, pues el valor de  $F_{s_{min}}$  que sugiere la norma es únicamente una primera aproximación de estabilidad; por lo que será necesario tomar en cuenta las condiciones del talud, propiedades físicas y mecánicas del suelo, la evolución de la resistencia del suelo del talud con el tiempo, etc., para escoger el método correctivo o preventivo que mantenga estable al talud a largo plazo.

5. Al comparar los resultados obtenidos en la aplicación de los métodos, se observa que los métodos gráficos son muy útiles cuando el talud a estudiar, presenta condiciones similares a las que se han tomado de base para el desarrollo de dichos métodos, ya que los resultados de los métodos gráficos son fáciles de obtener y difieren poco respecto a los métodos iterativos.

**CAPITULO III**  
**EXPERIENCIAS DE LA PRACTICA Y CASOS EN LA**  
**INESTABILIDAD DE LOS TALUDES**

### **CAPITULO III**

## **EXPERIENCIAS DE LA PRACTICA Y CASOS EN LA INESTABILIDAD DE LOS TALUDES**

### **INTRODUCCIÓN**

El presente capítulo, corresponde al estudio de los casos prácticos de aplicación en taludes localizados sobre la Autopista Internacional San Salvador – Aeropuerto Internacional El Salvador, Carretera a Comalapa.

Se seleccionaron tres taludes en los Kilómetros 6, 12½ y 27, respectivamente; a los cuales se les realizaron pruebas y ensayos de campo y de laboratorio, presentando los resultados obtenidos para cada uno, en los Anexos C y D. Las pruebas de campo que se realizan son: extracción de muestras inalteradas a cielo abierto y el ensayo de Penetración Estándar (Anexo C); las pruebas de laboratorio son: la prueba de compresión triaxial rápida (no drenada, no consolidada), análisis granulométrico, contenido de humedad y gravedad específica (Anexo D).

Tomando como base los parámetros de los suelos de los taludes, obtenidos en las pruebas y ensayos en el campo y en el laboratorio como son: el ángulo de fricción interna, la cohesión y el peso específico del material, se realiza el cálculo del factor de seguridad estático y pseudo estático por el Método de las Dovelas o de Fellenius y/o los Métodos de Donald W. Taylor, N. Jambú y Culmann, según el caso del talud que se

presente. Se analizan los resultados obtenidos de las pruebas de penetración estándar, ensayo triaxial y análisis de estabilidad. De esta manera, se concluye sobre la condición de inestabilidad de los taludes cuando están expuestos a cargas gravitatorias o a una combinación de cargas gravitatorias y fuerzas sísmicas.

Las recomendaciones técnicas alrededor de los tres casos de estudio, se basan en las condiciones del sitio, como son: las posibilidades económicas con que se cuenta en el lugar para poder dar tratamiento al problema, la disponibilidad de materiales en el sitio, la protección de la vía y el riesgo que corren las familias que habitan en las zonas de estudio, así como los vehículos que transitan en esta vía de primera importancia.

### **3.1 APLICACIÓN TÉCNICA A LOS CASOS DE ESTUDIO**

La aplicación técnica consiste en ensayar el análisis de los métodos realizados en el capítulo II, aplicados a garantizar la estabilidad de los taludes, en los casos de estudio, para utilizarlos como indicadores de prevención y corrección de la inestabilidad en los taludes, como se estudió en el capítulo I.

### **3.1.1 Localización y Descripción de los Taludes Seleccionados**

Para seleccionar los taludes que son objeto de estudio en este capítulo, se realizaron visitas de campo a diferentes sitios donde existen casos de taludes con problemas de inestabilidad, estos lugares son:

- 1) Autopista a Comalapa, taludes ubicados al oriente de la Colonia Monserrat, entre el Monumento al Hermano Lejano y el Ranchón Navarra.
- 2) Colonia La Providencia, San Salvador.
- 3) Comunidad La Garita, en el final de la calle Agua Caliente, Ciudad Delgado.
- 4) Cerro La Zompopera, La Palma, Chalatenango.
- 5) Lotificación Rosales, a 300 m al Oriente del Ranchón Navarra, Km 6 Autopista San Salvador – Aeropuerto Internacional de El Salvador.
- 6) Colonia San Luis, Km 12 ½ Autopista San Salvador – Aeropuerto Internacional de El Salvador.
- 7) Iglesia Católica de Olocuilta, Km 27, intersección con la Autopista San Salvador- Aeropuerto Internacional de El Salvador.

De los siete sitios enunciados anteriormente, se eligieron tres. Los criterios que se tomaron de base para la elección son:

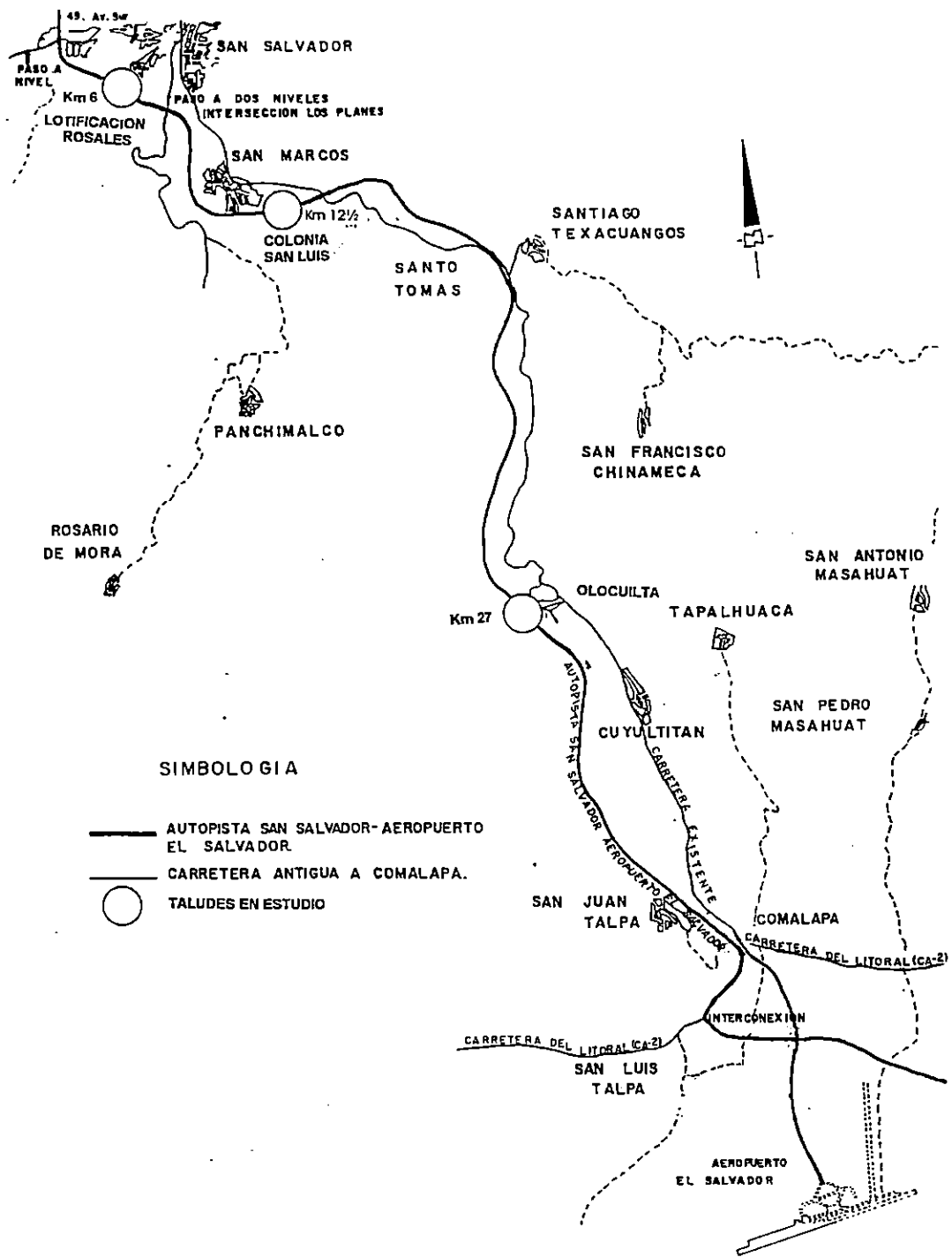
- Las características del talud en estudio. Se refiere a las características del suelo que conforma el talud, su naturaleza y tipificación, ya que si en un caso el talud está

conformado por roca, los estudios a realizar serán de otro tipo, que no está abordado en este estudio.

- La importancia del problema, a corto plazo y a largo plazo. Este criterio está basado en el riesgo y la amenaza que representa el talud en el sector localizado, provocando daños materiales u ocasionando pérdidas que incluyen vidas humanas.
- La dimensión del problema. Estudiar sitios cuyos problemas involucren gastos enormes para realizar estudios y pruebas, no es posible sin el debido financiamiento.

En base a los criterios descritos, se evaluaron las condiciones de los taludes visitados, y se eligieron los casos siguientes:

- 1) Lotificación Rosales, a 300 m al Oriente del Ranchón Navarra, Km 6 Autopista San Salvador – Aeropuerto Internacional de El Salvador (ver mapa 3.1).
- 2) Colonia San Luis, Km 12 ½ Autopista San Salvador – Aeropuerto Internacional de El Salvador (ver mapa 3.1).
- 3) Iglesia Católica de Olocuilta, Km 27 Autopista San Salvador –Aeropuerto Internacional de El Salvador (ver mapa 3.1).



MAPA 3.1 ESQUEMA DE UBICACIÓN DE LOS TALUDES ANALIZADOS



### **3.1.1.1 Talud Lotificación Rosales, km. 6, sobre la Autopista San Salvador – Aeropuerto Internacional de El Salvador.**

Este talud está ubicado entre el final de la calle Rosales, Colonia Dolores, Lotificación Rosales, Pasaje “B” y la Autopista San Salvador – Aeropuerto Internacional de El Salvador. Sus características son las siguientes:

- El talud tiene 20 m de altura aproximadamente, y una inclinación de 27°.
- La corona y el cuerpo del talud se encuentran sobrecargados por viviendas del tipo sistema mixto que pertenecen a la Lotificación Los Rosales.
- Debido a la topografía del terreno, el acceso a las viviendas es a través de gradas, sobre la pendiente, que en algunos casos están parcialmente destruidas, debido a los drenajes del pasaje Rosales y a la acción de las lluvias; a los efectos de un corte del terreno en forma de “L” realizado al costado poniente del talud<sup>33</sup>, así como a los escurrimientos de aguas servidas que descarga sobre el talud (ver fotos 3.1 y 3.2).
- En la base del talud existe una masa de material producto de la falla del cuerpo del mismo debido a las lluvias.
- La vegetación existente en el cuerpo del talud, es pobre y algunos arbustos y arboles presentan reptación.

---

<sup>33</sup> La magnitud del corte es de unos 150x30x20 m<sup>3</sup> desde el pie de la ladera para urbanización en varios lotes, donde ya existen construcciones importantes a la orilla de la carretera; convirtiendo la ladera en amenaza por inestabilidad para el talud que ha quedado atrás de las edificaciones y las residencias en la corona del talud restante

- El talud presenta zonas erosionadas por la lluvia y deslizamiento superficial en el cuerpo del mismo, por esto, los habitantes de las zonas más bajas, han tratado de evitar el problema colocando barreras naturales como izote, huertas y otras plantas ornamentales.
- Este talud, está influido por la acción sísmica, ya que en la corona hay un muro considerablemente pesado que corresponde a una residencia; el muro está localmente fallado en la corona y presenta volteo local por empujes activos. Estas fallas ocurrieron en el sismo del 10 de octubre de 1986.

### **3.1.1.2 Talud Colonia San Luis, Km 12 ½ Autopista San Salvador – Aeropuerto Internacional de El Salvador.**

Este talud se encuentra ubicado en el Km 12 ½ al costado sur de la autopista que de San Salvador conduce al Aeropuerto Internacional de El Salvador, sus características son las siguientes:

- Las construcciones existentes en la corona del talud son del tipo mixto.
- El talud se encuentra a 7.70 m de la calzada de la vía, tiene una altura de 12m, una inclinación de 90° y una longitud de 50m. El talud presenta deslizamientos en la parte superior y media del cuerpo y una cárcava con dimensiones de 3m de largo, 1.5m de ancho y una profundidad de 0.60m (ver foto 3.3).

- En el pie del talud hay presencia de material de talus, producto de los deslizamientos, este material aun no cubre la calzada, pero dentro de poco tiempo puede incluso obstaculizar parte de la vía, en época invernal.
- La vegetación en el cuerpo del talud es muy pobre y los pocos arboles existentes presentan problemas de reptación.
- La corona posee una sobrecarga producto de la construcción de una vivienda y una iglesia evangélica; la vivienda está ubicada a 2.8 m de la corona en el costado sur, y el costado norte de la misma ya perdió una esquina de 3m x 2m en una habitación, quedando en voladizo el techo y la parte superior de la pared (ver foto 3.3).
- La iglesia se ubica en una terraza inferior a la de la vivienda. En dicho sector se ha proporcionado un tratamiento sencillo al talud que consiste en un recubrimiento de mortero pobre.

La parte del talud que se analizará será la correspondiente al sector más desfavorable, como es el talud en cuya corona está ubicada la vivienda, a la cual el material deslizado le ha ocasionado daños.

### **3.1.1.3 Talud Iglesia Católica de Olocuilta, Km 27 Autopista San Salvador – Aeropuerto Internacional de El Salvador.**

El talud está ubicado en la salida Sur Oriente de Olocuilta, al costado Oriente de la Autopista San Salvador – Aeropuerto Internacional de El Salvador. Las características que presenta son las siguientes:

- El talud se encuentra cargado en su corona, a una distancia de retiro de 1m a 2m, donde existen viviendas del tipo mixto, de una planta y una iglesia católica sobre dicha corona.
- Existe desprendimiento superficial de material de suelo en el cuerpo del talud, lo cual ha generado disminución del área de seguridad en las viviendas que se encuentran en la corona del mismo (ver foto 3.4).
- El acceso de salida vehicular de la ciudad de Olocuilta a la Autopista se encuentra a 4.35 m del pie del talud, parte de la calzada se encuentra obstaculizada por el material que se ha desprendido del talud (material de talus), así como de los últimos deslizamientos ocurridos durante el invierno pasado (foto 3.5).
- Una parte del cuerpo del talud se encuentra recubierta por una capa delgada de mortero pobre, pero este tratamiento ya ha comenzado a desprenderse, por lo que el problema aun persiste.
- En las orillas de la carretera, en la base del talud, se encuentra ubicada una gran cantidad de champas que son utilizadas para el negocio de la venta de pupusas (ver fotos 3.5 y 3.6).
- En otro sector del talud, sobre el cuerpo del mismo, descarga una tubería de 4", cuya procedencia es de las aguas lluvias de la iglesia católica antes mencionada. En las orillas del mismo, la descarga de esta tubería, ha provocado una cárcava; en el cuerpo del talud, con dimensiones aproximadas de 2 m de ancho por 3 de largo y una profundidad de 0.75 m (ver foto 3.7)
- La vegetación en el sitio es escasa y los árboles existentes presentan problemas de reptación a tal grado que se encuentran casi colgados del cuerpo del talud por medio de sus raíces (ver foto 3.4).

### **3.1.2 Pruebas y Ensayos**

Con el objeto de determinar las propiedades mecánicas e índices del suelo en los taludes en estudio, se efectuó el siguiente trabajo de campo y de laboratorio:

#### **3.1.2.1 Trabajo de Campo**

Como trabajo de campo, se realizó un levantamiento topográfico para realizar las descripciones de las dimensiones de los taludes así como la existencia de grietas, cárcavas o surcos en los mismos, ver anexo D. Se efectuó una exploración del subsuelo por medio de Ensayos de Penetración Estándar, anexo D, y se extrajeron muestras inalteradas de un pozo a cielo abierto de 1.50 x 1.50 en el tercio inferior del cuerpo de cada talud.

A continuación se proporciona una breve descripción sobre las pruebas y ensayos de suelos que se realizaron a los taludes en estudio.

##### **a) Prueba de Penetración Estándar (SPT)**

Este procedimiento de exploración es una forma de estimar los parámetros del suelo y proporciona información útil de la descripción del subsuelo que conforma el talud.

Cuando los suelos que se analizan son puramente friccionantes, la prueba permite conocer la compacidad de los mantos; y en suelos plásticos, la prueba permite

adquirir una idea bastante conservadora de la resistencia a la compresión simple ( $q_u$ ).

El objetivo de realizar estas pruebas en los taludes fue conocer la estratigrafía y los parámetros de resistencia del subsuelo por medio de perforaciones en la sección transversal del talud, según se muestra en la foto 3.10. Ver registros en anexo D.

#### b) Extracción de muestras a cielo abierto para Prueba Inalterada

Esta prueba permite extraer una muestra de suelo natural, tal que se conserven sus características principales: humedad, estructura, compacidad, etc.

El objetivo de esta prueba es utilizar la muestra inalterada que se extrajo en el campo para utilizarla en el laboratorio ensayando probetas de 5cm de diámetro por 10cm 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: la prueba de compresión triaxial, granulometría, gravedad específica, etc.

#### 3.1.2.2 Trabajo de Laboratorio

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

a) Clasificación de suelos.

La clasificación del suelo se efectúa en base al "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 Específica, siguiendo las normas de la ASTM (American Society for Testing and Materials) D 2216-, 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 ( $\phi$ ) del mismo, se realizó la prueba de Compresión Triaxial Rápida (no drenada, no consolidada), según la Norma ASTM D2850, para cada muestra inalterada extraída de los taludes en estudio.

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 una velocidad de 1 mm/min. y presiones de confinamiento de 0.5 kg/cm<sup>2</sup>, 1.0 kg/cm<sup>2</sup>, y

1.5 kg/cm<sup>2</sup>. Se tomaron lecturas de carga y deformaciones longitudinales a cada 30 s, hasta llegar a la falla, según cada caso.

### **3.2 Resultados Obtenidos.**

Se han obtenido los datos necesarios para desarrollar un estudio analítico de estabilidad de los talud; iniciándolo desde la visita al sitio, hasta desarrollar las pruebas y ensayos necesarios para aplicar un método de análisis de estabilidad, y así poder determinar el factor de seguridad que representa un valor numérico de la condición del talud. Partiendo de este valor, de las condiciones in situ del talud y de los parámetros obtenidos por las pruebas y ensayos de campo y de laboratorio, se ha llegado a definir si el talud es estable o inestable bajo las condiciones a que está sometido, y de esta manera proporcionar recomendaciones técnicas viables para poder llegar a la solucionar el problema.

#### **3.2.1 Resultados Obtenidos de las Pruebas y Ensayos**

Habiendo realizado ensayos de compresión triaxial y una prueba de penetración estándar para cada talud, se obtuvieron los parámetros que caracterizan el suelo que compone cada talud. Los resultados obtenidos se presentan en los anexos C y D, respectivamente.



### 3.2.2 Análisis de Estabilidad de los taludes en estudio y resultados Obtenidos

Partiendo de los resultados de las pruebas triaxiales como son el valor de la cohesión y el ángulo de fricción interna de los suelos que conforman a cada talud estudiado, se realizaron los cálculos de los factores de seguridad por los métodos de análisis de estabilidad siguientes: Método de Donald W. Taylor, Método de N. Jambú, Método de Culmann aplicando la Solución Simplificada de Taylor y el Método de Fellenius o de las Dovelas. Estos métodos se han aplicado dependiendo de las características del talud que se esté estudiando. A continuación se presentan los resultados del análisis de estabilidad para cada talud estudiado. Al final de estos cálculos se presenta un resumen de los resultados obtenidos por los métodos de análisis en cada talud, y otro resumen de los parámetros del suelo y de los factores de seguridad mínimos para cada talud estudiado

#### 3.2.2.1 Cálculo del Factor de Seguridad Talud Lotificación Rosales, Km 6 Autopista a Comalapa.

Datos:

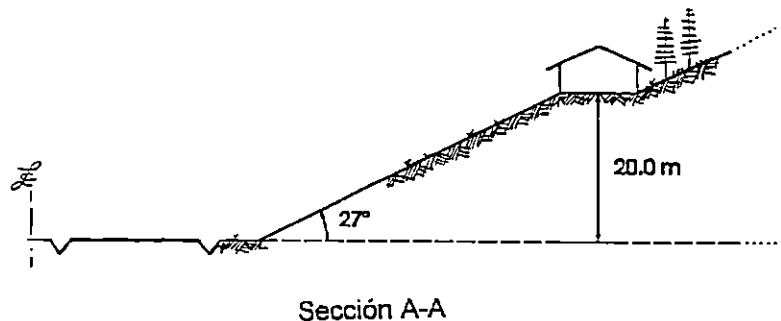
$$C = 0.82 \text{ kg/cm}^2 = 8.20 \text{ Ton/m}^2$$

$$\phi = 32.15^\circ$$

$$\gamma_m = 1.57 \text{ gr/cm}^3 = 1.57 \text{ Ton/m}^3$$

$$H = 20.0 \text{ m}$$

$$\beta = 27^\circ$$



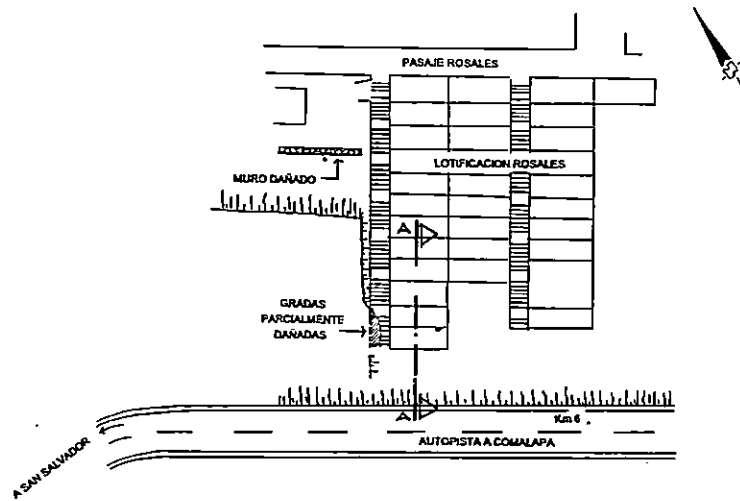


Figura 3.1 Talud Lotificación Rosales

**a) Análisis de Estabilidad por el Método Gráfico de Donald W. Taylor**

El método gráfico de Taylor no es aplicable a taludes con ángulos de inclinación menores que el ángulo de fricción interna del suelo que conforma el talud ( $\beta=27^\circ < \phi=32.15$ ), por lo tanto el análisis de estabilidad correspondiente al talud de la Lotificación Rosales se hará solamente por el Método Gráfico de Jambú y por el Método de Fellenius. El talud de la Colonia San Luis y el talud de la iglesia de Olcuilta, se analizarán por los tres métodos citados.

**b) Análisis de Estabilidad por el Método Gráfico de Jambú.**

El factor de seguridad que se obtiene por este método, es para círculos de falla críticos que pasan por el pie del talud. El procedimiento para obtenerlo es el siguiente:

i) Análisis sin sobrecarga

El valor del factor de seguridad es calculado por la ecuación 2.47 como sigue:

$$FS = \frac{Ne C}{\gamma_m H}$$

El parámetro  $\lambda_{c\phi}$  viene expresado por la ecuación 2.48, y su cálculo es el siguiente:

$$\lambda_{c\phi} = \frac{\gamma_m H \tan(\phi)}{C} \quad (2.48)$$

$$\lambda_{c\phi} = \frac{(1.57)(20)(\tan 32.15^\circ)}{8.2 \text{ Ton/m}^2} = 2.41$$

Interpolando los valores de  $\beta = 27^\circ$  y  $\lambda_{c\phi} = 2.41$  en la figura 2.14, se obtiene  $Ne = 13.80$

Sustituyendo  $Ne = 13.80$  en la expresión 2.47 se obtiene:

$$FS = \frac{(32.80)(8.2 \text{ Ton/m}^2)}{(1.57 \text{ Ton/m}^3)(20\text{m})} = 3.60$$

$$FS = 3.60$$

**c) Análisis de Estabilidad por el Método de Culmann aplicando la Solución Simplificada de Taylor**

Este método, mantiene las consideraciones del Método de Taylor, por lo tanto no es aplicable a este tipo de talud.

#### d) Análisis de Estabilidad por el Método de las Dovelas

Al analizar el ángulo de inclinación del talud, y en base a las consideraciones de Taylor (sección 2.1.3), referente a que los taludes con ángulos de inclinación menores de 53° presentan falla en la base, se han considerado círculos de análisis por la base del talud. Si embargo, para efectos comparativos, se realizó un cálculo considerando la falla por el pie del talud.

Se han realizado cálculos para 8 círculos de falla posibles, los resultados se presentan en la tabla 3.1.

En las tablas 3.2 a 3.5, se presentan los cálculos completos de los círculos de falla 1,2,5 y 6, respectivamente, ya que el procedimiento de cálculo es el mismo para cualquier círculo de falla.

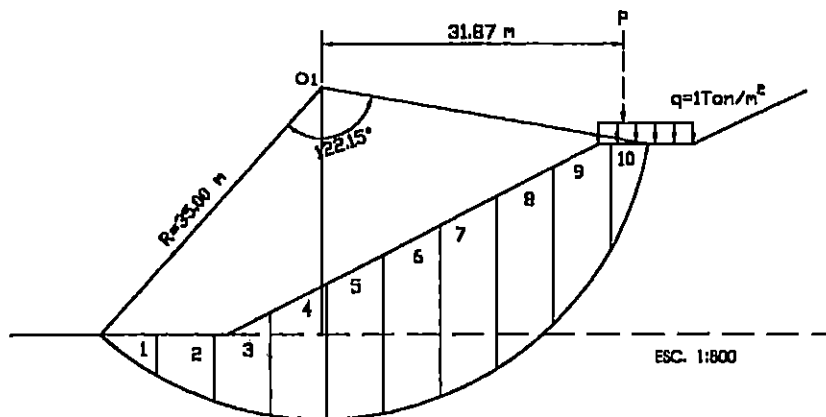
**Tabla 3.1 Factores de Seguridad Talud Lotificación Rosales**

Círculo No.	Coordenadas del centro	Falla considerada	Factor de Seguridad			
			Con Sismo con Sobrecarga	Con Sismo sin Sobrecarga	Sin sismo con sobrecarga	Sin sismo sin sobrecarga
1	(10,26)	Base	1.99	2.68	2.47	3.72
2	(15,26)	Pie	2.54	2.81	2.40	3.90
3	(10,26)	Base	2.00	2.85	2.25	3.87
4	(10,26)	Base	1.83	2.69	3.25	3.73
5	(5,26)	Base	1.90	2.81	2.42	4.33
6*	(15,26)	Base	1.67	2.61	1.99	3.66
7	(15,21)	Base	1.92	2.93	2.40	4.45
8	(15,30)	Base	2.09	2.83	2.66	4.07

\* FSmin

Tabla 3.2 Cálculo del Factor de Seguridad por el Método de las Dovelas para Círculo de Prueba con Centro en O<sub>1</sub>  
Talud Lotificación Rosales, Autopista a Comalapa, Km 6

H = 20.00 m  
 $\beta = 27^\circ$   
 C = 0.82 Kg/cm<sup>2</sup>  
 $\phi = 32.15^\circ$   
 $\gamma_m = 1.57 \text{ Ton/m}^3$   
 R = 35.00 m  
 P = 5.23 Ton/m  
 d = 31.87 m  
 O<sub>1</sub> (10,26)

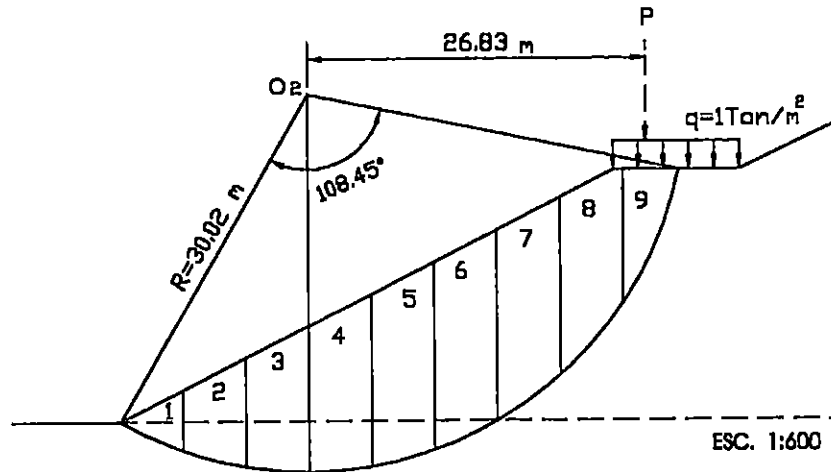


Dovela No	V <sub>i</sub> m <sup>3</sup>	W <sub>i</sub> Ton	$\Delta L_i$ m	$\theta_i$ Grados	GRAVEDAD + SISMO					GRAVEDAD				
					N <sub>i</sub> Ton	T <sub>i</sub> Ton	$\sigma_i$ Ton/m <sup>2</sup>	S <sub>i</sub> Ton/m <sup>2</sup>	Fr <sub>i</sub> Ton	N <sub>i</sub> Ton	T <sub>i</sub> Ton	$\sigma_i$ Ton/m <sup>2</sup>	S <sub>i</sub> Ton/m <sup>2</sup>	Fr <sub>i</sub> Ton
1	14.04	22.04	7.99	-35.94	21.34	-10.08	2.67	9.88	78.93	17.85	-12.94	2.23	9.60	76.73
2	34.99	54.93	6.59	-23.68	53.56	-14.01	8.13	13.31	87.70	50.31	-22.06	7.63	13.00	85.66
3	52.86	82.99	6.18	-13.99	81.08	-7.18	13.12	16.45	101.64	80.53	-20.06	13.03	16.39	101.29
4	73.38	115.21	6.01	4.60	112.64	27.61	18.74	19.98	120.08	114.84	9.24	19.11	20.21	121.46
5	94.13	147.78	6.03	5.94	144.48	38.81	23.96	23.26	140.26	146.99	15.29	24.38	23.52	141.83
6	105.5	165.70	6.24	14.04	161.83	65.92	25.94	24.50	152.88	160.75	40.20	25.76	24.39	152.20
7	109.9	172.53	6.71	26.68	168.12	102.13	25.06	23.95	160.69	154.16	77.47	22.97	22.64	151.91
8	105.4	165.42	7.65	35.21	160.42	117.00	20.97	21.38	163.56	135.15	95.37	17.67	19.30	147.68
9	86.64	136.02	9.91	52.73	130.25	121.43	13.14	16.48	163.13	82.37	108.25	8.31	13.42	133.03
10	25.44	39.84	11.71	66.39	37.81	39.16	3.23	10.23	119.79	18.00	36.60	1.37	9.06	106.08
$\Sigma$						480.78			1288.65		327.35			1217.87

Condición	Gravedad + Sismo		Gravedad	
	Sobrecarga + sismo	Sismo	Con Sobrecarga	Sin Sobrecarga
Ecuación	$FS = \Sigma Fr_i / (\Sigma T_i + Pd)$	$FS = \Sigma Fr_i / \Sigma T_i$	$FS = \Sigma Fr_i / (\Sigma T_i + Pd)$	$FS = \Sigma Fr_i / \Sigma T_i$
FS	1.99	2.68	2.47	3.72

Tabla.3.3 Cálculo del Factor de Seguridad por el Método de las Dovelas para Círculo de Prueba con Centro en O<sub>2</sub> Talud Lotificación Rosales, Autopista a Comalapa, Km 6

H = 20.00 m  
 $\beta = 27^\circ$   
 $C = 0.82 \text{ Kg/cm}^2$   
 $\phi = 32.15^\circ$   
 $\gamma_m = 1.57 \text{ Ton/m}^3$   
 $R = 30.02 \text{ m}$   
 $P = 5.16 \text{ Ton/m}$   
 $d = 26.83 \text{ m}$   
 $O_2 (15,26)$

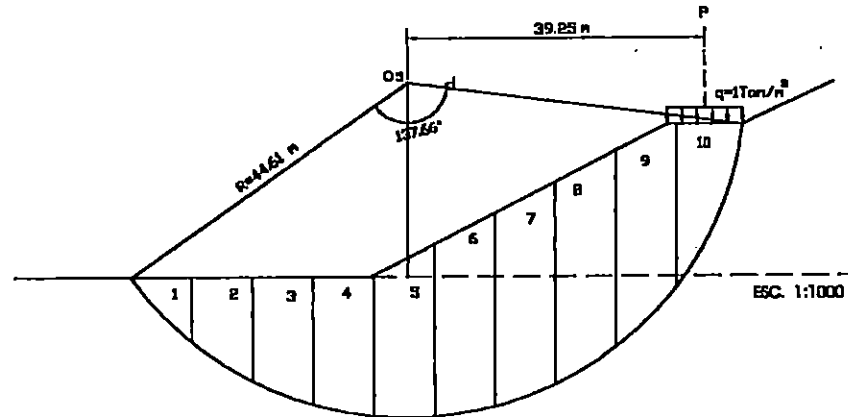


Dovela No	V <sub>i</sub> m <sup>3</sup>	W <sub>i</sub> Ton	ΔL <sub>i</sub> m	θ <sub>i</sub> grados	GRAVEDAD + SISMO					GRAVEDAD				
					N <sub>i</sub> Ton	T <sub>i</sub> Ton	σ <sub>i</sub> Ton/m <sup>2</sup>	S <sub>i</sub> Ton/m <sup>2</sup>	F <sub>r<sub>i</sub></sub> Ton	N <sub>i</sub> Ton	T <sub>i</sub> Ton	σ <sub>i</sub> Ton/m <sup>2</sup>	S <sub>i</sub> Ton/m <sup>2</sup>	F <sub>r<sub>i</sub></sub> Ton
1	8.31	13.05	6.14	-27.31	12.75	-4.13	2.08	9.51	58.36	11.59	-5.99	1.89	9.39	57.63
2	27.99	43.94	6.24	-15.86	42.92	-5.25	6.88	12.52	78.14	42.27	-12.01	6.77	12.46	77.74
3	52.28	82.08	6.02	-4.57	80.25	6.55	13.33	16.58	99.80	81.82	-8.54	13.59	16.74	100.79
4	69.96	109.84	6.04	6.65	107.38	30.18	17.78	19.37	117.02	109.10	12.72	18.06	19.55	118.10
5	80.41	126.24	6.31	18.08	123.26	58.38	19.53	20.48	129.21	120.01	39.18	19.02	20.15	127.17
6	82.56	129.62	6.95	30.37	126.18	83.43	18.15	19.61	136.28	111.83	65.53	16.09	18.31	127.28
7	73.3	115.08	8.43	44.62	111.14	93.94	13.18	16.49	138.98	81.91	80.83	9.72	14.31	120.61
8	39.85	62.56	14.17	65.64	58.21	61.12	4.11	10.78	152.77	25.81	58.99	1.82	9.34	132.41
Σ						324.22			910.57		230.72			861.72

Condición	Gravedad + Sismo		Gravedad	
	Sobrecarga + sismo	Sismo	Cón Sobrecarga	Sin Sobrecarga
Ecuación	$FS = \sum F_{r_i} / (\sum T_i + Pd)$	$FS = \sum F_{r_i} / \sum T_i$	$FS = \sum F_{r_i} / (\sum T_i + Pd)$	$FS = \sum F_{r_i} / \sum T_i$
FS	2.64	2.81	2.40	3.90

Tabla 3.4 Cálculo del Factor de Seguridad por el Método de las Dovelas para Círculo de Prueba con Centro en O<sub>5</sub>  
Talud Lotificación Rosales, Autopista a Comalapa, Km 6

H = 20.00 m  
 $\beta = 27^\circ$   
 C = 0.82 Kg/cm<sup>2</sup>  
 $\phi = 32.15^\circ$   
 $\gamma_m = 1.57 \text{ Ton/m}^3$   
 R = 44.61 m  
 P = 10.00 Ton/m  
 d = 39.25 m  
 O<sub>5</sub> (5,26)

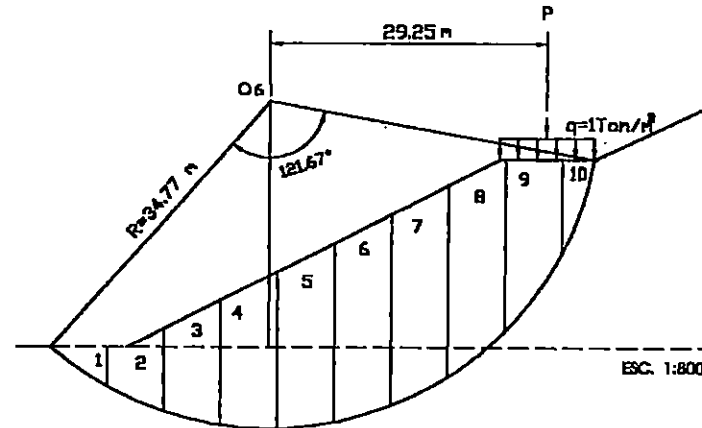


Dovela No	V <sub>i</sub> m <sup>3</sup>	W <sub>i</sub> Ton	ΔL <sub>i</sub> m	θ <sub>i</sub> grados	GRAVEDAD + SISMO					GRAVEDAD				
					N <sub>i</sub> Ton	T <sub>i</sub> Ton	σ <sub>i</sub> Ton/m <sup>2</sup>	S <sub>i</sub> Ton/m <sup>2</sup>	Fr <sub>i</sub> Ton	N <sub>i</sub> Ton	T <sub>i</sub> Ton	σ <sub>i</sub> Ton/m <sup>2</sup>	S <sub>i</sub> Ton/m <sup>2</sup>	Fr <sub>i</sub> Ton
1	37.8	59.35	11.80	-47.33	56.15	-37.20	4.76	11.19	132.05	40.22	-43.64	3.41	10.34	122.04
2	92.3	144.91	9.60	-33.55	139.01	-60.76	14.48	17.30	166.09	120.77	-80.09	12.58	16.11	154.63
3	125.9	197.63	8.62	-21.83	190.66	-44.14	22.12	22.10	190.52	183.46	-73.49	21.28	21.58	185.99
4	144.8	227.37	8.15	-11.04	219.91	-7.83	26.98	25.16	205.05	223.16	-43.54	27.38	25.41	207.09
5	169.6	266.29	8.00	-0.66	257.77	39.54	32.22	28.45	227.61	266.27	-3.07	33.28	29.12	232.96
6	197.2	309.54	8.12	9.71	299.44	101.02	36.88	31.38	254.79	306.11	52.21	37.57	31.82	258.35
7	212.6	333.70	8.54	20.42	322.07	166.47	37.71	31.90	272.46	312.73	116.43	36.62	31.22	266.59
8	213.7	335.48	9.43	31.97	322.15	223.16	34.18	29.67	279.80	284.59	177.63	30.18	27.17	256.20
9	194.7	305.69	11.39	46.48	290.01	255.35	25.46	24.20	275.68	210.50	221.67	18.48	19.82	225.70
10	117.3	184.18	23.12	67.73	157.81	181.61	6.83	12.49	288.77	69.80	170.44	3.02	10.10	233.45
Σ						817.21			2292.82		494.55			2142.99

Condición	Gravedad + Sismo		Gravedad	
	Sobrecarga + sismo	Sismo	Con Sobrecarga	Sin Sobrecarga
Ecuación	$FS = \sum Fr_i / (\sum T_i + Pd)$	$FS = \sum Fr_i / \sum T_i$	$FS = \sum Fr_i / (\sum T_i + Pd)$	$FS = \sum Fr_i / \sum T_i$
FS	1.90	2.81	2.42	4.33

Tabla 3.5 Cálculo del Factor de Seguridad por el Método de las Dovelas para Círculo de Prueba con Centro en  $O_6$   
Talud Lotificación Rosales, Autopista a Comalapa, Km 6

$H = 20.00 \text{ m}$   
 $\beta = 27^\circ$   
 $C = 0.82 \text{ Kg/cm}^2$   
 $\phi = 32.15^\circ$   
 $\gamma_m = 1.57 \text{ Ton/m}^3$   
 $R = 34.77 \text{ m}$   
 $P = 10.00 \text{ Ton/m}$   
 $d = 29.25 \text{ m}$   
 $O_6 (15,26)$



Dovela No	$V_i$ m <sup>3</sup>	$W_i$ Ton	$\Delta L_i$ m	$\theta_i$ grados	GRAVEDAD + SISMO					GRAVEDAD				
					$N_i$ Ton	$T_i$ Ton	$\sigma_i$ Ton/m <sup>2</sup>	$S_i$ Ton/m <sup>2</sup>	$F_{Ri}$ Ton	$N_i$ Ton	$T_i$ Ton	$\sigma_i$ Ton/m <sup>2</sup>	$S_i$ Ton/m <sup>2</sup>	$F_{Ri}$ Ton
1	13.8	21.87	7.37	-35.52	21.04	-9.77	2.86	9.99	73.66	17.63	-12.59	2.39	9.70	71.52
2	38.29	60.12	6.57	-24.02	58.62	-15.68	8.92	13.81	90.72	54.91	-24.47	8.36	13.45	88.39
3	67.75	106.37	6.17	-13.50	103.92	-8.28	16.84	18.79	115.91	103.43	-24.83	16.76	18.74	115.60
4	91.46	143.59	6.01	-3.46	140.40	14.27	23.36	22.88	137.52	143.33	-8.67	23.85	23.19	139.37
5	108.9	170.89	6.04	6.49	167.07	46.48	27.66	25.59	154.53	169.80	19.32	28.11	25.87	156.25
6	119.8	188.13	6.26	16.63	183.73	82.88	29.35	26.65	166.81	180.26	53.84	28.80	28.30	164.63
7	123.6	194.10	6.78	27.38	189.09	116.84	27.97	25.78	174.28	172.36	89.26	25.50	24.22	163.76
8	118.2	185.51	7.78	39.36	179.80	140.60	23.17	22.76	176.64	143.43	117.65	18.48	19.82	153.78
9	87.14	136.81	10.27	54.26	130.72	123.83	12.73	16.20	166.37	79.91	111.05	7.78	13.09	134.44
10	19.31	30.32	10.47	71.41	28.93	30.28	2.76	9.94	104.04	9.66	28.73	0.92	8.78	91.93
$\Sigma$									521.25					1279.66

Condición	Gravedad + Sismo		Gravedad	
	Sobrecarga + sismo	Sismo	Con Sobrecarga	Sin Sobrecarga
Ecuación	$FS = \Sigma F_{Ri} / (\Sigma T_i + Pd)$	$FS = \Sigma F_{Ri} / \Sigma T_i$	$FS = \Sigma F_{Ri} / (\Sigma T_i + Pd)$	$FS = \Sigma F_{Ri} / \Sigma T_i$
FS	1.67	2.81	1.99	3.66



**3.2.2.2 Cálculo del Factor de Seguridad Talud Colonia San Luis Km 12 ½,  
Autopista a Comalapa**

Datos:

$$C_1 = 0.3 \text{ Kg/cm}^2 = 3 \text{ Ton/m}^2$$

$$\phi_1 = 22.62^\circ$$

$$\gamma_m = 1.66 \text{ gr/cm}^3 = 1.66 \text{ Ton/m}^3$$

$$H = 12.0 \text{ m}$$

$$\beta = 90^\circ$$

$$C_2 = 0.48 \text{ Kg/cm}^2 = 4.8 \text{ Ton/m}^2$$

$$\phi_2 = 19.11^\circ$$

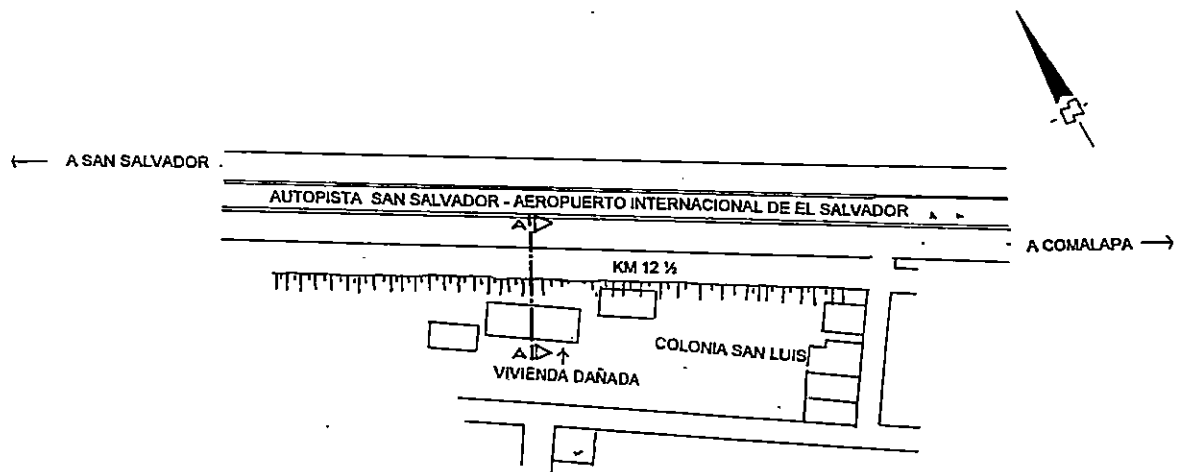
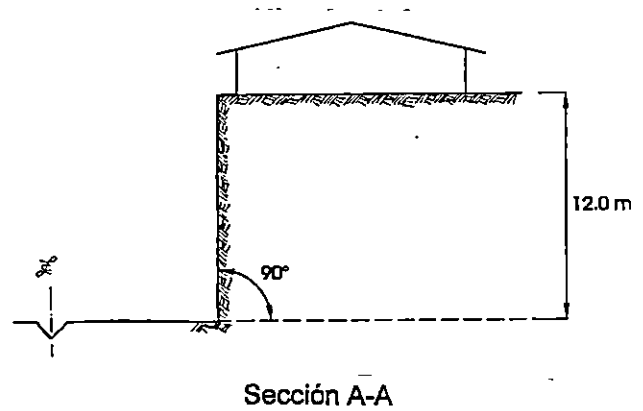


Figura 3.2 Talud Colonia San Luis

**1. Análisis para la  $C_2 = 4.8 \text{ Ton/m}^2$  y  $\phi_2 = 19.11^\circ$**

**a) Análisis de Estabilidad por el Método Gráfico de Donald W. Taylor**

Con  $\phi = 19.11^\circ$  y  $\beta = 90^\circ$  se lee en la gráfica 2.9 el siguiente valor.

$$N_e = 0.187$$

Luego:

$$FS = \frac{C}{N_e \gamma_m H}$$

$$FS = \frac{4.8 \text{ Ton/m}^2}{(0.187)(1.66 \text{ Ton/m}^3)(12\text{m})} = 1.29$$

$$FS = 1.29$$

**b) Análisis de Estabilidad por el Método Gráfico de Jambú**

Análisis sin sobrecarga

El valor del factor de seguridad se calcula por la ecuación 2.47

$$FS = \frac{N_e C}{\gamma_m H}$$

El parámetro  $\lambda_{c\phi}$  viene expresado por la ecuación 2.48

$$\lambda_{c\phi} = \frac{\gamma_m H \tan(\phi)}{C} \quad (2.48)$$

$$\lambda_{c\phi} = \frac{(1.66)(12)(\tan 19.11^\circ)}{4.8 \text{ Ton/m}^2} = 1.44$$

Interpolando los valores de  $\beta = 90^\circ$  y  $\lambda_{c\phi} = 1.44$  en la figura 2.14 se obtiene  $N_e = 5.1$

Sustituyendo  $N_e = 5.1$  en la expresión 2.47 se obtiene:

$$FS = \frac{(5.1) (4.8 \text{ Ton/m}^2)}{(1.66 \text{ Ton/m}^3)(12\text{m})} = 1.23$$

$$FS = 0.90$$

**c) Análisis de Estabilidad por el Método de Culmann, Aplicando la solución Simplificada de Taylor.**

El factor de seguridad que se obtiene por este método, es para superficies de falla plana pasando por el pie del talud.

Análisis sin sobrecarga

El factor de seguridad viene dado por Taylor como:

$$FS = \frac{C}{N_e \gamma_m H}$$

El valor de  $N_e$  se obtiene de evaluar la expresión 2.78 como sigue:

$$N_e = \frac{1 - \cos(\beta - \phi)}{4 \cdot \text{sen}(\beta) \cdot \cos(\phi)} = \frac{1 - \cos(90^\circ - 19.11^\circ)}{4 \cdot \text{sen}(90^\circ) \cdot \cos(19.11^\circ)} = 0.178$$

Sustituyendo el valor de  $N_e$  para obtener el factor de seguridad, se llega a lo siguiente:

$$FS = \frac{(4.8 \text{ Ton/m}^2)}{(0.178) (1.66 \text{ Ton/m}^3)(12\text{m})} = 1.35$$

Al analizar los resultados obtenidos por estos métodos se observa que esta ley de resistencia no es la mas desfavorable para el talud en estudio, por lo tanto se hará el cálculo estático y pseudo estático para la otra ley de resistencia, como sigue:

## 2. Análisis para la $C_1 = 3.0 \text{ Ton/m}^2$ y $\phi_1 = 22.62^\circ$

### a) Análisis de Estabilidad por el Método Gráfico de Donald W. Taylor

El factor de seguridad que se obtiene por este método, es para círculos críticos que pasan por el pie del talud.

#### i) Análisis sin sobrecarga

Siendo:

$$N_e = \frac{C}{FS \gamma_m H}$$

Con  $\phi = 22.62^\circ$  y  $\beta = 90^\circ$  se lee en la gráfica 2.9 el siguiente valor.

$$N_e = 0.175$$

Luego:

$$FS = \frac{C}{N_e \gamma_m H}$$

$$FS = \frac{3.0 \text{ Ton/m}^2}{(0.175)(1.66 \text{ Ton/m}^3)(12\text{m})} = 0.86$$

$$FS = 0.86$$

#### ii) Análisis considerando la sobrecarga $q = 1 \text{ Ton/m}^{234}$

Para efecto de aplicar las gráficas de Taylor, cuando el talud se encuentra sobrecargado, se transformará la sobrecarga "q" a un peso de suelo equivalente, de la siguiente manera:

$$H' = \frac{q}{\gamma_m} = \frac{1 \text{ Ton/m}^2}{1.66 \text{ Ton/m}^3} = 0.60 \text{ m}$$

<sup>34</sup> Para estimar la sobrecarga, se realizó un bajado de cargas de las estructuras, llegando a un promedio de  $1 \text{ Ton/m}^2$ .

Siendo:

$$Ne = \frac{C}{FS \gamma_m H}$$

Con  $\phi = 22.62^\circ$  y  $\beta = 90^\circ$  se lee en la gráfica 2.9 el siguiente valor:

$$Ne = 0.175$$

Entonces, el factor de seguridad es el siguiente:

$$FS = \frac{3.0 \text{ Ton/m}^2}{(0.175)(1.66 \text{ Ton/m}^3)(12.60\text{m})} = 0.82$$

$$FS = 0.82$$

#### b) Análisis de Estabilidad por el Método Gráfico de Jambú

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

##### i) Análisis sin sobrecarga

El valor del factor de seguridad se calcula por la ecuación 2.47

$$FS = \frac{Ne C}{\gamma_m H}$$

El parámetro  $\lambda_{c\phi}$  viene expresado por la ecuación 2.48

$$\lambda_{c\phi} = \frac{\gamma_m H \tan(\phi)}{C} \quad (2.48)$$

$$\lambda_{c\phi} = \frac{(1.66)(12)(\tan 22.62^\circ)}{3.0 \text{ Ton/m}^2} = 2.77$$

Interpolando los valores de  $\beta = 90^\circ$  y  $\lambda_{c\phi} = 2.77$  en la figura 2.14 se obtiene  $Ne = 6.0$

Sustituyendo  $N_e = 6.0$  en la expresión 2.47 se obtiene:

$$FS = \frac{(6.0) (3.0 \text{ Ton/m}^2)}{(1.66 \text{ Ton/m}^3)(12\text{m})} = 0.90$$

$$FS = 0.90$$

ii) Análisis considerando sobrecarga

Se hacen las mismas consideraciones que en el método de Taylor, por lo que la altura total será  $H_T = 12.60 \text{ m}$

$$\lambda_{cb} = \frac{(1.66) (12.6) (\tan 22.62^\circ)}{3.0 \text{ Ton/m}^2} = 2.91$$

$$FS = \frac{(6.1) (3.0 \text{ Ton/m}^2)}{(1.66 \text{ Ton/m}^3)(12.60\text{m})} = 0.87$$

$$FS = 0.87$$

**c) Análisis de Estabilidad por el Método de Culmann, Aplicando la solución Simplificada de Taylor.**

El factor de seguridad que se obtiene por este método, es para superficies de falla plana pasando por el pie del talud.

i) Análisis sin sobrecarga

El factor de seguridad viene dado por Taylor como:

$$FS = \frac{C}{N_e \gamma_m H}$$

El valor de Ne se obtiene de evaluar la expresión 2.78 como sigue:

$$N_e = \frac{1 - \cos(\beta - \phi)}{4 \cdot \text{sen}(\beta) \cdot \cos(\phi)} = \frac{1 - \cos(90^\circ - 22.62^\circ)}{4 \cdot \text{sen}(90^\circ) \cdot \cos(22.62^\circ)} = 0.167$$

Sustituyendo el valor de Ne para obtener el factor de seguridad, se llega a lo siguiente:

$$FS = \frac{(3.0 \text{ Ton/m}^2)}{(0.167) (1.66 \text{ Ton/m}^3)(12\text{m})} = 0.90$$

#### ii) Análisis con sobrecarga

Considerando una altura del talud equivalente a la sobrecarga, igual que en el método de Taylor y en el método de Jambú, se tiene.

$$FS = \frac{(3.0 \text{ Ton/m}^2)}{(0.167) (1.66 \text{ Ton/m}^3)(12.60\text{m})} = 0.90$$

$$FS = 0.86$$

#### d) Análisis de Estabilidad por el Método de las Dovelas.

Al analizar el ángulo de inclinación del talud, y en base a las consideraciones de Taylor y Fellenius (sección 2.1.3), referente a que los taludes con ángulos de inclinación mayores de 60° presentan falla local o por el cuerpo del talud, se ha considerado círculos de análisis de falla por el cuerpo del talud, y para efectos comparativos, se han considerado círculos de falla por el pie del talud, para determinar el factor de seguridad mínimo.

En este caso, se han realizado cálculos para 16 círculos de falla posibles aplicando el método de las dovelas; los resultados se presentan en la tabla 3.6.

En las tablas 3.7 a 3.12, se presentan los cálculos completos de los círculos de falla 7,8,9,10,13 y 15, respectivamente, los cálculos para los otros círculos de falla no se presentan debido a que el proceso es similar para cualquier círculo de falla supuesto.

**Tabla 3.6 Factores de Seguridad. Talud Colonia San Luis**

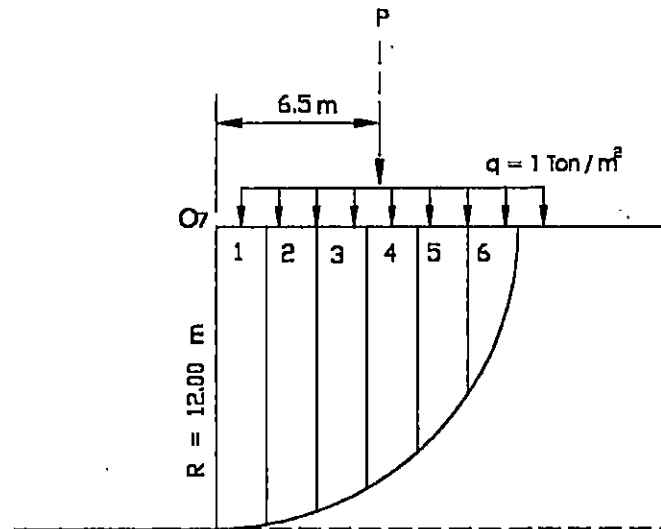
Círculo No.	Coordenadas del centro	Falla considerada	Factor de Seguridad			
			Con Sismo con Sobrecarga	Con Sismo sin Sobrecarga	Sin sismo con sobrecarga	Sin sismo sin sobrecarga
1	(0,20)	Pie	0.82	1.29	0.93	1.74
2	(0,22)	Pie	0.84	1.26	0.97	1.80
3	(0,24)	Pie	0.87	1.27	1.01	1.86
4	(0,26)	Pie	0.89	1.25	1.05	1.93
5	(0,18)	Pie	0.79	1.31	0.88	1.67
6	(0,16)	Pie	0.76	1.40	0.84	1.62
7	(0,12)	Pie	0.75	1.33	0.80	1.50
8	(0,14)	Pie	0.73	1.38	0.79	1.56
9	(0,13)	Pie	0.72	1.36	0.76	1.50
10	(2,13)	Pie	0.93	1.41	1.07	1.84
11	(-2,13)	Cuerpo	0.65	1.16	0.66	1.32
12	(-4,13)	Cuerpo	0.61	1.11	0.59	1.18
13*	(-6,13)	Cuerpo	0.59	1.12	0.55	1.12
14	(6,13)	Cuerpo	1.67	1.83	2.50	2.89
15	(-8,13)	Cuerpo	0.61	1.21	0.55	1.15
16	(-10,13)	Cuerpo	0.75	1.60	0.67	1.51

\* FS<sub>min</sub>



Tabla 3.7 Cálculo del Factor de Seguridad por el Método de las Dovelas para Círculo de Prueba con Centro en O<sub>7</sub> Talud Colonia San Luis, Autopista a Comalapa, Km 12 ½

H = 12.00 m  
 $\beta = 90^\circ$   
 $C = 0.3 \text{ Kg/cm}^2$   
 $\phi = 22.62^\circ$   
 $\gamma_m = 1.66 \text{ Ton/m}^3$   
 $R = 12.00 \text{ m}$   
 $P = 11.00 \text{ Ton/m}$   
 $d = 6.5 \text{ m}$   
 $O_7 (0,12)$



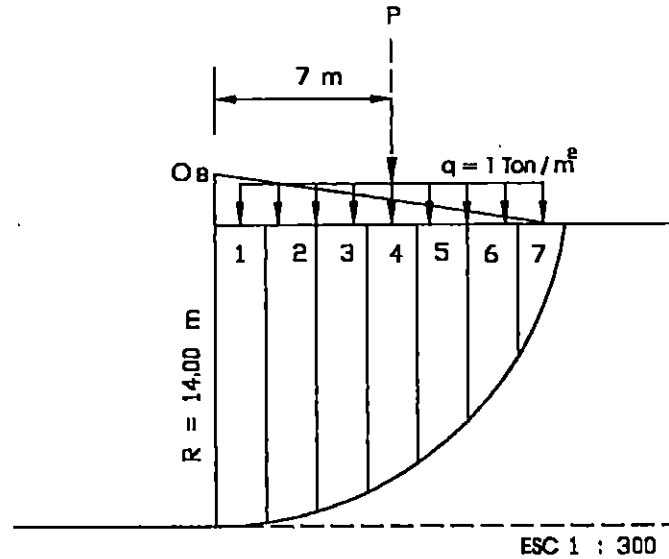
ESC 1 : 300

Dovela No	V <sub>i</sub> m <sup>3</sup>	W <sub>i</sub> Ton	ΔL <sub>i</sub> m	θ <sub>i</sub> grados	GRAVEDAD + SISMO					GRAVEDAD				
					N <sub>i</sub> Ton	T <sub>i</sub> Ton	σ <sub>i</sub> Ton/m <sup>2</sup>	S <sub>i</sub> Ton/m <sup>2</sup>	F <sub>ri</sub> Ton	N <sub>i</sub> Ton	T <sub>i</sub> Ton	σ <sub>i</sub> Ton/m <sup>2</sup>	S <sub>i</sub> Ton/m <sup>2</sup>	F <sub>ri</sub> Ton
1	23.89	39.66	2.01	4.80	39.41	9.64	19.61	11.17	22.45	39.52	3.32	19.66	11.19	22.50
2	23.21	38.53	2.07	14.53	38.28	15.63	18.49	10.71	22.16	37.30	9.67	18.02	10.51	21.75
3	21.78	36.15	2.20	24.74	35.91	20.38	16.32	9.80	21.56	32.84	15.13	14.93	9.22	20.28
4	19.44	32.27	2.47	35.91	32.02	23.11	12.96	8.40	20.75	26.14	18.93	10.58	7.41	18.30
5	15.78	26.19	3.06	49.13	25.93	22.55	8.48	6.53	19.99	17.14	19.81	5.60	5.33	16.32
6	9	14.94	6.93	73.22	14.54	14.99	2.10	3.87	26.85	4.31	14.30	0.62	3.26	22.59
Σ						106.31			133.76		81.16			121.74

Condición	Gravedad + Sismo		Gravedad	
	Sobrecarga + sismo	Sismo	Con Sobrecarga	Sin Sobrecarga
Ecuación	$FS = \frac{\sum F_{ri}}{(\sum T_i + Pd)}$	$FS = \frac{\sum F_{ri}}{\sum T_i}$	$FS = \frac{\sum F_{ri}}{(\sum T_i + Pd)}$	$FS = \frac{\sum F_{ri}}{\sum T_i}$
FS	<b>0.75</b>	<b>1.33</b>	<b>0.80</b>	<b>1.60</b>

Tabla 3.8 Cálculo del Factor de Seguridad por el Método de las Dovelas para Círculo de Prueba con Centro en  $O_B$   
Talud Colonla San Luis, Autopista a Comalapa, Km 12 ½

$H = 12.00 \text{ m}$   
 $\beta = 90^\circ$   
 $C = 0.3 \text{ Kg/cm}^2$   
 $\phi = 22.62^\circ$   
 $\gamma_m = 1.66 \text{ Ton/m}^3$   
 $R = 14.00 \text{ m}$   
 $P = 12.00 \text{ Ton/m}$   
 $d = 7.00 \text{ m}$   
 $O_B (0,14)$

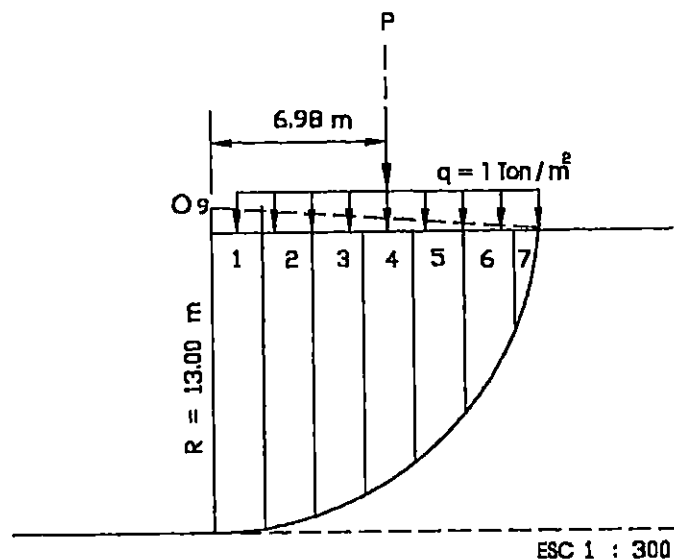


Dovela No	$V_i$ m³	$W_i$ Ton	$\Delta L_i$ m	$\theta_i$ grados	GRAVEDAD + SISMO					GRAVEDAD				
					$N_i$ Ton	$T_i$ Ton	$\sigma_i$ Ton/m²	$S_i$ Ton/m²	$F_{Ri}$ Ton	$N_i$ Ton	$T_i$ Ton	$\sigma_i$ Ton/m²	$S_i$ Ton/m²	$F_{Ri}$ Ton
1	23.9	39.67	2.01	4.11	39.43	9.18	19.62	11.17	22.46	39.57	2.84	19.69	11.20	22.52
2	23.32	38.71	2.05	12.41	38.46	14.37	18.76	10.82	22.18	37.81	8.32	18.44	10.68	21.90
3	22.12	36.72	2.14	20.99	36.47	18.64	17.04	10.10	21.62	34.28	13.15	16.02	9.68	20.70
4	20.21	33.55	2.31	30.11	33.30	21.47	14.42	9.01	20.81	29.02	16.83	12.56	8.23	19.02
5	17.39	28.87	2.62	40.22	28.63	22.17	10.93	7.55	19.79	22.04	18.64	8.41	6.51	17.04
6	13.21	21.93	3.27	52.29	21.69	19.49	6.63	5.76	18.85	13.41	17.35	4.10	4.71	15.40
7	5.86	9.73	5.53	70.39	9.53	9.69	1.72	3.72	20.56	3.26	9.16	0.59	3.25	17.95
$\Sigma$						106.31			133.76		81.16			121.74

Condición	Gravedad + Sismo		Gravedad	
	Sobrecarga + sismo	Sismo	Con Sobrecarga	Sin Sobrecarga
Ecuación	$FS = \Sigma F_{Ri} / (\Sigma T_i + Pd)$	$FS = \Sigma F_{Ri} / \Sigma T_i$	$FS = \Sigma F_{Ri} / (\Sigma T_i + Pd)$	$FS = \Sigma F_{Ri} / \Sigma T_i$
FS	0.73	1.38	0.79	1.56

Tabla 3.9 Cálculo del Factor de Seguridad por el Método de las Dovelas para Círculo de Prueba con Centro en  $O_s$   
Talud Colonia San Luis, Autopista a Comalapa, Km 12 ½

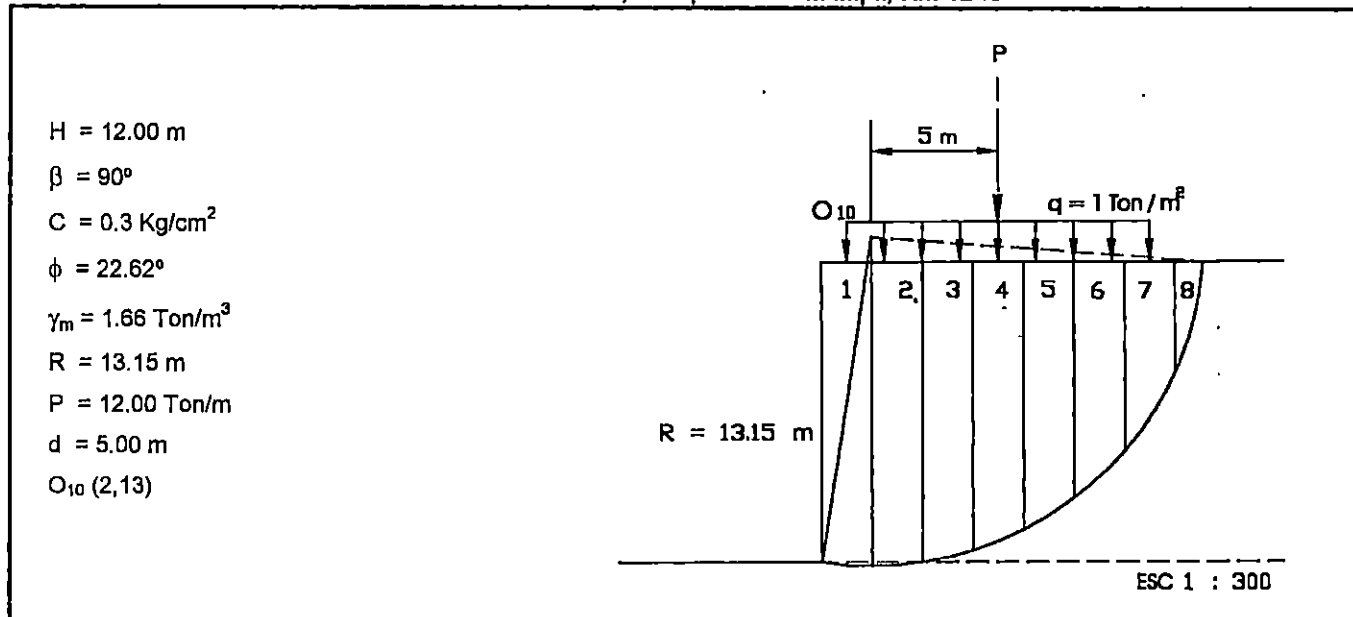
$H = 12.00 \text{ m}$   
 $\beta = 90^\circ$   
 $C = 0.3 \text{ Kg/cm}^2$   
 $\phi = 22.62^\circ$   
 $\gamma_m = 1.66 \text{ Ton/m}^3$   
 $R = 13. \text{ m}$   
 $P = 83.48 \text{ Ton/m}$   
 $d = 6.98 \text{ m}$   
 $O_s (0,13)$



Dovela No	$V_i$ $\text{m}^3$	$W_i$ Ton	$\Delta L_i$ m	$\theta_i$ grados	GRAVEDAD + SISMO					GRAVEDAD				
					$N_i$	$T_i$	$\sigma_i$	$S_i$	$F_{Ri}$	$N_i$	$T_i$	$\sigma_i$	$S_i$	$F_{Ri}$
					Ton	Ton	Ton/m <sup>2</sup>	Ton/m <sup>2</sup>	Ton	Ton	Ton	Ton/m <sup>2</sup>	Ton/m <sup>2</sup>	Ton
1	23.9	39.67	2.01	4.42	39.43	9.39	19.62	11.17	22.46	39.56	3.06	19.88	11.20	22.51
2	23.27	38.63	2.06	13.39	38.38	14.96	18.63	10.78	22.17	37.58	8.95	18.24	10.60	21.84
3	21.97	36.47	2.17	22.70	36.22	19.46	16.69	9.96	21.60	33.65	14.07	15.50	9.46	20.53
4	19.87	32.98	2.38	32.73	32.74	22.27	13.75	8.73	20.78	27.75	17.83	11.66	7.86	18.70
5	16.69	27.71	2.79	44.13	27.46	22.47	9.84	7.10	19.81	19.89	19.29	7.13	5.97	16.66
6	14.05	23.32	7.88	67.94	22.59	23.02	2.87	4.19	33.05	8.76	21.62	1.11	3.46	27.29
$\Sigma$						111.57			139.88		84.82			127.53

Condición	Gravedad + Sismo		Gravedad	
	Sobrecarga + sismo	Sismo	Con Sobrecarga	Sin Sobrecarga
Ecuación	$FS = \Sigma F_{Ri} / (\Sigma T_i + Pd)$	$FS = \Sigma F_{Ri} / \Sigma T_i$	$FS = \Sigma F_{Ri} / (\Sigma T_i + Pd)$	$FS = \Sigma F_{Ri} / \Sigma T_i$
FS	0.72	1.36	0.76	1.50

Tabla 3.10 Cálculo del Factor de Seguridad por el Método de las Dovelas para Círculo de Prueba con Centro en O<sub>10</sub>  
Talud Colonia San Luis, Autopista a Comalapa, Km 12 ½

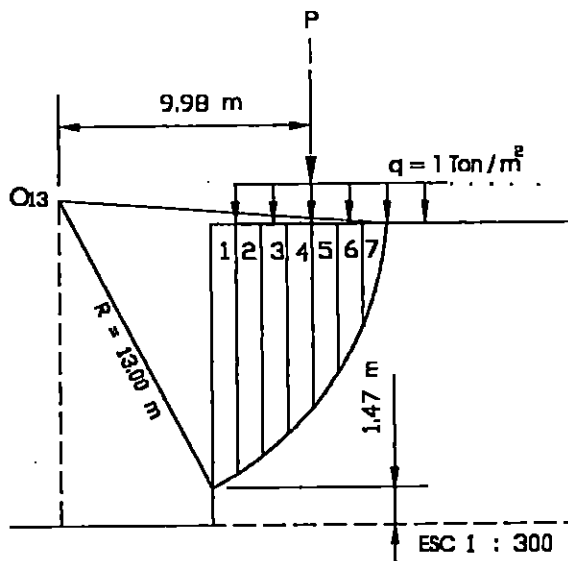


Dovela No	V <sub>i</sub> m <sup>3</sup>	W <sub>i</sub> Ton	ΔL <sub>i</sub> m	θ <sub>i</sub> grados	GRAVEDAD + SISMO					GRAVEDAD				
					N <sub>i</sub>	T <sub>i</sub>	σ <sub>i</sub>	S <sub>i</sub>	F <sub>Ri</sub>	N <sub>i</sub>	T <sub>i</sub>	σ <sub>i</sub>	S <sub>i</sub>	F <sub>Ri</sub>
					Ton	Ton	Ton/m <sup>2</sup>	Ton/m <sup>2</sup>	Ton	Ton	Ton/m <sup>2</sup>	Ton/m <sup>2</sup>	Ton	
1	24	39.84	2.01	-4.37	39.59	3.32	19.70	11.21	22.53	39.72	-3.04	19.76	11.23	22.58
2	24	39.84	2.00	4.37	39.59	9.39	19.80	11.25	22.50	39.72	3.04	19.86	11.28	22.55
3	23.58	39.14	2.05	13.23	38.89	15.05	18.97	10.91	22.36	38.10	8.96	18.59	10.74	22.03
4	22.29	37.00	2.16	22.43	36.75	19.59	17.01	10.09	21.79	34.20	14.12	15.83	9.60	20.73
5	20.22	33.57	2.37	32.31	33.31	22.48	14.06	8.86	20.99	28.37	17.94	11.97	7.99	18.93
6	17.11	28.40	2.76	43.49	28.15	22.84	10.20	7.25	20.01	20.61	19.55	7.47	6.11	16.87
7	12.25	20.34	3.74	57.68	20.08	18.92	5.37	5.24	19.59	10.87	17.18	2.91	4.21	15.75
8	3.5	5.81	4.52	75.75	5.72	5.86	1.265	3.527	15.94	1.43	5.631	0.32	3.13	14.16
Σ						117.47			165.70		83.38			153.59

Condición	Gravedad + Sismo		Gravedad	
	Sobrecarga + sismo	Sismo	Con Sobrecarga	Sin Sobrecarga
Ecuación	$FS = \sum F_{Ri} / (\sum T_i + Pd)$	$FS = \sum F_{Ri} / \sum T_i$	$FS = \sum F_{Ri} / (\sum T_i + Pd)$	$FS = \sum F_{Ri} / \sum T_i$
FS	0.93	1.41	1.07	1.84

Tabla 3.11 Cálculo del Factor de Seguridad por el Método de las Dovelas para Círculo de Prueba con Centro en O<sub>13</sub>  
Talud Colonia San Luis, Autopista a Comalapa, Km 12 ½

H = 12.00 m  
 $\beta = 90^\circ$   
 $C = 0.3 \text{ Kg/cm}^2$   
 $\phi = 22.62^\circ$   
 $\gamma_m = 1.66 \text{ Ton/m}^3$   
 $R = 13.00 \text{ m}$   
 $P = 5.96 \text{ Ton/m}$   
 $d = 9.98 \text{ m}$   
 $O_{13} (-6,13)$

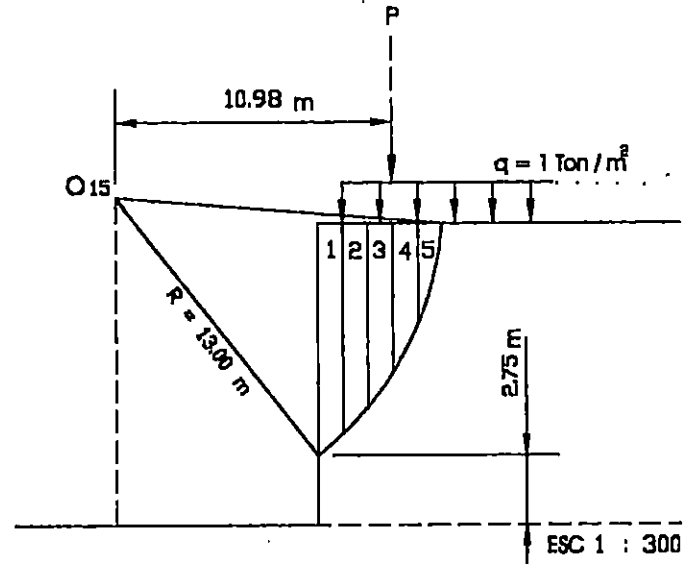


Dovela No	V <sub>i</sub> m³	W <sub>i</sub> Ton	ΔL <sub>i</sub> m	θ <sub>i</sub> grados	GRAVEDAD + SISMO					GRAVEDAD				
					N <sub>i</sub> Ton	T <sub>i</sub> Ton	σ <sub>i</sub> Ton/m²	S <sub>i</sub> Ton/m²	F <sub>r<sub>i</sub></sub> Ton	N <sub>i</sub> Ton	T <sub>i</sub> Ton	σ <sub>i</sub> Ton/m²	S <sub>i</sub> Ton/m²	F <sub>r<sub>i</sub></sub> Ton
1	10.25	17.02	-1.16	30.03	16.96	10.87	14.82	9.09	10.55	14.73	8.52	12.70	8.29	9.62
2	9.61	15.95	1.22	35.28	15.89	11.30	13.03	8.43	10.28	13.02	9.21	10.67	7.45	9.09
3	8.83	14.66	1.32	40.90	14.60	11.37	11.06	7.61	10.04	11.08	9.60	8.39	6.50	8.58
4	7.86	13.05	1.47	47.05	12.99	10.97	8.84	6.68	9.82	8.89	9.55	6.05	5.52	8.11
5	6.65	11.04	1.70	54.04	10.98	9.97	6.46	5.69	9.68	6.48	8.94	3.81	4.59	7.80
6	5.03	8.35	2.17	62.59	8.29	8.03	3.82	4.59	9.97	3.84	7.41	1.77	3.74	8.11
7	2.37	3.93	4.11	76.48	3.88	3.97	0.94	3.39	13.95	0.92	3.83	0.22	3.09	12.71
Σ						66.48			74.28		57.05			64.02

Condición	Gravedad + Sismo		Gravedad	
	Sobrecarga + sismo	Sismo	Con Sobrecarga	Sin Sobrecarga
Ecuación	$FS = \sum F_{r_i} / (\sum T_i + Pd)$	$FS = \sum F_{r_i} / \sum T_i$	$FS = \sum F_{r_i} / (\sum T_i + Pd)$	$FS = \sum F_{r_i} / \sum T_i$
FS	0.59	1.12	0.55	1.12

Tabla 3.12 Cálculo del Factor de Seguridad por el Método de las Dovelas para Círculo de Prueba con Centro en O<sub>15</sub>  
Talud Colonia San Luis, Autopista a Comalapa, Km 12 ½

H = 12.00 m  
 $\beta = 90^\circ$   
 $C = 0.3 \text{ Kg/cm}^2$   
 $\phi = 22.62^\circ$   
 $\gamma_m = 1.66 \text{ Ton/m}^3$   
 $R = 13.00 \text{ m}$   
 $P = 3.96 \text{ Ton/m}$   
 $d = 10.98 \text{ m}$   
 $O_{15} (-8, 13)$



Dovela No	V <sub>i</sub> m <sup>3</sup>	W <sub>i</sub> Ton	ΔL <sub>i</sub> m	θ <sub>i</sub> grados	GRAVEDAD + SISMO					GRAVEDAD				
					N <sub>i</sub> Ton	T <sub>i</sub> Ton	σ <sub>i</sub> Ton/m <sup>2</sup>	S <sub>i</sub> Ton/m <sup>2</sup>	F <sub>Ri</sub> Ton	N <sub>i</sub> Ton	T <sub>i</sub> Ton	σ <sub>i</sub> Ton/m <sup>2</sup>	S <sub>i</sub> Ton/m <sup>2</sup>	F <sub>Ri</sub> Ton
1	8.83	14.66	1.32	40.90	14.60	11.37	11.06	7.61	10.04	11.08	9.60	8.39	6.50	8.58
2	7.86	13.05	1.47	47.05	12.99	10.97	8.84	6.68	9.82	8.89	9.55	6.05	5.52	8.11
3	6.65	11.04	1.70	54.04	10.98	9.97	6.46	5.69	9.68	6.48	8.94	3.81	4.59	7.80
4	5.03	8.35	2.17	62.59	8.29	8.03	3.82	4.59	9.97	3.84	7.41	1.77	3.74	8.11
5	2.37	3.93	4.11	76.48	3.88	3.97	0.94	3.39	13.95	0.92	3.83	0.22	3.09	12.71
Σ						44.31			53.45		39.32			45.32

Condición	Gravedad + Sismo		Gravedad	
	Sobrecarga + sismo	Sismo	Con Sobrecarga	Sin Sobrecarga
Ecuación	$FS = \sum F_{Ri} / (\sum T_i + Pd)$	$FS = \sum F_{Ri} / \sum T_i$	$FS = \sum F_{Ri} / (\sum T_i + Pd)$	$FS = \sum F_{Ri} / \sum T_i$
FS	0.61	1.21	0.55	1.15

### 3.2.2.3 Cálculo del Factor de Seguridad Talud Iglesia Católica de Olocuilta Autopista a Comalapa

Datos:

$$C = 2.2 \text{ Kg/cm}^2 = 22 \text{ Ton/m}^2$$

$$\phi = 26.56^\circ$$

$$\gamma_m = 1.20 \text{ gr/cm}^3 = 1.20 \text{ Ton/m}^3$$

$$H = 15.0 \text{ m}$$

$$\beta = 90^\circ$$

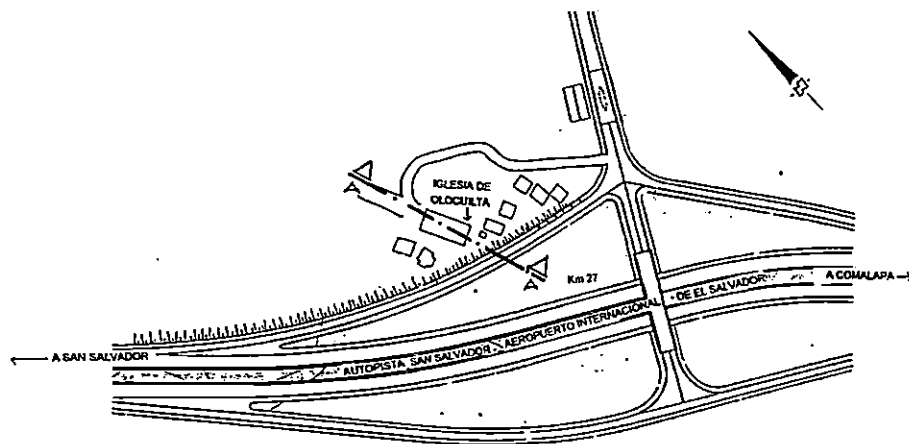
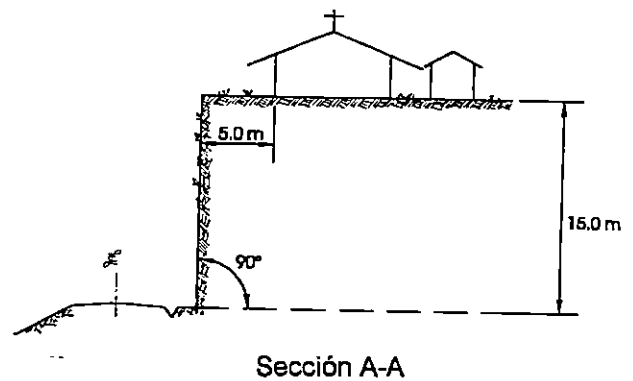


Figura 3.3 Talud Iglesia Católica de Olocuilta

**a) Análisis de Estabilidad por el Método Gráfico de Donald W. Taylor**

El factor de seguridad que se obtiene por este método es para círculos críticos por el pie del talud.

**i) Análisis sin sobrecarga**

$$Ne = \frac{C}{FS \gamma_m H}$$

$$Ne = 0.166$$

$$FS = \frac{C}{Ne \gamma_m H}$$

$$FS = \frac{22.0 \text{ Ton/m}^2}{(0.166)(1.20 \text{ Ton/m}^3)(15\text{m})} = 7.36$$

$$FS = 7.36$$

**ii) Análisis considerando la sobrecarga  $q = 1 \text{ Ton/m}^{235}$**

Para efecto de aplicar las gráficas de Taylor, cuando el talud se encuentra sobrecargado, se transformará la sobrecarga "q" a un peso de suelo equivalente, de la siguiente manera:

$$H' = \frac{q}{\gamma_m} = \frac{1 \text{ Ton/m}^2}{1.20 \text{ Ton/m}^3} = 0.83 \text{ m}$$

$$Ne = \frac{C}{FS \gamma_m H}$$

---

<sup>35</sup> Para estimar la sobrecarga, se realizó un bajado de cargas de las estructuras, llegando a un promedio de  $1 \text{ Ton/m}^2$ .



$$N_e = 0.166$$

$$FS = \frac{22.0 \text{ Ton/m}^2}{(0.166)(1.20 \text{ Ton/m}^3)(12.83\text{m})} = 6.98$$

$$FS = 6.98$$

**b) Análisis de Estabilidad por el Método Gráfico de Jambú.**

El factor de seguridad que se obtiene por este método es para círculos críticos por el pie del talud.

**i) Análisis sin sobrecarga**

El valor del factor de seguridad es calculado por la ecuación 2.47

$$FS = \frac{N_e C}{\gamma_m H}$$

El parámetro  $\lambda_{c\phi}$  viene expresado por la ecuación 2.48

$$\lambda_{c\phi} = \frac{\gamma_m H \tan(\phi)}{C} \quad (2.48)$$
$$\lambda_{c\phi} = \frac{(1.20)(15)(\tan 26.56^\circ)}{22.0 \text{ Ton/m}^2} = 0.41$$

Interpolando los valores de  $\beta = 90^\circ$  y  $\lambda_{c\phi} = 0.41$  en la figura 2.14 se obtiene  $N_e = 4.25$

Sustituyendo  $N_e = 4.25$  en la expresión 2.47 se obtiene:

$$FS = \frac{(4.25)(22 \text{ Ton/m}^2)}{(1.20 \text{ Ton/m}^3)(15\text{m})} = 5.19$$

$$FS = 5.19$$

ii) Análisis considerando sobrecarga

Se hacen las mismas consideraciones que en el método de Taylor, por lo que la altura total será  $H_T = 15.83$  m

$$\lambda_{cb} = \frac{(1.20) (15.83) (\tan 26.56^\circ)}{22.0 \text{ Ton/m}^2} = 0.43$$

Interpolando los valores de  $\beta = 90^\circ$  y  $\lambda_{cb} = 0.43$  en la figura 2.14 se obtiene  $N_e = 4.28$

$$FS = \frac{(4.28) (22.0 \text{ Ton/m}^2)}{(1.20 \text{ Ton/m}^3)(15.83\text{m})} = 4.96$$

$$FS = 4.96$$

c) Análisis de Estabilidad por el Método de Culmann aplicando la solución simplificada de Taylor.

El factor de seguridad que se obtiene por este método es para superficies de falla plana por el pie del talud.

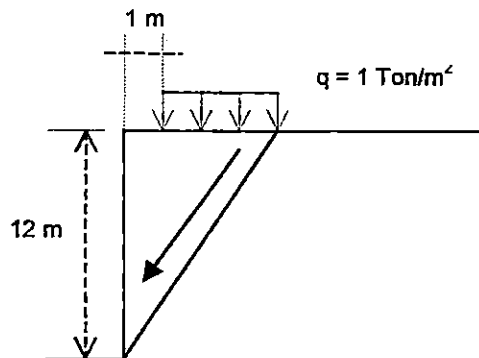


Figura 3.4 Falla Plana en el talud

i) Análisis sin sobrecarga

El factor de seguridad viene dado por Taylor como:

$$FS = \frac{C}{Ne \gamma_m H}$$

El valor de Ne se obtiene de la expresión 2.78

$$Ne = \frac{1 - \cos(\beta - \phi)}{4 \cdot \text{sen}(\beta) \cdot \text{cos}(\phi)} = \frac{1 - \cos(90^\circ - 26.56^\circ)}{4 \cdot \text{sen}(90^\circ) \cdot \text{cos}(26.56^\circ)} = 0.155$$

Sustituyendo Ne para obtener el factor de seguridad, se tiene:

$$FS = \frac{(22.0 \text{ Ton/m}^2)}{(0.155) (1.20 \text{ Ton/m}^3)(15\text{m})} = 7.89$$

ii) Análisis con sobrecarga

Considerando una altura del talud equivalente a la sobrecarga, igual que en el método de Taylor y en el método de Jambú, se tiene.

$$FS = \frac{(22.0 \text{ Ton/m}^2)}{(0.155) (1.20 \text{ Ton/m}^3)(15.85\text{m})} = 7.46$$

$$FS = 7.46$$

d) Análisis de Estabilidad por el Método de las Dovelas.

Este talud presenta un ángulo de inclinación de 90°, igual que el de la Colonia San Luis, por lo tanto, las consideraciones de análisis serán las mismas.

Se han realizado cálculos para 15 círculos de falla posibles, los resultados se presentan en la tabla 3.13

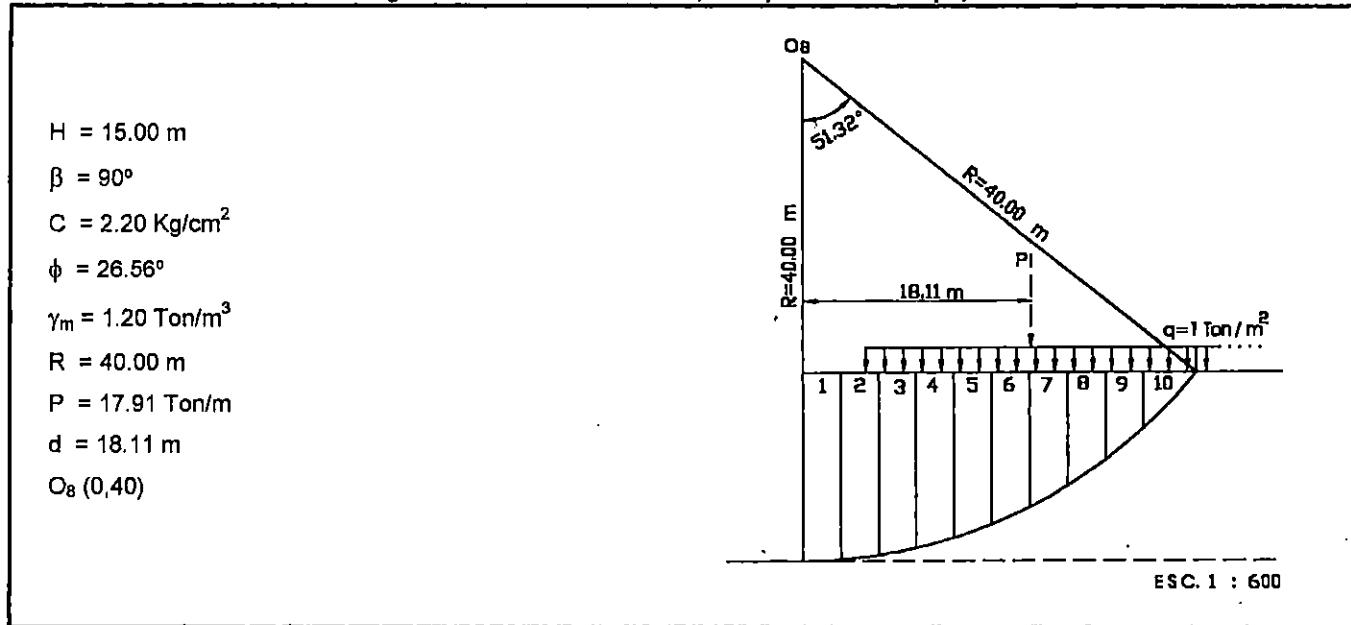
En las tablas 3.14 a 3.19, se presentan los cálculos completos de los círculos de falla 7,8,9,10,11,14 y 15, respectivamente, los cálculos para los otros círculos de falla no se presentan debido a que el proceso es similar para cualquier círculo de falla supuesto.

**Tabla 3.13 Factores de Seguridad Talud Olocuilta**

Círculo No.	Coordenadas del centro	Falla considerada	Factor de Seguridad			
			Con Sismo con Sobrecarga	Con Sismo sin Sobrecarga	Sin sismo con sobrecarga	Sin sismo sin sobrecarga
1	(0,25)	Pie	1.98	5.33	2.18	7.41
2	(0,23)	Pie	2.06	5.12	2.26	6.94
3	(0,20)	Pie	2.26	5.14	2.50	6.81
4	(0,15)	Pie	3.12	6.26	3.73	9.49
5	(0,27)	Pie	1.87	5.23	2.05	7.23
6	(0,30)	Pie	1.76	5.30	1.92	7.44
7	(0,35)	Pie	1.61	5.41	1.75	7.78
8	(0,40)	Pie	1.51	5.57	1.64	8.20
9	(0,50)	Pie	1.35	5.78	1.46	8.87
10	(0,55)	Pie	1.40	5.89	1.53	9.20
11	(-5,50)	Cuerpo	1.24	5.52	1.32	7.90
12	(10,50)	Pie	2.68	6.32	3.28	11.30
13	(5,10)	Pie	1.88	6.17	2.12	10.29
14*	(-9,50)	Cuerpo	1.19	5.47	1.24	7.49
15	(-20,50)	Cuerpo	1.20	6.37	1.23	7.93

\* FSmin

Tabla 3.14 Cálculo del Factor de Seguridad por el Método de las Dovelas para Círculo de Prueba con Centro en  $O_8$   
Talud Iglesia Católica de Olocuilta, Autopista a Comalapa, Km 27



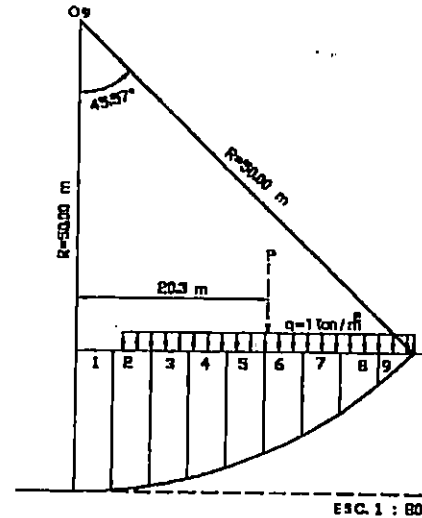
$H = 15.00 \text{ m}$   
 $\beta = 90^\circ$   
 $C = 2.20 \text{ Kg/cm}^2$   
 $\phi = 26.56^\circ$   
 $\gamma_m = 1.20 \text{ Ton/m}^3$   
 $R = 40.00 \text{ m}$   
 $P = 17.91 \text{ Ton/m}$   
 $d = 18.11 \text{ m}$   
 $O_8 (0,40)$

Dovela No	$V_i$ m <sup>3</sup>	$W_i$ Ton	$\Delta L_i$ m	$\theta_i$ grados	GRAVEDAD + SISMO					GRAVEDAD				
					$N_i$ Ton	$T_i$ Ton	$\sigma_i$ Ton/m <sup>2</sup>	$S_i$ Ton/m <sup>2</sup>	$F_{Ri}$ Ton	$N_i$ Ton	$T_i$ Ton	$\sigma_i$ Ton/m <sup>2</sup>	$S_i$ Ton/m <sup>2</sup>	$F_{Ri}$ Ton
1	44.89	53.87	3.00	2.15	53.34	10.63	17.78	30.89	92.67	53.83	2.02	17.94	30.97	92.91
2	44.21	53.05	3.20	6.46	52.50	14.40	16.40	30.20	96.64	52.72	5.97	16.47	30.23	96.75
3	42.84	51.41	3.05	10.81	50.90	17.72	16.69	30.34	92.54	50.50	9.64	16.56	30.28	92.34
4	40.76	48.91	3.11	15.23	48.42	20.40	15.57	29.78	92.62	47.19	12.85	15.17	29.59	92.01
5	37.93	45.52	3.19	19.74	45.04	22.23	14.12	29.06	92.70	42.84	15.37	13.43	28.71	91.60
6	34.28	41.14	3.29	24.38	40.69	22.98	12.37	28.18	92.72	37.47	16.98	11.39	27.69	91.11
7	29.73	35.68	3.44	29.21	35.27	22.39	10.25	27.13	93.31	31.14	17.41	9.05	26.53	91.25
8	24.17	29.00	3.63	34.27	28.65	20.17	7.89	25.95	94.18	23.97	16.33	6.60	25.30	91.84
9	17.39	20.87	3.90	39.66	20.59	15.89	5.28	24.64	96.09	16.07	13.32	4.12	24.06	93.83
10	10.03	12.04	6.18	46.89	11.76	10.10	1.90	22.95	141.84	8.23	8.79	1.33	22.67	140.07
$\Sigma$						176.91			985.31		118.68			973.71

Condición	Gravedad + Sismo		Gravedad	
	Sobrecarga + sismo	Sismo	Con Sobrecarga	Sin Sobrecarga
Ecuación	$FS = \Sigma F_{Ri} / (\Sigma T_i + Pd)$	$FS = \Sigma F_{Ri} / \Sigma T_i$	$FS = \Sigma F_{Ri} / (\Sigma T_i + Pd)$	$FS = \Sigma F_{Ri} / \Sigma T_i$
FS	1.51	5.57	1.64	8.20

Tabla 3.15 Cálculo del Factor de Seguridad por el Método de las Dovelas para Círculo de Prueba con Centro en O<sub>g</sub>  
Talud Iglesia Católica de Olocuilta, Autopista a Comalapa, Km 27

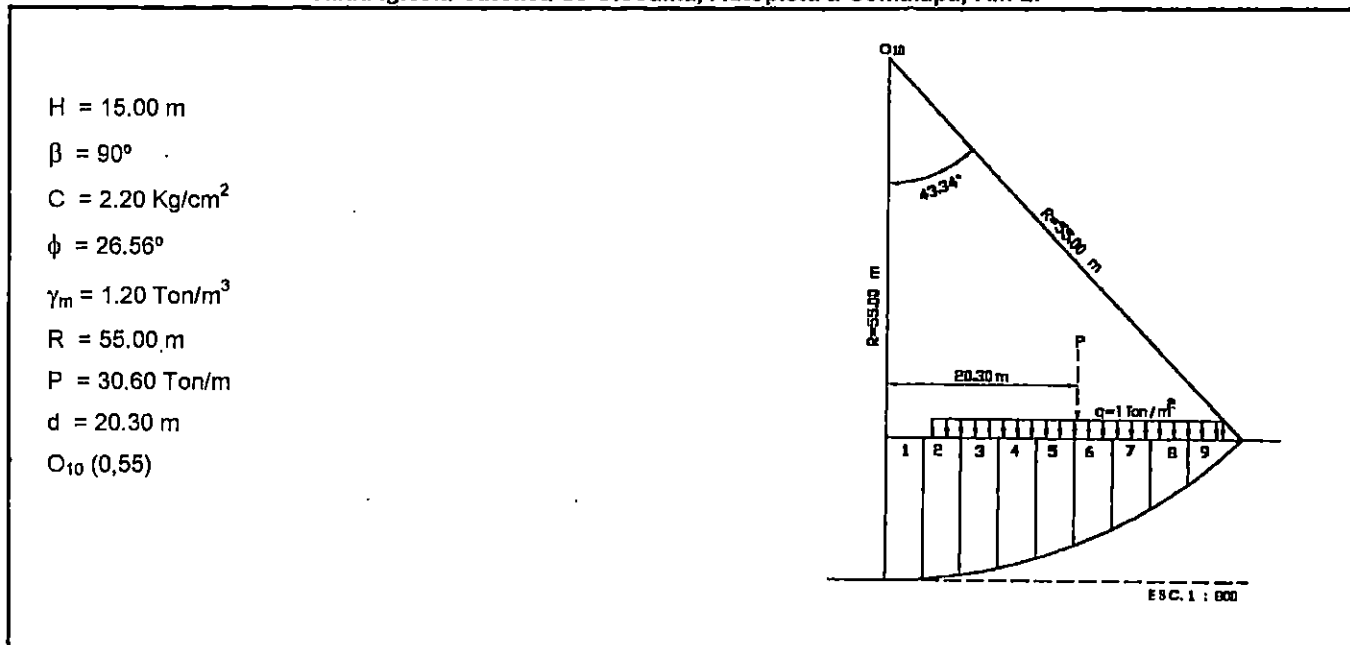
H = 15.00 m  
 $\beta = 90^\circ$   
 C = 2.20 Kg/cm<sup>2</sup>  
 $\phi = 26.56^\circ$   
 $\gamma_m = 1.20 \text{ Ton/m}^3$   
 R = 50.00 m  
 P = 30.60 Ton/m  
 d = 20.30 m  
 O<sub>g</sub> (0,50)



Dovela No	V <sub>i</sub> m <sup>3</sup>	W <sub>i</sub> Ton	ΔL <sub>i</sub> m	θ <sub>i</sub> grados	GRAVEDAD + SISMO					GRAVEDAD				
					N <sub>i</sub> Ton	T <sub>i</sub> Ton	σ <sub>i</sub> Ton/m <sup>2</sup>	S <sub>i</sub> Ton/m <sup>2</sup>	F <sub>ri</sub> Ton	N <sub>i</sub> Ton	T <sub>i</sub> Ton	σ <sub>i</sub> Ton/m <sup>2</sup>	S <sub>i</sub> Ton/m <sup>2</sup>	F <sub>ri</sub> Ton
1	59.79	71.75	4.00	2.29	70.77	14.34	17.69	30.84	123.38	71.69	2.87	17.92	30.96	123.84
2	59.5	71.40	4.03	6.90	70.42	19.92	17.47	30.74	123.86	70.88	8.68	17.59	30.79	124.09
3	55.9	67.08	4.08	11.55	66.15	23.95	16.21	30.10	122.83	65.72	13.43	16.11	30.05	122.61
4	51.94	62.33	4.17	16.27	61.44	27.04	14.73	29.37	122.45	59.83	17.46	14.35	29.17	121.65
5	46.52	55.82	4.29	21.12	55.00	28.45	12.82	28.41	121.87	52.07	20.11	12.14	28.07	120.41
6	39.53	47.44	4.46	26.18	46.70	27.74	10.47	27.23	121.47	42.57	20.93	9.54	26.77	119.40
7	30.75	36.90	4.68	31.37	36.30	24.25	7.76	25.88	121.10	31.51	19.21	6.73	25.37	118.71
8	19.89	23.87	5.00	36.92	23.44	17.39	4.69	24.34	121.72	19.08	14.34	3.82	23.91	119.54
9	6.55	7.86	5.04	42.68	7.72	6.25	1.53	22.77	114.74	5.78	5.33	1.15	22.57	113.77
Σ						189.32			1093.42		122.26			1084.02

Condición	Gravedad + Sismo		Gravedad	
	Sobrecarga + sismo	Sismo	Con Sobrecarga	Sin Sobrecarga
Ecuación	$FS = \Sigma F_{ri} / (\Sigma T_i + Pd)$	$FS = \Sigma F_{ri} / \Sigma T_i$	$FS = \Sigma F_{ri} / (\Sigma T_i + Pd)$	$FS = \Sigma F_{ri} / \Sigma T_i$
FS	1.35	5.78	1.46	8.87

Tabla 3.16 Cálculo del Factor de Seguridad por el Método de las Dovelas para Círculo de Prueba con Centro en O<sub>10</sub>  
Talud Iglesia Católica de Olocuilta, Autopista a Comalapa, Km 27

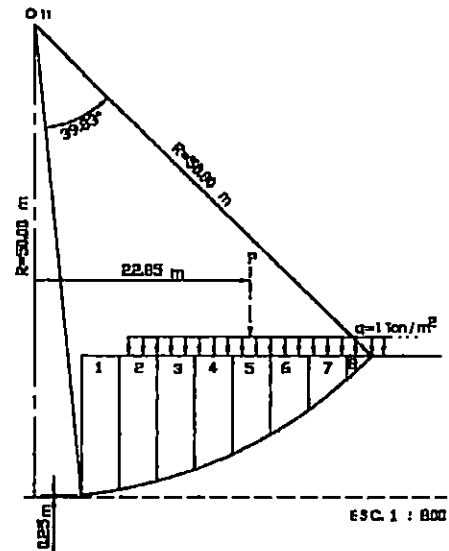


Dovela No	V <sub>i</sub> m <sup>3</sup>	W <sub>i</sub> Ton	ΔL <sub>i</sub> m	θ <sub>i</sub> grados	GRAVEDAD + SISMO					GRAVEDAD				
					N <sub>i</sub> Ton	T <sub>i</sub> Ton	σ <sub>i</sub> Ton/m <sup>2</sup>	S <sub>i</sub> Ton/m <sup>2</sup>	F <sub>ri</sub> Ton	N <sub>i</sub> Ton	T <sub>i</sub> Ton	σ <sub>i</sub> Ton/m <sup>2</sup>	S <sub>i</sub> Ton/m <sup>2</sup>	F <sub>ri</sub> Ton
1	59.81	71.77	4.00	2.09	70.80	14.09	17.70	30.85	123.39	71.72	2.62	17.93	30.96	123.85
2	58.64	70.37	4.02	6.27	69.41	18.88	17.27	30.63	123.14	69.95	7.69	17.40	30.70	123.41
3	56.28	67.54	4.07	10.48	66.60	22.91	16.36	30.18	122.83	66.41	12.28	16.32	30.16	122.74
4	52.7	63.24	4.14	14.76	62.34	25.90	15.06	29.53	122.25	61.15	16.11	14.77	29.38	121.65
5	47.83	57.40	4.23	19.12	56.56	27.48	13.37	28.68	121.33	54.23	18.80	12.82	28.41	120.17
6	41.57	49.88	4.37	23.60	49.13	27.28	11.24	27.62	120.70	45.71	19.97	10.46	27.23	118.99
7	33.8	40.56	4.54	28.24	39.92	24.91	8.79	26.40	119.84	35.73	19.19	7.87	25.93	117.74
8	24.31	29.17	4.77	33.09	28.68	19.84	6.01	25.01	119.28	24.44	15.93	5.12	24.56	117.16
9	14.23	17.08	7.45	39.46	16.58	12.96	2.23	23.11	172.19	13.18	10.85	1.77	22.88	170.49
Σ						194.25			1144.94		123.44			1136.20

Condición	Gravedad + Sismo		Gravedad	
	Sobrecarga + sismo	Sismo	Con Sobrecarga	Sin Sobrecarga
Ecuación	$FS = \sum F_{ri} / (\sum T_i + Pd)$	$FS = \sum F_{ri} / \sum T_i$	$FS = \sum F_{ri} / (\sum T_i + Pd)$	$FS = \sum F_{ri} / \sum T_i$
FS	1.4	5.89	1.53	9.20

Tabla 3.17 Cálculo del Factor de Seguridad por el Método de las Dovelas para Círculo de Prueba con Centro en O<sub>11</sub>  
Talud Iglesia Católica de Olocuilta, Autopista a Comalapa, Km 27

H = 15.00 m  
 $\beta = 90^\circ$   
 C = 2.20 Kg/cm<sup>2</sup>  
 $\phi = 26.56^\circ$   
 $\gamma_m = 1.20 \text{ Ton/m}^3$   
 R = 50.00 m  
 P = 25.71 Ton/m  
 d = 22.85 m  
 O<sub>11</sub> (-5,50)



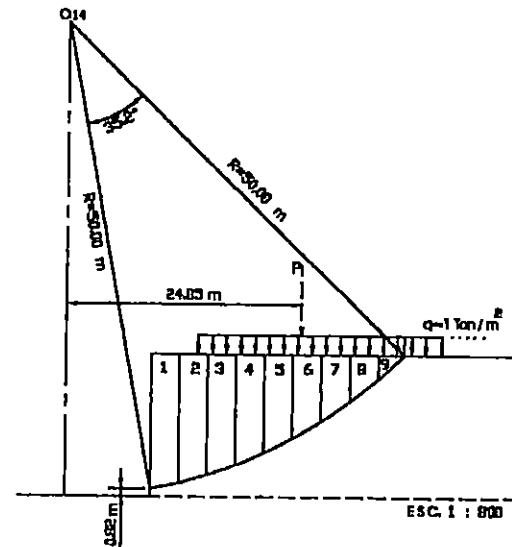
Dovela No	V <sub>i</sub> m <sup>3</sup>	W <sub>i</sub> Ton	ΔL <sub>i</sub> m	θ <sub>i</sub> grados	GRAVEDAD + SISMO					GRAVEDAD				
					N <sub>i</sub> Ton	T <sub>i</sub> Ton	σ <sub>i</sub> Ton/m <sup>2</sup>	S <sub>i</sub> Ton/m <sup>2</sup>	F <sub>ri</sub> Ton	N <sub>i</sub> Ton	T <sub>i</sub> Ton	σ <sub>i</sub> Ton/m <sup>2</sup>	S <sub>i</sub> Ton/m <sup>2</sup>	F <sub>ri</sub> Ton
1	57.98	69.58	4.04	8.05	68.62	20.77	16.98	30.49	123.18	68.89	9.74	17.05	30.52	123.32
2	55.04	66.05	4.10	12.72	65.12	24.85	15.88	29.94	122.75	64.43	14.54	15.71	29.86	122.41
3	50.72	60.86	4.19	17.47	59.99	27.56	14.32	29.16	122.17	58.08	18.27	13.86	28.93	121.20
4	44.93	53.92	4.33	22.36	53.11	28.49	12.27	28.13	121.81	49.86	20.51	11.52	27.76	120.19
5	37.51	45.01	4.51	27.42	44.31	27.12	9.82	26.91	121.37	39.96	20.73	8.86	26.43	119.19
6	28.24	33.89	4.75	32.73	33.32	22.88	7.02	25.51	121.16	28.51	18.32	6.00	25.00	118.75
7	18.81	20.17	5.10	38.38	19.81	15.05	3.88	23.94	122.10	15.81	12.52	3.10	23.55	120.10
8	3.56	4.27	3.73	43.44	4.22	3.43	1.13	22.57	84.17	3.10	2.94	0.83	22.42	83.61
Σ						170.16			938.71		117.58			928.77

Condición	Gravedad + Sismo		Gravedad	
	Sobrecarga + sismo	Sismo	Con Sobrecarga	Sin Sobrecarga
Ecuación	$FS = \Sigma F_{ri} / (\Sigma T_i + Pd)$	$FS = \Sigma F_{ri} / \Sigma T_i$	$FS = \Sigma F_{ri} / (\Sigma T_i + Pd)$	$FS = \Sigma F_{ri} / \Sigma T_i$
FS	1.24	5.62	1.32	7.90



**Tabla 3.18 Cálculo del Factor de Seguridad por el Método de las Dovelas para Círculo de Prueba con Centro en O14 Talud Iglesia Católica de Olocuilta, Autopista a Comalapa, Km 27**

H = 15.00 m  
 $\beta = 90^\circ$   
 $C = 2.20 \text{ Kg/cm}^2$   
 $\phi = 26.56^\circ$   
 $\gamma_m = 1.20 \text{ Ton/m}^3$   
 $R = 50.00 \text{ m}$   
 $P = 21.71 \text{ Ton/m}$   
 $d = 24.85 \text{ m}$   
 $O_{14} (-9,50)$

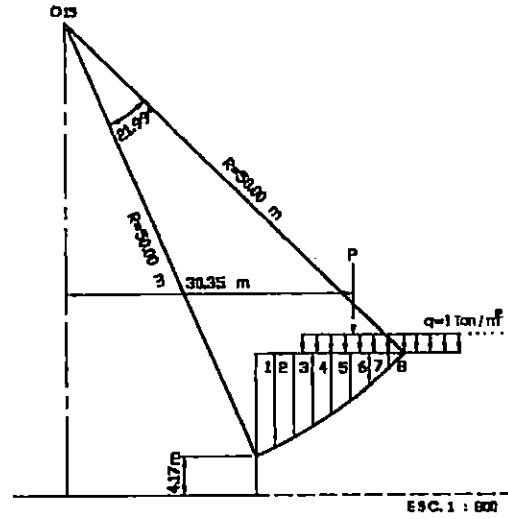


Dovela No	V <sub>i</sub> m <sup>3</sup>	W <sub>i</sub> Ton	$\Delta L_i$ m	$\theta_i$ grados	GRAVEDAD + SISMO					GRAVEDAD				
					N <sub>i</sub> Ton	T <sub>i</sub> Ton	$\sigma_i$ Ton/m <sup>2</sup>	S <sub>i</sub> Ton/m <sup>2</sup>	F <sub>r1</sub> Ton	N <sub>i</sub> Ton	T <sub>i</sub> Ton	$\sigma_i$ Ton/m <sup>2</sup>	S <sub>i</sub> Ton/m <sup>2</sup>	F <sub>r1</sub> Ton
1	41.63	49.96	3.07	12.13	49.46	18.31	16.11	30.05	92.26	48.84	10.50	15.91	29.95	91.95
2	39.4	47.28	3.12	15.67	46.80	20.05	15.00	29.50	92.03	45.52	12.77	14.59	29.29	91.40
3	36.57	43.88	3.18	19.28	43.43	21.12	13.66	28.83	91.67	41.42	14.49	13.03	28.51	90.67
4	33.09	39.71	3.26	22.97	39.28	21.35	12.05	28.02	91.36	36.56	15.50	11.21	27.61	90.00
5	28.92	34.70	3.36	26.76	34.32	20.58	10.21	27.11	91.08	30.99	15.63	9.22	26.61	89.41
6	23.99	28.79	3.49	30.68	28.45	18.65	8.15	26.08	91.00	24.76	14.69	7.09	25.55	89.16
7	18.21	21.85	3.65	34.78	21.59	15.34	5.91	24.96	91.09	17.95	12.46	4.92	24.46	89.27
8	11.44	13.73	3.86	39.08	13.55	10.36	3.51	23.75	91.69	10.66	8.65	2.76	23.38	90.25
9	3.56	4.27	3.73	43.44	4.22	3.43	1.13	22.57	84.17	3.10	2.94	0.83	22.42	83.61
Σ						149.19			816.35		107.62			805.71

Condición	Gravedad + Sismo		Gravedad	
	Sobrecarga + sismo	Sismo	Con Sobrecarga	Sin Sobrecarga
Ecuación	$FS = \frac{\sum F_{r1}}{(\sum T_i + Pd)}$	$FS = \frac{\sum F_{r1}}{\sum T_i}$	$FS = \frac{\sum F_{r1}}{(\sum T_i + Pd)}$	$FS = \frac{\sum F_{r1}}{\sum T_i}$
FS	1.19	5.47	1.24	7.49

Tabla 3.19 Cálculo del Factor de Seguridad por el Método de las Dovelas para Círculo de Prueba con Centro en O<sub>15</sub>  
Talud Iglesia Católica de Olocuilta, Autopista a Comalapa, Km 27

H = 15.00 m  
 $\beta = 90^\circ$   
 C = 2.20 Kg/cm<sup>2</sup>  
 $\phi = 26.56^\circ$   
 $\gamma_m = 1.20 \text{ Ton/m}^3$   
 R = 50.00 m  
 P = 10.71 Ton/m  
 d = 30.35 m  
 O<sub>15</sub> (-20,50)



Dovela No	V <sub>i</sub> m <sup>3</sup>	W <sub>i</sub> Ton	$\Delta L_i$ m	$\theta_i$ grados	GRAVEDAD + SISMO					GRAVEDAD				
					N <sub>i</sub> Ton	T <sub>i</sub> Ton	$\sigma_i$ Ton/m <sup>2</sup>	S <sub>i</sub> Ton/m <sup>2</sup>	F <sub>r1</sub> Ton	N <sub>i</sub> Ton	T <sub>i</sub> Ton	$\sigma_i$ Ton/m <sup>2</sup>	S <sub>i</sub> Ton/m <sup>2</sup>	F <sub>r1</sub> Ton
1	20.74	24.89	2.20	24.84	24.72	14.07	11.23	27.62	60.76	22.59	10.46	10.27	27.13	59.69
2	18.78	22.54	2.25	27.39	22.38	13.57	9.95	26.97	60.69	20.01	10.37	8.89	26.45	59.50
3	16.59	19.91	2.31	30.01	19.76	12.72	8.56	26.28	60.70	17.24	9.96	7.46	25.73	59.44
4	14.16	16.99	2.38	32.69	16.86	11.47	7.09	25.54	60.79	14.30	9.18	6.01	25.00	59.51
5	11.45	13.74	2.46	35.46	13.63	9.76	5.54	24.77	60.93	11.19	7.97	4.55	24.27	59.71
6	8.45	10.14	2.55	38.33	10.06	7.56	3.94	23.97	61.13	7.95	6.29	3.12	23.56	60.08
7	5.11	6.13	2.66	41.32	6.08	4.79	2.29	23.14	61.56	4.61	4.05	1.73	22.87	60.82
8	1.44	1.73	2.38	44.21	1.72	1.40	0.72	22.36	53.22	1.24	1.20	0.52	22.26	52.98
$\Sigma$						75.33			479.77		59.47			471.73

Condición	Gravedad + Sismo		Gravedad	
	Sobrecarga + sismo	Sismo	Con Sobrecarga	Sin Sobrecarga
Ecuación	$FS = \Sigma F_{r1} / (\Sigma T_i + Pd)$	$FS = \Sigma F_{r1} / \Sigma T_i$	$FS = \Sigma F_{r1} / (\Sigma T_i + Pd)$	$FS = \Sigma F_{r1} / \Sigma T_i$
FS	1.20	6.37	1.23	7.93

**Tabla 3.20 Resumen de los Factores de Seguridad Mínimos Gravitatorios**

Talud	Tipo de Falla	Método							
		Taylor		Jambú		Culmann		Fellenius	
		CS	SS	CS	SS	CS	SS	CS	SS
Lotificación Rosales	Base			2.41				1.99	3.66
Colonia San Luis	Cuerpo	0.86	0.82	0.90	0.87	0.90	0.86	0.55	1.12
Olocuilta	Cuerpo	7.36	6.98	5.90	4.96	7.89	7.46	1.24	7.49

CS: con sobrecarga

SS: sin sobrecarga

**TABLA 3.21 CARACTERÍSTICAS DE LOS TALUDES ESTUDIADOS**

Talud	H (m)	$\beta$ grados	C Ton/m <sup>2</sup>	$\phi$ grados	$\gamma_m$ Ton/m <sup>3</sup>	$\omega$ %	FS	Condición	Tipo de Suelo
Lotificación Rosales	20	27°	8.20	32.15°	1.57	14.60	1.67	Sismo + sobrecarga	Arena limo arcillosa color café con 55% al 60% de arena fina a media
Colonia San Luis	12	90°	3.00	22.62°	1.66	32.60	0.55	Sobrecarga sin sismo	Arena limosa color gris claro con 60% a 65% de arena fina a media
Olocuilta	15	90°	22	26.56°	1.20	15.90	1.19	Sismo + sobrecarga	Limo arenoso color gris con 30% a 40% de arena fina.

### **3.3 ANÁLISIS DE RESULTADOS**

#### **3.3.1 ENSAYO TRIAXIAL**

##### **a) Talud Lotificación Rosales**

Los especímenes de prueba presentaron una falla diagonal bien definida, con un ángulo promedio de  $60^\circ$  (ver hojas 1/19 a 3/19 Anexo C1).

El valor de la pendiente de las curvas esfuerzo deformación unitaria en el rango elástico es de  $(7.68 \pm 1.52) \times 10^2$  (ver anexo C2 y figuras 1 a 4 Anexo C1); esto indica que el suelo presenta deformaciones unitarias de 1.25% para valores de  $6 \text{ Kg/cm}^2$ , coincidiendo con los resultados obtenidos en la Prueba de Penetración Estándar, que clasifica al suelo de este talud como Semi compacto (Anexo D).

Los círculos de Mohr obtenidos del ensayo triaxial presentaron tres posibles envolventes (figura 5 Anexo C1), de las cuales se eligió la que proporciona una cohesión igual a  $0.82 \text{ Kg/cm}^2$  y  $\phi=32.15^\circ$  (figura 5 Anexo C1), la elección fue tomada en base a las características del suelo del talud (Anexo D) y al tipo de falla presentada por los especímenes de prueba. El valor de la cohesión real no se determinó, ya que no se probaron las probetas bajo condiciones de esfuerzos efectivos, por lo tanto el valor de  $C = 0.82 \text{ Kg/cm}^2$  es aparente.

#### **b) Talud Colonia San Luis.**

Los especímenes de prueba no llegaron a la rotura, pero presentaron una superficie de falla con un ángulo promedio de  $67^\circ$  (ver hojas 7/19 a 9/19 Anexo C1). Esto implica que el suelo es suelto o normalmente consolidado, es decir, seguirá comprimiéndose bajo la aplicación de esfuerzos.

Las pendientes de las curvas esfuerzo deformación unitaria en el rango elástico tiene un valor de  $(3.30 \pm 1.22) \times 10^2$ , como se observa en la figura 9 del Anexo C1, y se calcula en el Anexo C2. Esto indica que el suelo tiene deformaciones unitarias grandes (1.5%) con la aplicación de pequeños esfuerzos (entre  $1.8 \text{ kg/cm}^2$  y  $3.4 \text{ kg/cm}^2$ ).

Los círculos de Mohr obtenidos del ensayo triaxial, presentaron dos posibles envolventes (figura 10 anexo C1), de los cuales se eligió la envolvente que proporciona una cohesión aparente de  $0.3 \text{ kg/cm}^2$  y  $\phi=22.62^\circ$ , esta elección se hizo tomando de base el tipo de suelo y el comportamiento de los especímenes de prueba (anexo D). Este suelo no contiene arcilla, por lo tanto su cohesión bajo estado saturado sería cero.

#### **c) Talud Olocuilta**

La falla en los especímenes de prueba fue de tipo cónica e irregular en la superficie (ver hojas 13/19 a 15/19 Anexo C1); esto indica, que el suelo está

ligeramente preconsolidado, es decir, que la sobrecarga actuante en el suelo, es menor que la presión máxima de consolidación del suelo en algún momento del pasado.

El valor de la pendiente de las curvas esfuerzo deformación unitaria en el rango elástico es bastante alto  $(1.45 \pm 0.15) \times 10^3$ , como se observa en la figura 14 del anexo C1 y se calcula en el anexo C2. Esto indica que el suelo adquiere deformaciones unitarias pequeñas (0.7 mm) para grandes valores de esfuerzos ( $10 \text{ kg/cm}^2$ ), coincidiendo con los resultados obtenidos en la prueba de Penetración Estándar, que clasifica al suelo de este talud como muy compacto (anexo D).

Los círculos de Mohr presentan dos posibles envolventes (figura 15 Anexo C1), de las cuales se eligió la que proporciona una cohesión aparente igual a  $2.2 \text{ Kg/cm}^2$  y  $\phi=26.56^\circ$ . La elección hizo en base al tipo de falla que presentaron los especímenes de prueba y al tipo de suelo que se obtuvo de la granulometría (anexo D). Este valor de cohesión, como se mencionó anteriormente, es aparente, ya que el suelo no contiene arcilla, por lo que bajo estado saturado resultaría ser igual a cero.

#### **d) Análisis de la Ley de Resistencia del suelo de los taludes estudiados**

Las envolventes de Mohr para los tres taludes estudiados (figura 16 Anexo C) muestran que todos los taludes presentan características de cohesión y fricción. Sin embargo, en la clasificación de suelos (Anexo D), sólo el talud de la Lotificación Rosales tiene arcillas, por lo que las características cohesivas de los taludes de Olocuilta y de la Colonia San Luis son aparentes y se deben a los cementantes que

contienen dichos suelos. El talud de Olocuilta tiene la cohesión más alta  $C=2.2 \text{ Kg/cm}^2$  y el talud de la Colonia San Luis, la más baja  $C = 0.3 \text{ Kg/cm}^2$ . El talud de la Lotificación Rosales tiene la fricción más alta  $\phi=32.15^\circ$  y el de la colonia San Luis tiene la fricción más baja  $\phi=22.62^\circ$ . De aquí se deduce, que el talud de la Colonia San Luis es el que tiene los parámetros de resistencia más bajos, entre los tres taludes estudiados.

### 3.3.2 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD<sup>36</sup>

#### a) Talud Lotificación Rosales

El talud se comporta de manera estable bajo cualquier condición de carga, ya que los factores de seguridad superan a los establecidos por la Norma, como sigue:

Para la condición sísmica:

Con sobrecarga  $FS = 1.67 > 1.1$

Sin sobrecarga  $FS = 2.61 > 1.1$

Para la condición gravedad:

Con sobrecarga  $FS = 1.99 > 1.4$

Sin sobrecarga  $FS = 1.66 > 1.4$

Los factores de seguridad cuando el talud esta sobrecargado se reducen en porcentajes que varían desde 10% hasta 42% de los valores para la condición sin sobrecarga.

---

<sup>36</sup> Todos los resultados del análisis de estabilidad se compararán con la Norma Técnica para Diseño de Cimentaciones y Estabilidad de Taludes del Reglamento para la Seguridad Estructural de las Construcciones. MOP. San Salvador, 1997.

## b) Talud Colonia San Luis

Los datos obtenidos del análisis de estabilidad, indican que el talud es inestable bajo cualquier condición de carga, ya que los factores de seguridad resultan ser menores a los establecidos por la Norma. El factor de seguridad mínimo para la condición gravitacional es  $FS=0.55 < 1.4$  y el de la condición gravedad más sismo es  $0.59 < 1.1$ .

El resultado obtenido por el método gráfico de Taylor para un análisis de falla por el pie del talud y para la condición gravitacional sin considerar la sobrecarga actuante en la corona del talud proporciona un  $FS_{min} = 0.86$ , menor que el valor de 1.4 establecido en la Norma, indicando que el talud es inestable.

Los resultados obtenidos por el método pseudoestático de Fellenius, para la condición gravedad más sismo y considerando la sobrecarga actuante, resulta un  $FS_{min}=0.59$ , mucho menor que el valor de 1.1 establecido por la Norma, para cuando se incluya el sismo, indicando que el talud es inestable.

Este valor de  $FS = 0.59$  corresponde al círculo de falla más crítico pasando por el cuerpo del talud (falla local) a 1.40m arriba del pie y a una distancia de 15m a la derecha del pie del talud (Tabla 3.11).



Para la condición gravedad más sismo y no considerando la sobrecarga actuante, resulta un  $FS=1.11$  igual al  $FS_{min}$  establecido en la Norma; indicando que el talud se encuentra en condiciones límites de seguridad según los requisitos de la Norma.

La inestabilidad de este talud, se debe a la sobrecarga que actúa en su corona, ya que dicha sobrecarga disminuye los factores de seguridad en un 50% de la condición sin sobrecarga (considerando o no el efecto sísmico). A esto se adiciona un aumento en los esfuerzos cortantes actuantes en el talud, producto de la susceptibilidad a la erosión y disolución que tiene el suelo que lo conforma.

### **c) Talud Iglesia Católica de Olocuilta.**

El talud se comporta de manera estable para las condiciones sismo más sobrecarga, con sismo sin sobrecarga y sin sobrecarga sin sismo, resultando factores de seguridad mayores que los mínimos señalados en la Norma (Sección 3.12).

Para la condición gravedad más sismo el mínimo señalado por la norma es  $FS \geq 1.1$  y el obtenido para este talud fue  $FS=1.19$ , por lo tanto se considera estable.

La condición sin sobrecarga con sismo proporciona un factor de seguridad mucho mayor que el  $FS_{min}$  establecido por la norma, su resultado fue  $FS=5.12$ .

La condición con sobrecarga sin sismo resulta inestable, ya que la norma señala  $FS_{min} \geq 1.4$ , y el resultado fue  $FS=1.24$ . Este valor no indica precisamente que el talud es inestable, pero sí que el talud está bajo las normas de seguridad mínimas permisibles según la Norma

La condición sin sismo y sin sobrecarga, resulta estable, ya que se obtuvo un factor de seguridad mucho mayor que el señalado por la Norma, el resultado fue  $FS=7.49$ .

Sin embargo, las condiciones de este talud son con sobrecarga; aunque se cumplan los factores mínimos establecidos en la Norma, en la práctica, el talud tiene a ser inestable sin que se encuentre en falla incipiente,  $FS=1.0$ . Cuando a la condición sobrecarga se le adiciona el efecto sísmico, el factor de seguridad cumple los requisitos de diseño, entonces estabilidad se mantendrá bajo estas condiciones.

Este talud presenta condiciones de estabilidad, sin embargo esto no significa que no pueda dar problemas de deslizamiento superficial, ya que está formado por suelos fácilmente erosionables y además se encuentra desprotegido de vegetación en el cuerpo del mismo.

## CONCLUSIONES

- 1) La condición más desfavorable de sobrecarga en un talud, es cuando la fuerza distribuida equivalente llega lo más cercano al borde de la corona, esto se debe a que la masa de suelo no se encuentra confinada en uno de sus extremos, y de esa manera no opone resistencia al desplazamiento.
- 2) Los taludes cuyos ángulos de inclinación sean muy cercanos a  $90^\circ$  tendrán el círculo de falla más crítico pasando a través del cuerpo del talud. Como el caso analizado en la Colonia San Luis y la Iglesia de Olocuilta.
- 3) La inestabilidad de un talud no se puede apreciar solamente determinando su factor de seguridad, se necesita también tomar en cuenta los siguientes aspectos:
  - Los Resultados de un estudio geotécnico como por ejemplo: las características propias del material, la presencia del nivel freático, presencia de roca, etc.
  - Las condiciones en que se encuentra el talud in situ, por ejemplo: presencia de drenajes sobre el talud, cárcavas, socavaciones, etc.
  - El tratamiento que se le ha dado al talud, ya sea correctivo o preventivo.
- 4) Los factores de seguridad para la condición sísmica, para los casos de estudio resultaron ser menores que los gravitacionales, esto no indica que el análisis sísmico sea más desfavorable que el gravitatorio, ya que los parámetros comparativos son diferentes para cada caso,  $FS = 1.1$  para sismo y  $FS = 1.4$  para gravedad.

- 5) Los métodos gráficos de Taylor y de Jambú, son útiles para obtener una primera aproximación del factor de seguridad de un talud para círculos críticos por el pie del talud.

## RECOMENDACIONES

### Talud Lotificación Rosales

- Evacuar las aguas lluvias que llegan al final de las gradas hacia una caja recolectora y drenarla por medio de una tubería de PVC hacia la calle. Para determinar el diámetro de dicha tubería es necesario que se realice el diseño hidráulico de ésta. (ver detalle en anexo E1)
- Construir una canaleta en la calle El Rosal, para evitar la descarga de las aguas lluvias de dicha calle hacia el cuerpo de la ladera (ver detalle en Anexo E1). Estas agua deben drenarse hacia las alcantarillas existentes en la colonia contigua.
- Proteger las áreas libre de construcción de la ladera contra los efectos erosivos del agua de escorrentía, utilizando vegetación mixta como: izote, bambú, zacate jaraguá, zacate vetiver, etc.
- Evitar que los habitantes de la lotificación boten basura en el cuerpo del talud.
- Proteger las áreas libres de construcción de la ladera contra los efectos erosivos del agua de escorrentía utilizando vegetación mixta como: izote, bambú, zacate jaraguá, zacate vetiver, etc.

### **Talud Colonia San Luis, Km 12 ½ Autopista a Comalapa**

- Reconformar el cuerpo del talud, ya que este se encuentra con cárcavas y surcos por donde fluye el agua en épocas de invierno. La conformación puede hacerse utilizando el material deslizado en el sitio, o cualquier material similar mezclado con un cementante como cal o cemento, de manera que el relleno de las cárcavas y surcos se adhieran perfectamente al talud, para este caso puede emplearse una proporción de 1 bolsa de cemento o cal por 20 carretilladas de tierra.
- Evacuar las aguas lluvias provenientes del techo de la vivienda por medio de un canal de lamina galvanizada número 26, con dimensiones de 20 cm de ancho por 15 cm de altura. Desalojar estas aguas por medio de un sistema de tuberías de PVC  $\phi 4''$  conectadas por cajas de 30 cm x 30 cm y altura variable.
- Impermeabilizar el terreno comprendido entre la casa y el borde de la corona del talud, utilizando una capa de mortero de 2 cm de espesor y una relación 1:5. Las aguas lluvias recibidas por dicha área deben desalojarse a la misma caja que las de los canales.
- Revestir el cuerpo del talud con suelo-cemento-cal en una proporción 20:1:1, y malla de gallinero, anclada previamente al terreno por medio de pines de un material no corrosivo de 20 cm de largo y  $\phi 1/4''$ . Colocar un sistema de drenes o respiraderos con tubería PVC  $\phi 2''$  inclinados  $15^\circ$  con respecto a la horizontal y espaciadas entre sí 1.5 m diagonalmente.

### **Talud Iglesia Católica de Olocuilta**

- Reconformar el cuerpo del talud a lo largo de las zonas dañadas, construyendo una terraza en el tercio superior de la altura del talud con un ancho de 0.75 m, en esta zona proteger con una capa impermeabilizante de mortero para evitar la filtración y los efectos erosivos del agua, ya que se observa desprendimiento de material en dicha zona.
  
- Prolongar una tubería de aguas lluvias existente en el tercio superior del talud por medio de un empalme, de tal forma que la tubería baje verticalmente por el cuerpo del talud, evacuando el agua hacia la arteria vehicular. También puede eliminarse la descarga de aguas lluvias existentes en el cuerpo del talud, haciendo que estas descarguen hacia la calle ubicada al costado norte del talud o frente a la iglesia. Comparar económicamente estas dos alternativas y elegir entre ellas la más conveniente.
  
- Revestir el cuerpo del talud de manera similar que el talud de la Colonia San Luis.

**CAPITULO IV**  
**CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**



## **CAPITULO IV**

### **CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

#### **4.1 CONSIDERACIONES**

En base a los objetivos de este trabajo, el cual que pretende estudiar la estabilidad e inestabilidad de los taludes en El Salvador, así como los diferentes métodos de análisis de estabilidad y proponer soluciones para corregir y prevenir fallas en los mismos. se presentan las siguientes consideraciones:

1. Las principales causas del problema de la inestabilidad de los taludes en El Salvador son las siguientes:
  - La inadecuada descarga de aguas lluvias a través de tuberías sobre el terreno.
  - Construcción de viviendas y edificaciones próximas al borde del talud.
  - Mala compactación del suelo que conforma el talud.
  - La acción del hombre al ejecutar cortes o rellenos en laderas.
  
2. La causa más frecuente de las fallas de los taludes en El Salvador es la acción del agua, principalmente durante el invierno, ya que la mayoría de fallas registradas se han dado en época lluviosa.
  
3. Las fallas de los taludes muchas veces llegan a constituir un desastre que conduce a pérdidas humanas y materiales, afectando principalmente a los asentamientos populares, ya que la mayoría de estos se encuentran ubicados en laderas que

presentan problemas de inestabilidad en condiciones como la actividad sísmica, la imposición de sobrecargas y la acción intensa y prolongada de la lluvia

En base a lo anterior se llega a las siguientes conclusiones:

## 4.2 CONCLUSIONES

1. La estabilidad de los taludes está definida a partir del factor de seguridad  $FS=1.1$  para la condición sísmica y  $FS=1.4$  para la condición gravitacional, en tal caso para valores del factor de seguridad menores que los mencionados anteriormente, la Norma Técnica para Diseño de Cimentaciones y Estabilidad de Taludes del Reglamento para la Seguridad Estructural de las Construcciones, MOP, determina que el talud será inestable, como en el caso del talud de la Colonia San Luis que tiene los factores de seguridad siguientes:  $FS=0.59 < 1.1$ , para la condición sísmica y  $FS=0.55 < 1.4$ , para la condición gravedad. Por lo tanto, se deberá revisar la estabilidad modificando parámetros como la geometría, la mejora de las propiedades del suelo que lo conforman o aplicar alguna técnica constructiva que garantice la estabilidad para el análisis tomando en cuenta el sismo y las cargas gravitacionales. Para los casos estudiados, el talud de Olocuilta se considera estable bajo la condición sísmica, ya que  $FS = 1.19 > 1.1$ , y para la condición gravedad es inestable, resultando  $FS = 1.24 < 1.4$ . El talud de la lotificación Rosales es estable bajo cualquier condición de carga, ya que sus factores de seguridad resultaron en todo caso

mayores que los establecidos en la Norma,  $FS = 1.67 > 1.1$  para la condición sísmica y  $FS = 1.99 > 1.4$  para la condición gravitacional.

2. En base a la experiencia de deslizamientos y a los estudios geotécnicos, la saturación del suelo es un problema que ha generado fallas en taludes, tal es el caso del aluvión de Montebello, en septiembre de 1982 y los deslizamientos de taludes ocasionados por el Huracán Mitch a en octubre de 1998, así como otros casos que ocurren año con año en la época invernal. Por tal razón los taludes de Olocuilta y de la Lotificación Rosales, a pesar de resultar estables en condiciones de humedad natural, han presentado fallas en época lluviosa.
3. La aplicación en la práctica de los métodos de análisis de estabilidad de los taludes consideran lo siguiente: superficies de fallas, el tipo de suelo (con uno o más estratos), contenidos de humedad, análisis estático y pseudoestático e imposición de carga externas. En tal sentido el método gráfico de Donald W. Taylor proporciona resultados confiables bajo las siguientes características: suelos homogéneos, sin variedad de estratos, sin flujo de agua, sin cargas sísmicas y sin sobrecargas; sin embargo el método de Taylor es muy práctico ya que simplifica el tiempo y el costo obteniéndose resultados semejantes al método de las dovelas.
4. El grado de compacidad de los suelos influye en la estabilidad de los taludes; ya que disminuye la resistencia del suelo, produciéndose una disminución en el factor de seguridad, tal es el caso del talud ubicado en la Colonia San Luis

km 12½, que presenta suelo suelto en los primeros 2m según el estudio de suelos, Anexo D, por tal razón el análisis de estabilidad dio falla crítica por el cuerpo del talud, e inestable para cualquier condición de carga. El talud de la lotificación Rosales presenta suelo compacto según el anexo D; y del análisis de estabilidad se dedujo que este talud es estable bajo cualquier condición de carga. El talud de Olocuilta es muy compacto según el estudio de suelos, Anexo D, pero el talud resultó ser inestable bajo la condición de sobrecarga. A pesar del grado de compacidad alta para los taludes Lotificación Rosales y Olocuilta, se han presentado fallas en estos, esto implica que la estabilidad es afectada por otros factores como la erosión y la saturación.

5. Los estudios realizados sobre estabilidad de taludes en el país proponen soluciones para prevenir desastres ocasionados por las fallas de dichas estructuras. Sin embargo, la persistencia del problema se genera a partir de la forma inadecuada de realizar los estudios y de no generar proyectos específicos en torno a resolver el problema en base a las propuestas planteadas por los estudios realizados, a esto contribuye la inadecuada delegación de responsabilidades a personas que no tienen los conocimientos técnicos necesarios para proponer acciones de prevención de desastres que conlleven al abordaje del problema.

### **4.3 RECOMENDACIONES**

1. Para reducir el riesgo que produce la inestabilidad de los taludes en el país se deben tomar en cuenta los siguientes aspectos:
  - Calcular el factor de seguridad mínimo por algún método de análisis de estabilidad, que considere las condiciones del talud.
  - Cumplir con los requisitos establecidos por la Norma para Diseño de Cimentaciones y Estabilidad de Taludes, del Reglamento para la Seguridad Estructural de las Construcciones.
  
2. Al evaluar la estabilidad de los taludes, se deben tomar en cuenta las condiciones del mismo y el análisis de las propiedades físicas y mecánicas del suelo que lo conforma, para seleccionar las medidas que eviten y corrijan los deslizamientos.
  
3. Elaborar un estudio de las condiciones de estabilidad de laderas y taludes y evacuar el nivel de riesgo y el impacto ambiental en la autopista hacia Comalapa, con el objeto de establecer medidas de control y mantener la estética de la vía, y que se exija a las instituciones encargadas, para que realicen monitoreos del mantenimiento de los taludes para reducir el problema de la inestabilidad.
  
4. Generar un proyecto para llevar a cabo las recomendaciones planteadas para solucionar el problema de los tres taludes estudiados, tomando como base el estudio realizado en este trabajo de graduación.

5. Gestionar en el Ministerio de Obras Públicas, dependencia de Caminos, la dotación de los materiales necesarios para ejecutar las sugerencias antes mencionados, y que la comunidad evalúe el porcentaje de mano de que puede proporcionar para ejecutar el proyecto, de manera de coordinar la buena realización de la obra.

#### **4.4 TRABAJOS FUTUROS**

1. Investigar referente a los métodos correctivos y preventivos artesanales como: llantas, bambú, izote, etc. y que se estudien sus propiedades estructurales.
2. Realizar un trabajo que contenga información completa sobre el Diseño de Taludes.
3. Estudiar las propiedades físicas y mecánicas de los suelos y su influencia en la estabilidad de los taludes.

## BIBLIOGRAFIA

1. Aguirrez Ramírez, Gil Oswaldo, (1996). Manual de Fundaciones de las Estructuras, según Tipo de Suelo y Condiciones de Terreno. Trabajo de Graduación, Ing. Civil, UES, El Salvador.
2. Alfonso Rico y Hermillo del Castillo, (1976), La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres, Volumen 1, México, 1ª Edición, Editorial Limusa.
3. Beery, Peter; L. Reid, David; (1993) Mecánica de Suelos, Colombia, 1ª Edición, Editorial McGraw – Hill.
4. Cano y Gutiérrez, Jorge Alberto; (1970). Sistema de Mallas para Evitar el Deslizamiento en los Taludes de Tierra, Trabajo de Graduación, Ing. Civil, UES, El Salvador.
5. Centro de Investigaciones Geotécnicas (CIG), Reportes sobre deslizamientos ocurridos en El Salvador.
6. Centro de Protección para Desastres (CEPRODE), Luis Ernesto Romano, Compilador. Catálogo de Desastres, Accidentes y Ecología (1915 – 1990). San Salvador, octubre de 1997.
7. Centro de Protección para Desastres (CEPRODE). Caracterización de los Desastres en El Salvador: Tipología y Vulnerabilidad Socioeconómica. San Salvador, febrero de 1994.
8. Cema Aguilar, José Ricardo, (1993). Estudio de Capacidad de la Carga del Suelo a Partir de sus Propiedades Mecánicas en Areas de Asentamiento Popular. Trabajo de Graduación, Ing. Civil, UES, El Salvador
9. Córdova Velázquez, Carlos Atilio, (1992). Criterios Básicos para el Análisis y Diseño de Obras de Protección en Proyectos de Urbanizaciones. Trabajo de Graduación, Ing. Civil, UES, El Salvador

10. Crespo Villaluz C., (1981), *Mecánica de Suelos y Cimentaciones*, México, 2ª Edición, Editorial Limusa, 1981.
11. Curso sobre Diseño Geotécnico y Estructural de Cimentaciones, realizado del 2 al 9 de diciembre de 1995. San Salvador.
12. Curso sobre Últimos Avances en Ingeniería Geotécnica organizado por el Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas de España (CEDEX). Antigua (Guatemala), del 23 al 27 de febrero de 1998.
13. D. Graux, (1975) *Fundamentos de Mecánica del Suelo, Proyecto de Muros y Cementaciones*; Barcelona, España. Segunda Edición. Editores Técnicos Asociados S.A.
14. Escobar Tejada, Edna Isabel, (1984). *Solución Propuesta para el Tratamiento de Taludes en el Area Metropolitana de San Salvador*. Trabajo de Graduación, Ing. Civil, UES, El Salvador.
15. Figueroa Hernández, Juan Carlos; (1989). *Estudio de los Problemas de Inundaciones e Inestabilidad de Taludes en las Zonas Marginales del Area Metropolitana de San Salvador Afectadas por el Terremoto del 10 de Octubre/86*.
16. Gierloff, H.; G., Emden; (1956), *La Costa de El Salvador*, El Salvador, Ministerio de Educación, Edición Provisional.
17. Iglesias, Gerardo José; (1984). *Estudio de la Estabilidad de Laderas con Urbanizaciones y Recomendaciones para Proyectos Futuros en el Area Metropolitana de San Salvador*. Tesis de Grado, Ing. Civil, UCA, El Salvador.
18. Jiménez Salas J. A., (1981), *Geotécnia y Cimientos II. Mecánica del Suelo y de la Roca*. Madrid, España. Segunda Edición. Editorial Rueda.
19. Juárez Badillo, E.; Rico Rodríguez, A., (1979) *Mecánica de Suelos, Tomo II, Teoría y Aplicación de la Mecánica de Suelos*, México, 2ª Edición, Editorial Limusa.



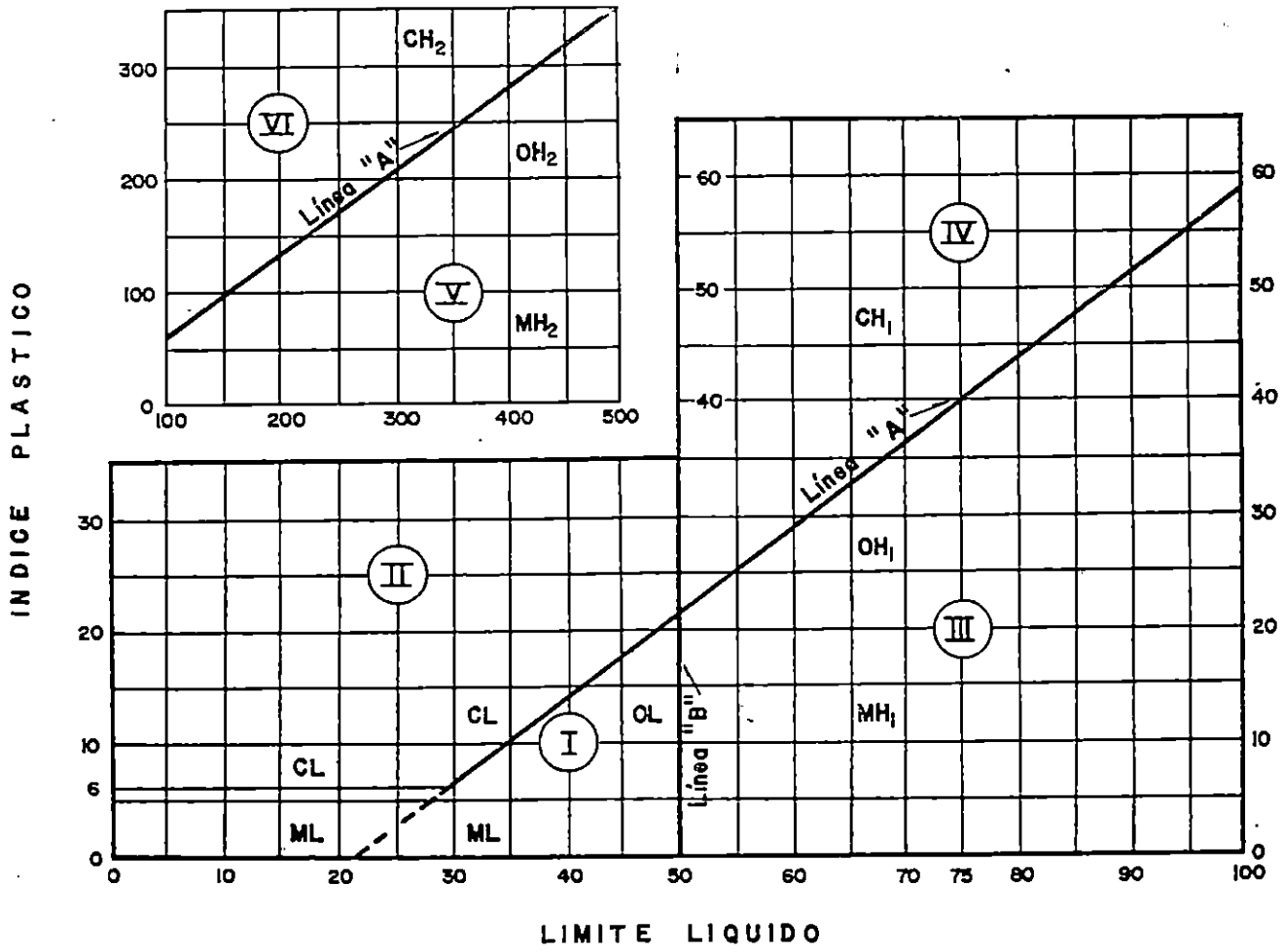
20. Jumikis, A. R., Soil Mechanics, Cap. 25. New Jersey, D. Van Nostrand Co. Inc 1966
21. Lambe, T. William y Whitman, Robert V. (1974), Mecánica de Suelos. México, 1ª Edición. Editorial Limusa.
22. Ministerio de Cultura y Comunicaciones, Dirección de Publicaciones. Geografía de El Salvador, 1er tomo, San Salvador, 1986.
23. Paz Alegría, Alvaro; (1974). Estabilidad de Taludes, Trabajo de Graduación. Ing. Civil, UES, El Salvador.
24. Servicio de Conservación de Suelos, Departamento de Agricultura de EE.UU.AA., (1980). Manual de Conservación de Suelos, México, tercera reimpresión. Editorial Limusa.
25. Sowers, George B.; Sowers, George F.; Introducción a la Mecánica de Suelos y Cimentaciones, México, Editorial Limusa.
26. 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.
27. Tablas de Segura, Sonia G. (1988). Análisis Dinámico de estabilidad de taludes. Trabajo de graduación Universidad Politécnica.
28. Taylor, Donald W.; (1961) Fundamentos de la Mecánica de Suelos. 1ª Edición, Editorial CECSA.
29. Terzaghi K.; Peck; Ralph B, (1973), Mecánica de suelos en la Ingeniería Práctica, Buenos Aires, 2ª Edición, Editorial Ateneo.

30. Umaña Interiano, Rubén Antonio; (1992). Criterios y Parámetros Geotécnicos de las Márgenes del Cauce del Río Acelhuate para su Protección y Prevención de Riesgos y Desastres, Determinando Zonas Críticas, Trabajo de Graduación. Ing. Civil, UES, El Salvador.
31. Whitlow, Roy, (1994), Fundamentos de la Mecánica de Suelos, México, 1ª Edición, editorial CECSA.
32. Zepeda Cerrato, José Humberto; (1970). Análisis de Estabilidad de Taludes Aplicados a Presas de Tierra. Trabajo de Graduación, Ing. Civil, UES, El Salvador.

## **ANEXOS**

## **ANEXO A**

ANEXO A



CARTA DE PLASTICIDAD

**ANEXO B**

# ANEXO I SUELOS

		SÍMBOLOS DEL GRUPO (*)	NOMBRES TÍPICOS
<b>SUELOS DE PARTICULAS GRUEBAS</b> MAS DE LA MITAD DEL MATERIAL ES RETENIDO EN LA MALLA N° 200 (φ) (USESE LA CURVA GRANULOMETRICA PARA IDENTIFICAR LAS FRACCIONES DE SUELO)	<b>GRAVAS</b> MAS DE LA MITAD DE LA FRACCION GRUESA ES RETENIDA EN LA MALLA N° 4	GW	GRAVAS BIEN GRADUADAS, MEZCLAS DE GRAVA Y ARENA CON POCO O NADA DE FINOS.
		GP	GRAVAS MAL GRADUADAS, MEZCLAS DE GRAVA Y ARENA CON POCO O NADA DE FINOS.
		GM	GRAVAS LIMOSAS, MEZCLAS DE GRAVA, ARENA Y LIMO
		GC	GRAVAS ARCILLOSAS, MEZCLAS DE GRAVA - ARENA Y ARCILLA.
		SW	ARENAS BIEN GRADUADAS, ARENAS CON GRAVA CON POCO O NADA DE FINOS.
	<b>ARENAS</b> MAS DE LA MITAD DE LA FRACCION GRUESA PASA LA MALLA N° 4	SP	ARENAS MAL GRADUADAS, ARENAS CON GRAVA CON POCO O NADA DE FINOS.
		SM	ARENAS LIMOSAS, MEZCLAS DE ARENA Y LIMO
		SC	ARENAS ARCILLOSAS, MEZCLAS DE ARENA Y ARCILLA
<b>SUELOS DE PARTICULAS FINAS</b> MAS DE LA MITAD DEL MATERIAL PASA LA MALLA N° 200 (USESE LA CURVA GRANULOMETRICA)	<b>LIMOS Y ARCILLAS</b> LIMITE LIQUIDO	ML	LIMOS INORGANICOS, POLVO DE ROCA, LIMOS ARENOSOS O ARCILLOSOS LIGERAMENTE PLASTICOS.
		CL	ARCILLAS INORGANICAS DE BAJA A MEDIA PLASTICIDAD, ARCILLAS CON GRAVA, ARCILLAS ARENOSAS, ARCILLAS LIMOSAS, ARCILLAS POBRES.
		OL	LIMOS ORGANICOS Y ARCILLAS LIMOSAS ORGANICAS DE BAJA PLASTICIDAD.
	<b>LIMOS Y ARCILLAS</b> LIMITE LIQUIDO	MH	LIMOS INORGANICOS, LIMOS MICACEOS O DIATOMACEOS, LIMOS ELASTICOS.
		CH	ARCILLAS INORGANICAS DE ALTA PLASTICIDAD ARCILLAS FRANCAS.
		OH	ARCILLAS ORGANICAS DE MEDIA A ALTA PLASTICIDAD, LIMOS ORGANICOS DE MEDIA PLASTICIDAD.
<b>SUELOS ALTAMENTE ORGANICOS</b>		P <sub>t</sub>	TURBA Y OTROS SUELOS ALTAMENTE ORGANICOS

signan con la combinación de los símbolos: ejemplo GW - GC mezcla de

**ANEXO C1**



## ANEXO C1 ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL

Ubicación: Lotificación Rosales

Fecha: 21/01/99

Profundidad: 1.50 m

$D_{60}$ =	3.864	cm	$W_m$ =	164.5	gr	$V_{comp}$ =	1.00	mm/min
$D_{30}$ =	3.894	cm	$V_m$ =	105.09	cm <sup>3</sup>	$K_s$ =	0.15625	Kg/u
$D_{10}$ =	3.800	cm	$\gamma_m$ =	1.57	gr/cm <sup>3</sup>	$K_{def}$ =	0.0254	mm/u
$H_o$ =	8.918	cm	$W_s$ =	143.56	gr	$\sigma_3$ =	0.50	Kg/cm <sup>2</sup>
			$w\%$ =	14.60	%	$A_m$ =	11.784	cm <sup>2</sup>

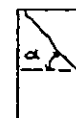
Tiempo s	Anillo de carga Divisiones	Carga Kg	Microm Divisiones	Deformación mm	Deformación unitaria (%)	1 - e	Área corregida cm <sup>2</sup>	Esf. Desviador Kg / cm <sup>2</sup>
0	0.0	0.00	0.0	0.0000	0.0000	1.000	11.78	0.00
30	120.0	18.75	7.0	0.1778	0.1994	0.998	11.81	1.59
60	228.0	35.63	15.5	0.3937	0.4415	0.996	11.84	3.01
90	309.0	48.28	23.7	0.6020	0.6750	0.993	11.86	4.07
120	382.0	59.69	30.5	0.7747	0.8687	0.991	11.89	5.02
150	457.0	71.41	43.0	1.0922	1.2247	0.988	11.93	5.99
167	475.0	74.22	52.0	1.3208	1.4810	0.985	11.96	6.20
180	416.0	65.00	68.0	1.7272	1.9368	0.981	12.02	5.41
210	377.0	58.91	91.8	2.3317	2.6146	0.974	12.10	4.87

Clasificación:

Arena limo arcillosa, color café con un 55% a 60% de arena fina y un 40% a 45% de limo arcilloso con plasticidad baja a media.

$S_s = 2.66$   
 $V_s = W_s / S_s = 53.97 \text{ cm}^3$   
 $\sigma_3 = 0.50 \text{ Kg/cm}^2$   
 $\sigma_1 - \sigma_3 = 6.20 \text{ Kg/cm}^2$   
 $\sigma_1 = 6.70 \text{ Kg/cm}^2$

$W_w = W_m - W_s = 20.94 \text{ gr}$   
 $W_w / W_s * 100 = 14.60 \%$   
 $V_r = V_m - V_s = 51.10 \text{ cm}^3$   
 $e = V_r / V_s = 0.95$   
 $G_s \% = V_w / V_s * 100 = 41.00 \%$   
 $\gamma_d = 1.37 \text{ gr/cm}^3$



Falla

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR	TEMA: Estabilidad de Taludes, Aplicación de las Gráficas de Donald W. Taylor a los Suelos más Comunes de El Salvador.	Coordinador: Ing. M.Sc. Rogelio Ernesto Godínez
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA		Asesores: Ing. Mario Angel Guzmán Urbina Ing. Héctor Alejandro Portillo Cortez
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL	Presentan: Alvarenga, Fredy Alexander	
DEPARTAMENTO DE CONSTRUCCION Y VIAS TERRESTRES.	Barrera Hernández, Marcia Lizeth	
Contenido: Ensayo de Compresión Triaxial Prueba No Consolidada No Drenada (U.U)	Sandoval Carranza, Félix Oswaldo	Fecha: Febrero/99
		Hoja: 1/19

## ANEXO C1 ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL

Ubicación: Lotificación Rosales

Fecha: 21/01/99

Profundidad: 1.50 m

D <sub>so</sub> = 3.760	cm	W <sub>m</sub> = 156.2	gr	V <sub>carga</sub> = 1.00	mm/min
D <sub>mo</sub> = 3.778	cm	V <sub>m</sub> = 99.61	cm <sup>3</sup>	K <sub>s</sub> = 0.15625	Kg/u
D <sub>10</sub> = 3.782	cm	γ <sub>m</sub> = 1.57	gr/cm <sup>3</sup>	K <sub>def</sub> = 0.0254	mm/u
H <sub>o</sub> = 8.897	cm	W <sub>s</sub> = 136.32	gr	σ <sub>3</sub> = 1.00	Kg/cm <sup>2</sup>
		w%= 14.60	%	A <sub>m</sub> = 11.196	cm <sup>2</sup>

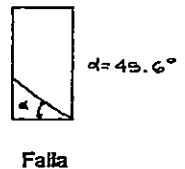
Tiempo s	Anillo de carga Divisiones	Carga Kg	Microm Divisiones	Deformación mm	Deformación unitaria (%)	1 - e	Área corregida cm <sup>2</sup>	Esf. Desviador Kg / cm <sup>2</sup>
0	0.0	0.00	0.0	0.0000	0.0000	1.000	11.20	0.00
30	112.0	17.50	7.0	0.1778	0.1998	0.998	11.22	1.56
60	224.0	35.00	16.0	0.4064	0.4568	0.995	11.25	3.11
90	305.5	47.73	24.5	0.6223	0.6994	0.993	11.28	4.23
120	372.5	58.20	31.8	0.8077	0.9079	0.991	11.30	5.15
150	439.0	68.59	45.0	1.1430	1.2847	0.987	11.34	6.05
186	471.5	73.67	64.0	1.6256	1.8271	0.982	11.40	6.46
210	458.5	71.64	83.0	2.1082	2.3696	0.976	11.47	6.25
240	442.0	69.06	106.0	2.6924	3.0262	0.970	11.55	5.98
270	436.0	68.13	125.5	3.1877	3.5829	0.964	11.61	5.87

Clasificación:

Arena limo arcillosa, color café con un 55% a 60% de arena fina y un 40% a 45% de limo arcilloso con plasticidad baja a media.

S<sub>s</sub> = 2.66  
 V<sub>c</sub> = W<sub>s</sub>/S<sub>s</sub> = 53.97 cm<sup>3</sup>  
 σ<sub>3</sub> = 0.50 Kg/cm<sup>2</sup>  
 σ<sub>1</sub> - σ<sub>3</sub> = 6.20 Kg/cm<sup>2</sup>  
 σ<sub>1</sub> = 6.70 Kg/cm<sup>2</sup>

W<sub>w</sub> = W<sub>m</sub> - W<sub>s</sub> = 20.94 gr  
 W<sub>w</sub>/W<sub>s</sub> \* 100 = 14.60 %  
 V<sub>v</sub> = V<sub>m</sub> - V<sub>s</sub> = 51.10 cm<sup>3</sup>  
 e = V<sub>v</sub>/V<sub>s</sub> = 0.95  
 G<sub>v</sub> = V<sub>v</sub>/V<sub>w</sub> \* 100 = 41.00 %  
 γ<sub>d</sub> = 1.37 gr/cm<sup>3</sup>



UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR	TEMA: Estabilidad de Taludes, Aplicación de las Gráficas de Donald W. Taylor a los Suelos más Comunes de El Salvador.	Coordinador: Ing. M.Sc. Rogelio Ernesto Godínez
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA		Asesores: Ing. Mario Angel Guzmán Urbina Ing. Héctor Alejandro Portillo Cortez
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL	Presentan: Alvarenga, Fredy Alexander Barrera Hernández, Marcia Lizeth Sandoval Carranza, Félix Oswaldo	Fecha: Febrero/99
DEPARTAMENTO DE CONSTRUCCION Y VIAS TERRESTRES.		Hoja: 2/19
Contenido: Ensayo de Compresión Triaxial Prueba No Consolidada No Drenada (U,U)		

## ANEXO C1 ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL

Ubicación: Lotificación Rosales

Fecha: 21/01/99

Profundidad: 1.50 m

$D_{co}= 3.734$	cm	$W_m= 172.70$	gr	$V_{carga}= 1.00$	mm/min
$D_{mo}= 3.768$	cm	$V_m= 100.34$	cm <sup>3</sup>	$K_c= 0.15625$	Kg/u
$D_o= 3.742$	cm	$\gamma_m= 1.72$	gr/cm <sup>3</sup>	$K_{del}= 0.0254$	mm/u
$H_p= 9.046$	cm	$W_s= 150.72$	gr	$\sigma_3= 1.50$	Kg/cm <sup>2</sup>
		$w%= 14.60$	%	$A_m= 11.092$	cm <sup>2</sup>

Tiempo	Anillo de carga Divisiones	Carga Kg	Microm Divisiones	Deformación mm	Deformación unitaria (%)	1 - e	Área corregida cm <sup>2</sup>	Esf. Desviador Kg / cm <sup>2</sup>
0	0.0	0.00	0.0	0.0000	0.0000	1.000	11.0920	0.00
30	120.0	18.75	6.2	0.1575	0.1741	0.998	11.1114	1.69
60	233.0	36.41	15.8	0.4013	0.4436	0.996	11.1415	3.27
90	295.0	46.09	21.5	0.5461	0.6037	0.994	11.1594	4.13
120	392.0	61.25	30.0	0.7620	0.8424	0.992	11.1863	5.48
150	478.0	74.69	41.0	1.0414	1.1512	0.988	11.2212	6.66
180	539.5	84.30	54.5	1.3843	1.5303	0.985	11.2644	7.48
210	579.0	90.47	79.0	2.0066	2.2182	0.978	11.3436	7.98
240	570.0	89.06	91.8	2.3317	2.5776	0.974	11.3855	7.82
270	547.5	85.55	114.0	2.8956	3.2010	0.968	11.4588	7.47
300	525.5	82.11	136.0	3.4544	3.8187	0.962	11.5324	7.12

Clasificación:

Arena limo arcillosa, color café con un 55% a 60% de arena fina y un 40% a 45% de limo arcilloso con plasticidad baja a media.

$S_a = 2.66$   
 $V_s = W_s / S_a = 53.97 \text{ cm}^3$   
 $\sigma_3 = 0.50 \text{ Kg/cm}^2$   
 $\sigma_1 - \sigma_3 = 6.20 \text{ Kg/cm}^2$   
 $\sigma_1 = 6.70 \text{ Kg/cm}^2$

$W_w = W_m - W_s = 20.94 \text{ gr}$   
 $W_w / W_s * 100 = 14.60 \%$   
 $V_v = V_m - V_s = 51.10 \text{ cm}^3$   
 $e = V_v / V_s = 0.95$   
 $G_s = V_s / V_v * 100 = 41.00 \%$   
 $\gamma_d = 1.37 \text{ gr/cm}^3$



UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR	TEMA: Estabilidad de Taludes, Aplicación de las Gráficas de Donald W. Taylor a los Suelos más Comunes de El Salvador.	Coordinador: Ing. M.Sc. Rogelio Ernesto Godínez
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA		Asesores: Ing. Mario Angel Guzmán Urbina Ing. Héctor Alejandro Portillo Cortez
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL	Presentan: Alvarenga, Fredy Alexander	
DEPARTAMENTO DE CONSTRUCCION Y VIAS TERRESTRES.	Barrera Hernández, Marcia Lizeth Sandoval Carranza, Félix Oswaldo	
Contenido: Ensayo de Compresión Triaxial Prueba No Consolidada No Drenada (U,U)		Fecha: Febrero/99      Hoja: 3/19

## ANEXO C1

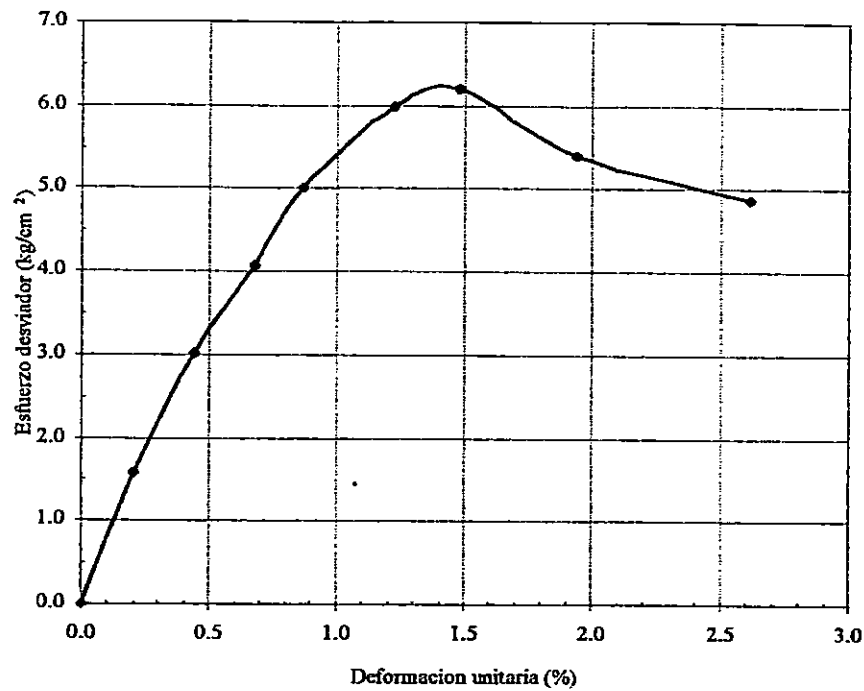


Figura 1 Curva Esfuerzo – Deformación Talud Lotificación Rosales  $\sigma_3 = 0.5 \text{ Kg/cm}^2$

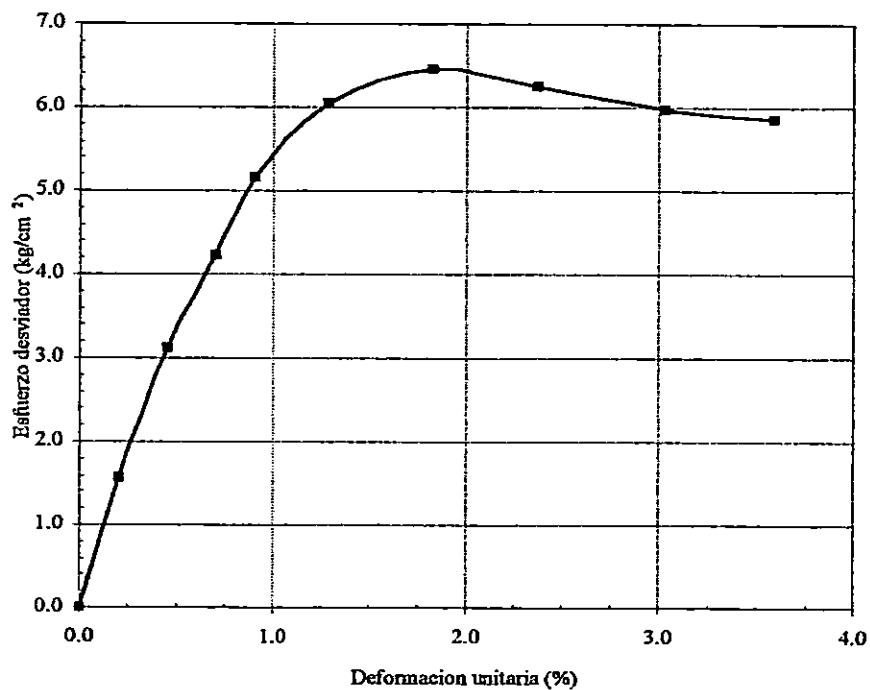


Figura 2 Curva Esfuerzo – Deformación Talud Lotificación Rosales  $\sigma_3 = 1.0 \text{ Kg/cm}^2$

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR	TEMA: Estabilidad de Taludes, Aplicación de las Gráficas de Donald W. Taylor a los Suelos más Comunes de El Salvador.	Coordinador: Ing. M.Sc. Rogelio Ernesto Godínez	
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA		Asesores: Ing. Mario Angel Guzmán Urbina Ing. Héctor Alejandro Portillo Cortez	
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL	Presentan: Aivarenga, Fredy Alexander Barrera Hernández, Marcia Lizeth Sandoval Carranza, Félix Oswaldo	Fecha:	Hoja:
DEPARTAMENTO DE CONSTRUCCION Y VIAS TERRESTRES.		Febrero/99	4/19
Contenido: Ensayo de Compresión Triaxial Prueba No Consolidada No Drenada (U.U)			

### ANEXO C1

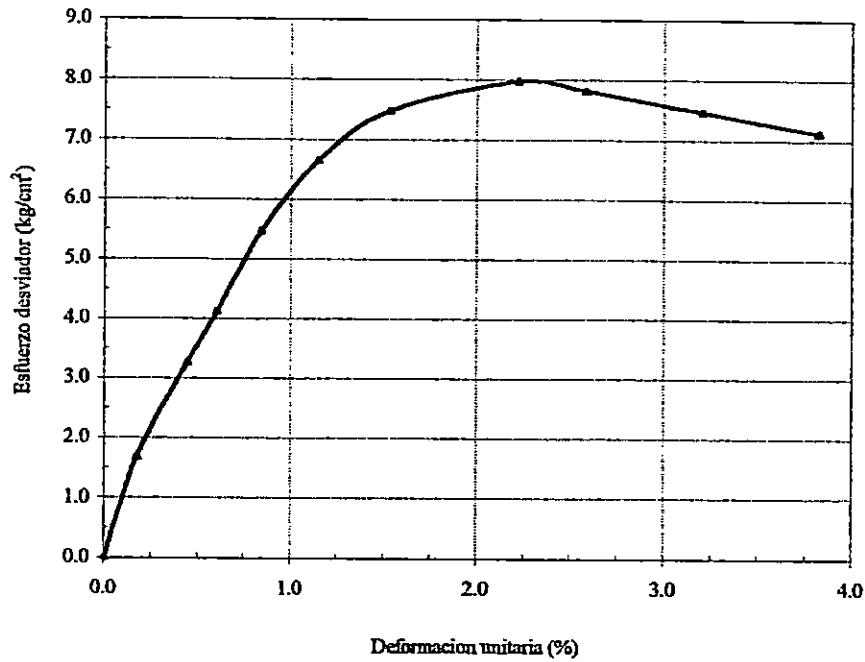


Figura 3 Curva Esfuerzo – Deformación Talud Lotificación Rosales  $\sigma_3 = 1.5 \text{ Kg/cm}^2$

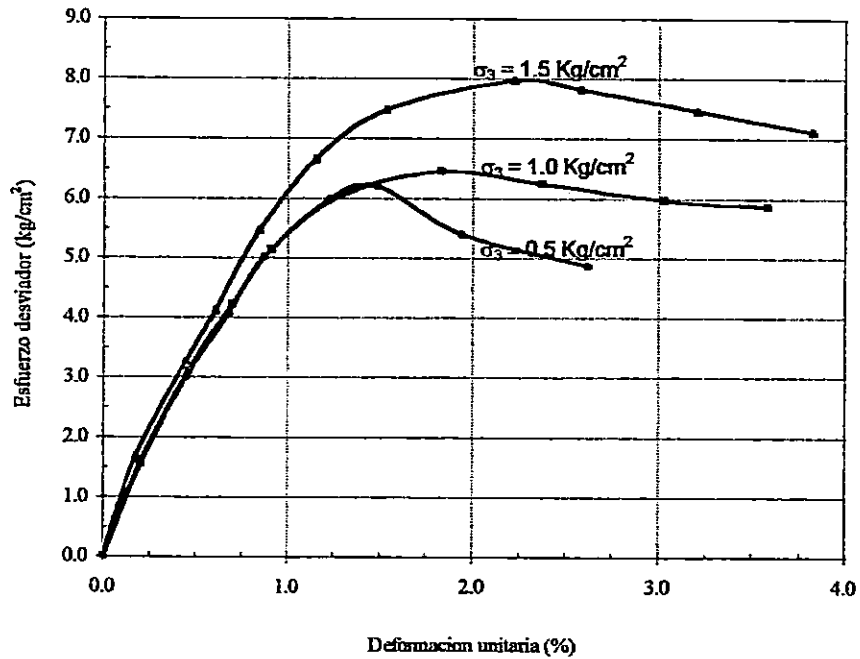


Figura 4 Curvas Esfuerzo – Deformación Unitaria Talud Lotificación Rosales

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR	TEMA: Estabilidad de Taludes, Aplicación de las Gráficas de Donald W. Taylor a los Suelos más Comunes de El Salvador.	Coordinador: Ing. M.Sc. Rogelio Ernesto Godínez	
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA		Asesores: Ing. Mario Angel Guzmán Urbina Ing. Héctor Alejandro Portillo Cortez	
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL	Presentan: Alvarenga, Fredy Alexander Barrera Hernández, Marcia Lizeth Sandoval Carranza, Félix Oswaldo	Fecha:	Hoja:
DEPARTAMENTO DE CONSTRUCCIÓN Y VIAS TERRESTRES.		Febrero/99	5/19
Contenido: Ensayo de Compresión Triaxial Prueba No Consolidada No Drenada (U,U)			

## ANEXO C1

### ENVOLVENTE DE MOHR PARA PRUEBA TRIAXIAL TALUD LOTIFICACION ROSALES

Probeta 1	Probeta 2	Probeta 3
$\sigma_1 = 6.70$	$\sigma_1 = 7.46$	$\sigma_1 = 9.48$
$\sigma_3 = 0.50$	$\sigma_3 = 1.00$	$\sigma_3 = 1.50$
$(\sigma_1 + \sigma_3)/2 = 3.60$	$(\sigma_1 + \sigma_3)/2 = 4.23$	$(\sigma_1 + \sigma_3)/2 = 5.49$
$(\sigma_1 - \sigma_3)/2 = 3.10$	$(\sigma_1 - \sigma_3)/2 = 3.23$	$(\sigma_1 - \sigma_3)/2 = 3.99$

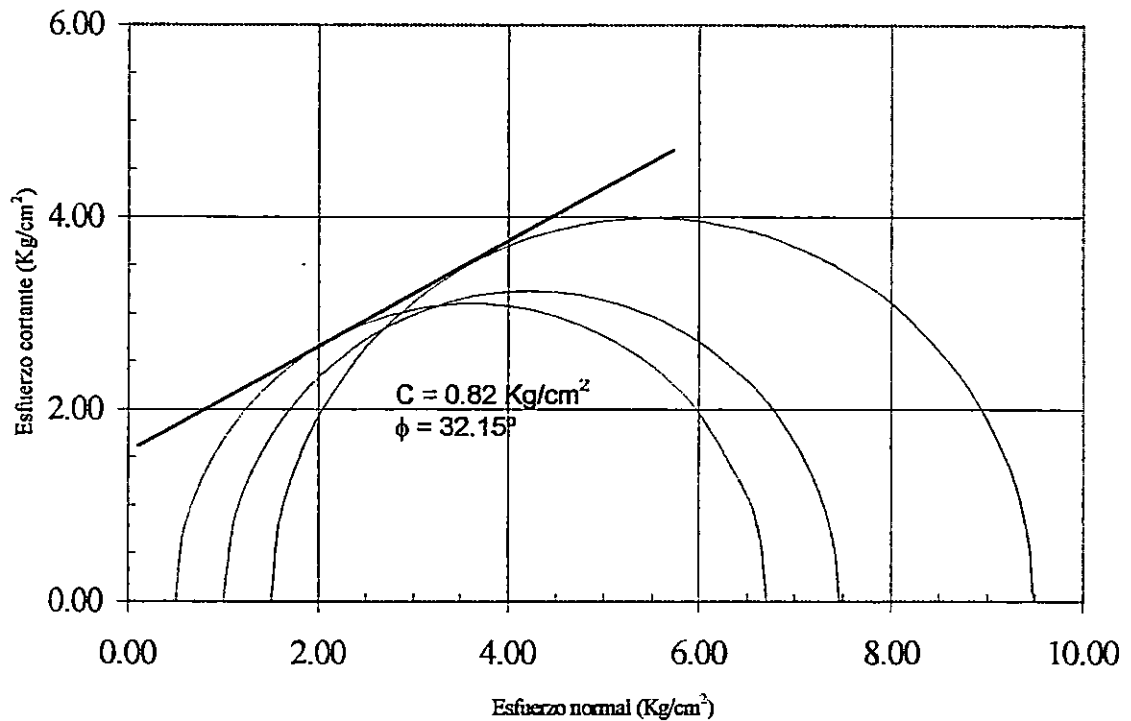


Figura 5. Envolvente de Mohr Talud lotificación Rosales

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR	TEMA: Estabilidad de Taludes, Aplicación de las Gráficas de Donald W. Taylor a los Suelos más Comunes de El Salvador.	Coordinador: Ing. M.Sc. Rogeño Ernesto Godínez	
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA	Presentan: Alvarenga, Fredy Alexander Barrera Hernández, Marcia Lizeth Sandoval Carranza, Félix Oswaldo	Asesores: Ing. Mario Angel Guzmán Urbina Ing. Héctor Alejandro Portillo Cortez	
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL		Fecha: Febrero/99	Hoja: 6/19
DEPARTAMENTO DE CONSTRUCCION Y VIAS TERRESTRES.	Contenido: Ensayo de Compresión Triaxial Prueba No Consolidada No Drenada (U,U)		

## ANEXO C1 ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL

Ubicación: Autopista a Comalapa, Km 12 1/2, Colonia San Luis  
Profundidad: 10 m

Fecha: 7/01/99

$D_{60} =$	3.634	cm	$W_m =$	143.60	gr	$V_{carga} =$	1.00	mm/min
$D_{30} =$	3.608	cm	$V_m =$	89.33	cm <sup>3</sup>	$K_0 =$	0.15625	Kg/u
$D_{10} =$	3.632	cm	$\gamma_m =$	1.61	gr/cm <sup>3</sup>	$K_{def} =$	0.0254	mm/u
$H_s =$	8.697	cm	$W_s =$	108.32	gr	$\sigma_3 =$	0.50	Kg/cm <sup>2</sup>
			$w\% =$	32.60	%	$A_m =$	10.271	cm <sup>2</sup>

Tiempo s	Anillo de carga Divisiones	Carga Kg	Microm Divisiones	Deformación mm	Deformación unitaria (%)	1 - e	Área corregida cm <sup>2</sup>	Esf. Desviador Kg / cm <sup>2</sup>
0	0.0	0.00	0.0	0.0000	0.0000	1.000	10.27	0.00
60	104.0	16.25	29.0	0.7366	0.8470	0.992	10.36	1.57
120	121.0	18.91	67.0	1.7018	1.9568	0.980	10.48	1.80
180	123.0	19.22	106.0	2.6924	3.0958	0.969	10.60	1.81
240	124.6	19.47	146.0	3.7084	4.2640	0.957	10.73	1.81
300	126.2	19.72	186.0	4.7244	5.4322	0.946	10.86	1.82
360	126.8	19.81	226.0	5.7404	6.6004	0.934	11.00	1.80
420	127.0	19.84	267.0	6.7818	7.7979	0.922	11.14	1.78
480	128.3	20.05	306.0	7.7724	8.9369	0.911	11.28	1.78
540	129.2	20.19	347.0	8.8138	10.1343	0.899	11.43	1.77
600	130.2	20.34	389.0	9.8806	11.3609	0.886	11.59	1.76
660	130.6	20.41	441.0	11.2014	12.8796	0.871	11.79	1.73

Clasificación:

Arena limosa color gris claro con un 60 % a 65% de arena fina a media.

$S_u =$	2.44		$W_w = W_m - W_s =$	35.28	gr
$V_s = W_s / S_u =$	44.39	cm <sup>3</sup>	$W_w / W_s * 100 =$	0.33	%
$\sigma_3 =$	0.50	Kg/cm <sup>2</sup>	$V_v = V_m - V_s =$	44.94	cm <sup>3</sup>
$\sigma_1 - \sigma_3 =$	1.73	Kg/cm <sup>2</sup>	$e = V_v / V_s =$	1.01	
$\sigma_1 =$	2.23	Kg/cm <sup>2</sup>	$G_s = V_s / V_v * 100 =$	78.51	%
			$\gamma_d =$	1.21	gr/cm <sup>3</sup>



$\alpha = 57.4^\circ$

Falla

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL DEPARTAMENTO DE CONSTRUCCION Y VIAS TERRESTRES. Contenido: Ensayo de Compresión Triaxial Prueba No Consolidada No Drenada (U.U)	TEMA: Estabilidad de Taludes, Aplicación de las Gráficas de Donald W. Taylor a los Suelos más Comunes de El Salvador.  Presentan: Alvarenga, Fredy Alexander Barrera Hernández, Marcia Lizeth Sandoval Carranza, Félix Oswaldo	Coordinador: Ing. M.Sc. Rogelio Ernesto Godínez Asesores: Ing. Mario Angel Guzmán Urbina Ing. Héctor Alejandro Portillo Cortez  Fecha: Febrero/99
		Hoja: 7/19

## ANEXO C1 ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL

Ubicación: Autopista a Comalapa, Km 12 1/2, Colonia San Luis  
Profundidad: 10 m

Fecha: 7/01/99

$D_{30} = 3.824$  cm     $W_m = 170.5$  gr     $V_{carga} = 1.00$  mm/min  
 $D_{60} = 3.850$  cm     $V_m = 103.24$  cm<sup>3</sup>     $K_s = 0.15625$  Kg/u  
 $D_{10} = 3.842$  cm     $\gamma_m = 1.65$  gr/cm<sup>3</sup>     $K_{0er} = 0.0254$  mm/u  
 $H_c = 8.894$  cm     $W_s = 128.57$  gr     $\sigma_3 = 1.00$  Kg/cm<sup>2</sup>  
                                   $w\% = 32.60$  %     $A_m = 11.607$  cm<sup>2</sup>

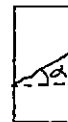
Tiempo s	Anillo de carga Divisiones	Carga Kg	Microm Divisiones	Deformación mm	Deformación unitaria (%)	1 - e	Área corregida cm <sup>2</sup>	Esf. Desviador Kg / cm <sup>2</sup>
0	0.0	0.00	0.0	0.0000	0.0000	1.000	11.61	0.00
30	85.0	13.28	11.0	0.2794	0.3141	0.997	11.64	1.14
60	140.5	21.95	25.0	0.6350	0.7140	0.993	11.69	1.88
90	161.0	25.16	43.0	1.0922	1.2280	0.988	11.75	2.14
120	165.8	25.91	63.0	1.6002	1.7992	0.982	11.82	2.19
150	166.5	26.02	83.0	2.1082	2.3704	0.976	11.89	2.19
270	166.2	25.97	164.0	4.1656	4.6836	0.953	12.18	2.13
330	166.0	25.94	204.0	5.1816	5.8260	0.942	12.33	2.10

**Clasificación:**

Arena limosa color gris claro con un 74% de arena fina a media con limos.

$S_s = 2.44$   
 $V_s = W_s/S_s = 52.69$  cm<sup>3</sup>  
 $\sigma_3 = 1.00$  Kg/cm<sup>2</sup>  
 $\sigma_1 - \sigma_3 = 2.19$  Kg/cm<sup>2</sup>  
 $\sigma_1 = 3.19$  Kg/cm<sup>2</sup>

$W_w = W_m - W_s = 41.93$  gr  
 $W_w/W_s * 100 = 0.33$  %  
 $V_v = V_m - V_s = 50.54$  cm<sup>3</sup>  
 $e = V_v/V_s = 0.96$   
 $G_s \% = V_w/V_v * 100 = 82.96$  %  
 $\gamma_d = 1.25$  gr/cm<sup>3</sup>



$\alpha = 59.2^\circ$

Falla

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR	TEMA: Estabilidad de Taludes, Aplicación de las Gráficas de Donald W. Taylor a los Suelos más Comunes de El Salvador.	Coordinador: Ing. M.Sc. Rogelio Ernesto Godínez
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA		
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL	Presentan: Alvarenga, Fredy Alexander Barrera Hernández, Marcia Lizeth Sandoval Carranza, Félix Oswaldo	Fecha:
DEPARTAMENTO DE CONSTRUCCION Y VIAS TERRESTRES.		Hoja:
Contenido: Ensayo de Compresión Triaxial Prueba No Consolidada No Drenada (U.U)		Febrero/99      8/19



## ANEXO C1 ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL

Ubicación: Autopista a Comalapa, Km 12 1/2, Colonia San Luis  
Profundidad: 10 m

Fecha: 7/01/99

$D_{50} = 3.734$ cm	$W_m = 172.7$ gr	$V_{carga} = 1.00$ mm/min
$D_{60} = 3.768$ cm	$V_m = 100.34$ cm <sup>3</sup>	$K_c = 0.15625$ Kg/u
$D_{10} = 3.742$ cm	$\gamma_m = 1.72$ gr/cm <sup>3</sup>	$K_{def} = 0.0254$ mm/u
$H_s = 9.046$ cm	$W_s = 150.50$ gr	$\sigma_3 = 1.50$ Kg/cm <sup>2</sup>
	$w\% = 32.60$ %	$A_m = 11.092$ cm <sup>2</sup>

Tiempo	Anillo de carga Divisiones	Carga Kg	Microm Divisiones	Deformación mm	Deformación unitaria (%)	1 - e	Área corregida cm <sup>2</sup>	Esf. Desviador Kg / cm <sup>2</sup>
0	0.0	0.00	0.0	0.0000	0.0000	1.000	11.0920	0.00
30	13.0	2.03	19.0	0.4826	0.5335	0.995	11.1515	0.18
60	116.0	18.13	28.0	0.7112	0.7862	0.992	11.1799	1.62
90	192.0	30.00	40.0	1.0160	1.1231	0.989	11.2180	2.67
120	232.5	36.33	56.0	1.4224	1.5724	0.984	11.2692	3.22
150	247.5	38.67	74.0	1.8796	2.0778	0.979	11.3274	3.41
180	254.0	39.69	93.0	2.3622	2.6113	0.974	11.3894	3.48
210	257.5	40.23	114.0	2.8956	3.2010	0.968	11.4588	3.51
240	260.5	40.70	133.5	3.3909	3.7485	0.963	11.5240	3.53
270	263.2	41.13	152.0	3.8608	4.2680	0.957	11.5865	3.55
300	265.5	41.48	176.0	4.4704	4.9419	0.951	11.6687	3.56
330	266.4	41.63	193.0	4.9022	5.4192	0.946	11.7276	3.55
360	267.2	41.75	212.0	5.3848	5.9527	0.940	11.7941	3.54
390	268.0	41.88	232.0	5.8928	6.5143	0.935	11.8649	3.53
420	270.4	42.25	253.0	6.4262	7.1039	0.929	11.9402	3.54
450	268.0	41.875	333.0	8.4582	9.3502	0.9065	12.2361	3.42

Clasificación:

Arena limosa color gris claro con un 74% de arena fina a media con limos.

$S_s = 2.44$	
$V_s = W_s / S_s = 61.68$ cm <sup>3</sup>	
$\sigma_3 = 1.50$ Kg/cm <sup>2</sup>	
$\sigma_1 - \sigma_3 = 3.54$ Kg/cm <sup>2</sup>	
$\sigma_1 = 5.04$ Kg/cm <sup>2</sup>	

$W_w = W_m - W_s = 22.20$ gr
$W_w / W_s * 100 = 0.15$ %
$V_v = V_m - V_s = 38.66$ cm <sup>3</sup>
$e = V_v / V_s = 0.63$
$G_s \% = V_v / V_v * 100 = 57.43$ %
$\gamma_d = 1.50$ gr/cm <sup>3</sup>



Falla

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR	TEMA: Estabilidad de Taludes, Aplicación de las Gráficas de Donald W. Taylor a los Suelos más Comunes de El Salvador.	Coordinador: Ing. M.Sc. Rogelio Ernesto Godínez
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA		Asesores: Ing. Mario Angel Guzmán Urbina Ing. Héctor Alejandro Portillo Cortez
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL	Presentan: Alvarenga, Fredy Alexander Barrera Hernández, Marcia Lizeth Sandoval Carranza, Félix Oswaldo	Fecha: Febrero/99
DEPARTAMENTO DE CONSTRUCCION Y VIAS TERRESTRES.		Hoja: 9/19
Contenido: Ensayo de Compresión Triaxial Prueba No Consolidada No Drenada (U,U)		

## ANEXO C1

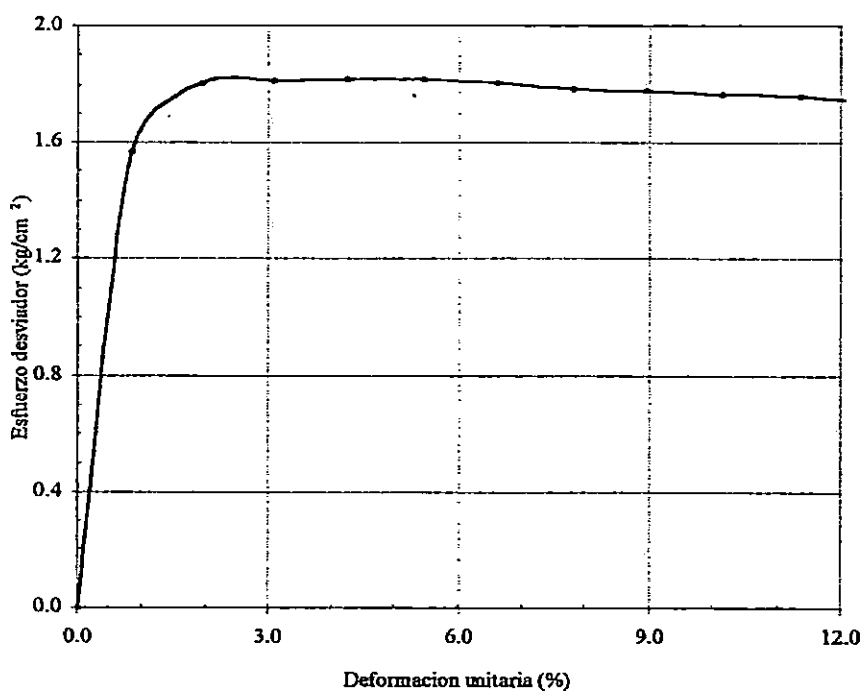


Figura 6 Curva Esfuerzo – Deformación Talud Colonia San Luis  $\sigma_3 = 0.5 \text{ Kg/cm}^2$

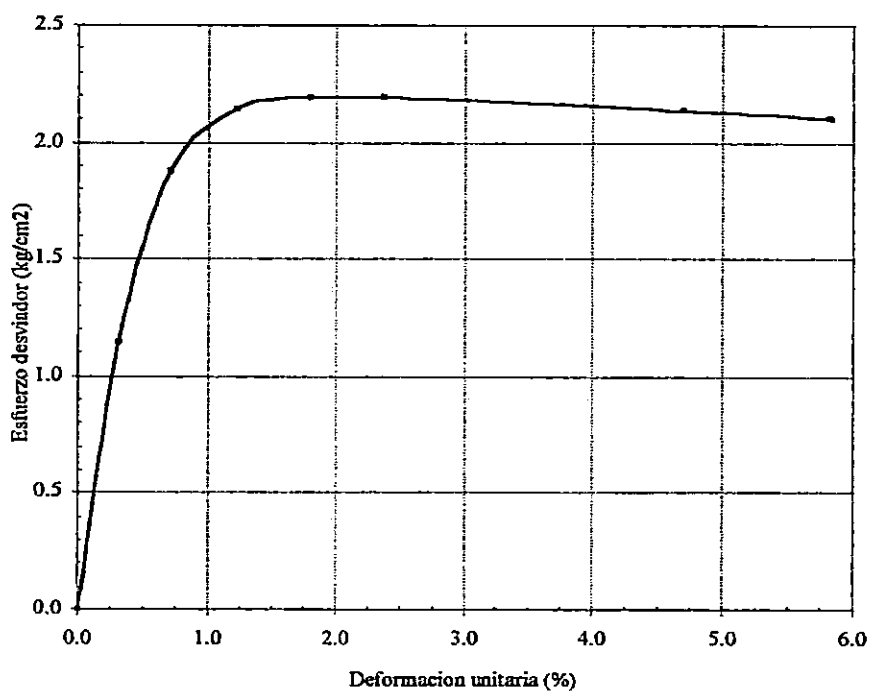


Figura 7 Curva Esfuerzo – Deformación Talud Colonia San Luis  $\sigma_3 = 1.0 \text{ Kg/cm}^2$

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR	TEMA: Estabilidad de Taludes, Aplicación de las Gráficas de Donald W. Taylor a los Suelos más Comunes de El Salvador.	Coordinador: Ing. M.Sc. Rogelio Ernesto Godínez	
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA		Asesores: Ing. Mario Angel Guzmán Urbina Ing. Héctor Alejandro Portillo Cortez	
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL	Presentan: Alvarenga, Fredy Alexander Barrera Hernández, Marcia Lizeth Sandoval Carranza, Félix Oswaldo	Fecha:	Hoja:
DEPARTAMENTO DE CONSTRUCCION Y VIAS TERRESTRES.		Febrero/99	10/19
Contenido: Ensayo de Compresión Triaxial Prueba No Consolidada No Drenada (U.U)			

## ANEXO C1

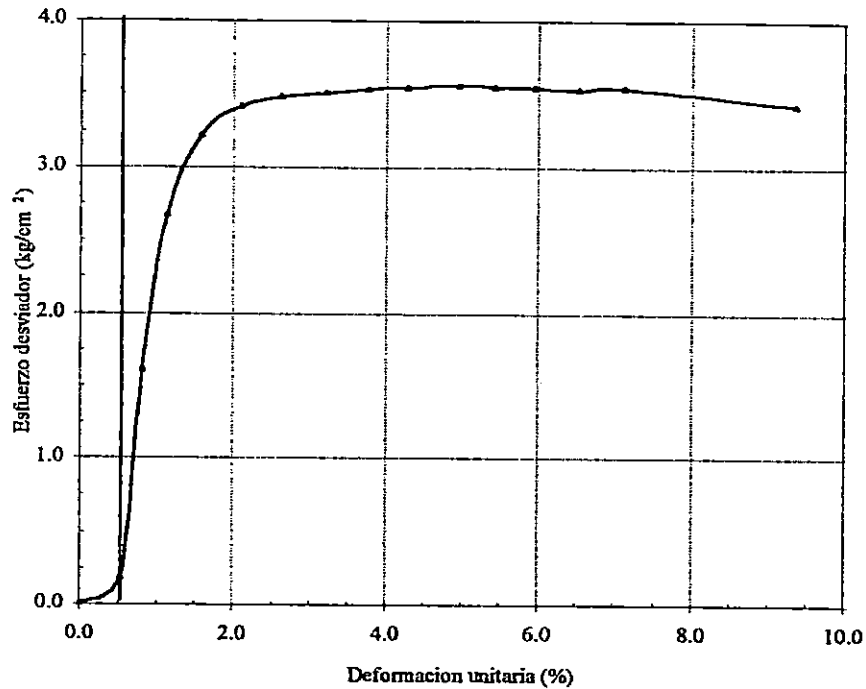


Figura 8 Curva Esfuerzo – Deformación Talud Colonia San Luis  $\sigma_3 = 1.5 \text{ Kg/cm}^2$

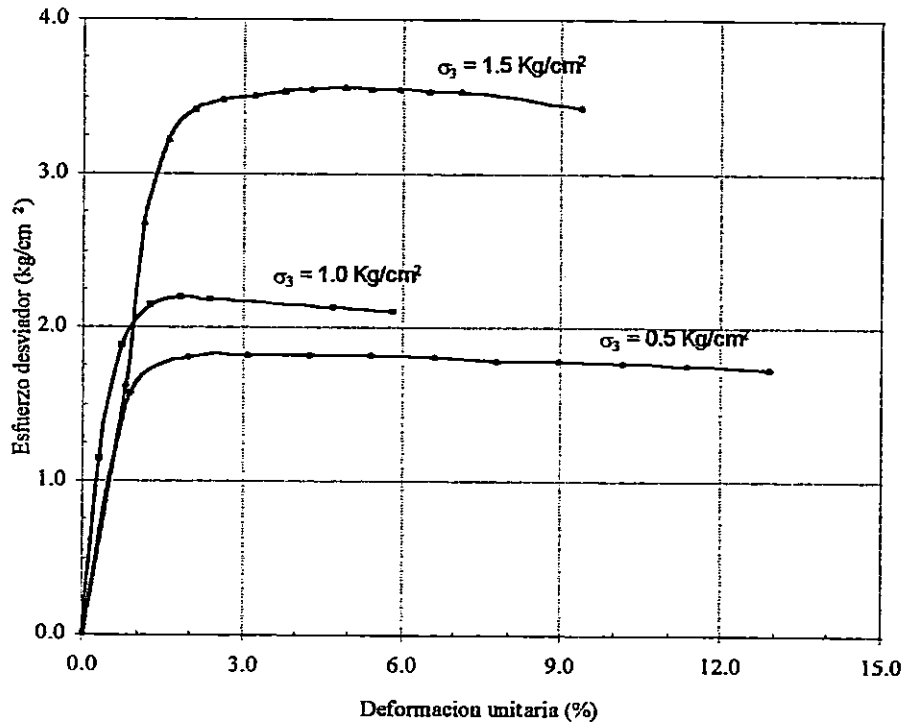


Figura 9 Curvas Esfuerzo – Deformación Unitaria Talud Colonia San Luis

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR	TEMA: Estabilidad de Taludes, Aplicación de las Gráficas de Donald W. Taylor a los Suelos más Comunes de El Salvador.	Coordinador: Ing. M.Sc. Rogelio Ernesto Godínez	
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA		Asesores: Ing. Mario Angel Guzmán Urbina Ing. Héctor Alejandro Portillo Cortez	
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL	Presentan: Alvarenga, Fredy Alexander Barrera Hernández, Marcia Lizeth Sandoval Carranza, Félix Oswaldo	Fecha:	Hoja:
DEPARTAMENTO DE CONSTRUCCION Y VIAS TERRESTRES.		Febrero/99	11/19
Contenido: Ensayo de Compresión Triaxial Prueba No Consolidada No Drenada (U,U)			

## ANEXO C1

### ENVOLVENTE DE MOHR PARA PRUEBA TRIAXIAL TALUD COLONIA SAN LUIS

Probeta 1	Probeta 2	Probeta 3
$\sigma_1 = 2.32$	$\sigma_1 = 3.19$	$\sigma_1 = 5.03$
$\sigma_3 = 0.50$	$\sigma_3 = 1.00$	$\sigma_3 = 1.50$
$(\sigma_1 + \sigma_3)/2 = 1.41$	$(\sigma_1 + \sigma_3)/2 = 2.10$	$(\sigma_1 + \sigma_3)/2 = 3.27$
$(\sigma_1 - \sigma_3)/2 = 0.91$	$(\sigma_1 - \sigma_3)/2 = 1.10$	$(\sigma_1 - \sigma_3)/2 = 1.77$

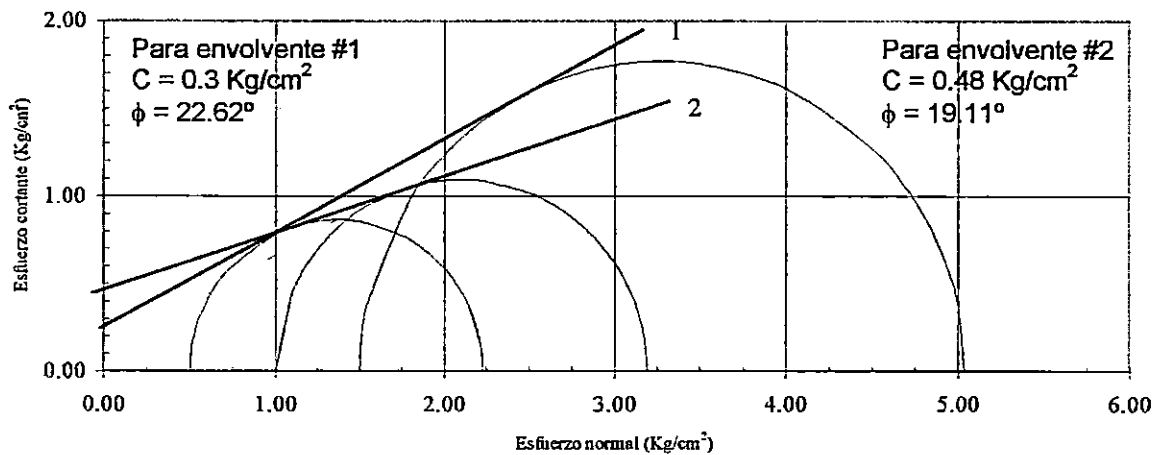


Figura 10. Envolvente de Mohr Talud Col. San Luis.

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR	TEMA: Estabilidad de Taludes. Aplicación de las Gráficas de Donald W. Taylor a los Suelos más Comunes de El Salvador.	Coordinador: Ing. M.Sc. Rogelio Ernesto Godínez
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA		Asesores: Ing. Mario Angel Guzmán Urbina Ing. Héctor Alejandro Portillo Cortez
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL	Presentan: Alvarenga, Fredy Alexander Barrera Hernández, Marcia Lizeth Sandoval Carranza, Félix Oswaldo	
DEPARTAMENTO DE CONSTRUCCION Y VIAS TERRESTRES.		
Contenido: Ensayo de Compresión Triaxial Prueba No Consolidada No Drenada (U,U)		Fecha: Febrero/99      Hoja: 12/19

### ANEXO C1 ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL

Ubicación: Iglesia Católica de Olocuita  
Profundidad: 10 m

Fecha: 12/01/99

$D_{30} = 3.060$  cm  $W_m = 67.86$  gr  $V_{carga} = 1.00$  mm/min  
 $D_{60} = 3.090$  cm  $V_m = 56.58$  cm<sup>3</sup>  $K_a = 0.50940$  Kg/u  
 $D_{10} = 3.140$  cm  $\gamma_m = 1.20$  gr/cm<sup>3</sup>  $K_{def} = 0.0254$  mm/u  
 $H_o = 7.528$  cm  $W_e = 58.57$  gr  $\sigma_3 = 0.50$  Kg/cm<sup>2</sup>  
 $w\% = 15.90$  %  $A_m = 7.516$  cm<sup>2</sup>

Tiempo s	Anillo de carga Divisiones	Carga Kg	Microm Divisiones	Deformación mm	Deformación unitaria (%)	1 - e	Área corregida cm <sup>2</sup>	Esf. Desviador Kg / cm <sup>2</sup>
0	0.0	0.00	0.0	0.0000	0.0000	1.000	7.52	0.00
30	26.0	13.24	6.8	0.1727	0.2294	0.998	7.53	1.76
60	68.0	34.64	12.0	0.3048	0.4049	0.996	7.55	4.59
90	105.0	53.49	16.5	0.4191	0.5567	0.994	7.56	7.08
120	123.0	62.66	19.2	0.4877	0.6478	0.994	7.56	8.28
150	153.0	77.94	25.2	0.6401	0.8503	0.991	7.58	10.28
174	158.5	80.74	31.5	0.8001	1.0628	0.989	7.60	10.63

**Clasificación:**

Arena limosa color gris claro con un 74% de arena fina a media con limos.

$S_s = 2.44$   
 $V_s = W_s / S_s = 24.00$  cm<sup>3</sup>  
 $\sigma_3 = 0.50$  Kg/cm<sup>2</sup>  
 $\sigma_1 - \sigma_3 = 10.63$  Kg/cm<sup>2</sup>  
 $\sigma_1 = 11.13$  Kg/cm<sup>2</sup>

$W_w = W_m - W_s = 9.29$  gr  
 $W_w / W_s * 100 = 0.16$  %  
 $V_v = V_m - V_s = 32.57$  cm<sup>3</sup>  
 $e = V_v / V_s = 1.36$   
 $G_s = V_s / V_v * 100 = 28.52$  %  
 $\gamma_d = 1.04$  gr/cm<sup>3</sup>



Falla

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR	TEMA: Estabilidad de Taludes, Aplicación de las Gráficas de Donald W. Taylor a los Suelos más Comunes de El Salvador.	Coordinador: Ing. M.Sc. Rogelio Ernesto Godínez
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA		Asesores: Ing. Mario Angel Guzmán Urbina Ing. Héctor Alejandro Portillo Cortez
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL	Presentan: Alvarenga, Fredy Alexander Barera Hernández, Marcia Lizeth Sandoval Carranza, Félix Oswaldo	
DEPARTAMENTO DE CONSTRUCCION Y VIAS TERRESTRES.		
Contenido: Ensayo de Compresión Triaxial Prueba No Consolidada No Drenada (U.U)		Fecha: Febrero/99
		Hoja: 13/19

**ANEXO C1  
ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL**

Ubicación: Iglesia Católica de Olocuilta  
Profundidad: 10 m

Fecha: 12/01/99

$D_{30} = 3.166$  cm  $W_m = 59.70$  gr  $V_{carga} = 1.00$  mm/min  
 $D_{60} = 3.168$  cm  $V_m = 50.21$  cm<sup>3</sup>  $K_{af} = 0.50940$  Kg/ú  
 $D_{10} = 3.136$  cm  $\gamma_m = 1.19$  gr/cm<sup>3</sup>  $K_{af} = 0.0254$  mm/ú  
 $H_v = 6.392$  cm  $W_L = 51.65$  gr  $\sigma_3 = 1.00$  Kg/cm<sup>2</sup>  
 $w\% = 15.60$  %  $A_m = 7.854$  cm<sup>2</sup>

Tiempo s	Anillo de carga Divisiones	Carga Kg	Microm Divisiones	Deformación mm	Deformación unitaria (%)	1 - e	Área corregida cm <sup>2</sup>	Esf. Desviador Kg/cm <sup>2</sup>
0	0.0	0.00	0.0	0.0000	0.0000	1.000	7.85	0.00
15	41.0	20.89	4.5	0.1143	0.1788	0.998	7.87	2.65
30	83.0	42.28	10.0	0.2540	0.3974	0.996	7.89	5.36
45	98.0	49.92	12.0	0.3048	0.4768	0.995	7.89	6.33
60	120.0	61.13	15.0	0.3810	0.5961	0.994	7.90	7.74
75	150.0	76.41	22.2	0.5639	0.8822	0.991	7.92	9.64
90	159.5	81.25	30.0	0.7620	1.1921	0.988	7.95	10.22
105	159.5	81.25	35.0	0.8890	1.3908	0.986	7.97	10.20
120	153.5	78.19	41.5	1.0541	1.6491	0.984	7.99	9.79
135	137.0	69.79	53.0	1.3462	2.1061	0.979	8.02	8.70
150	132.0	67.24	64.2	1.6307	2.5511	0.974	8.06	8.34

Clasificación:

Arena limosa color gris claro con un 74% de arena fina a media con limos.

$S_s = 2.44$   
 $V_s = W_s/S_s = 21.17$  cm<sup>3</sup>  
 $\sigma_3 = 1.00$  Kg/cm<sup>2</sup>  
 $\sigma_1 - \sigma_3 = 10.22$  Kg/cm<sup>2</sup>  
 $\sigma_1 = 11.22$  Kg/cm<sup>2</sup>

$W_w = W_m/W_s = 8.05$  gr  
 $W_w/W_s * 100 = 0.16$  %  
 $V_v = V_m - V_s = 29.04$  cm<sup>3</sup>  
 $e = V_v/V_s = 1.37$   
 $G_s \% = V_s/V_v * 100 = 27.72$  %  
 $\gamma_s = 1.03$  gr/cm<sup>3</sup>



Falla

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR	TEMA: Estabilidad de Taludes, Aplicación de las Gráficas de Donald W. Taylor a los Suelos más Comunes de El Salvador.	Coordinador: Ing. M.Sc. Rogeño Ernesto Godínez
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA		
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL	Presentan: Alvarenga, Fredy Alexander Barrera Hernández, Marcia Lizeth Sandoval Carranza, Félix Oswaldo	Asesores: Ing. Mario Angel Guzmán Urbina Ing. Héctor Alejandro Portillo Cortez
DEPARTAMENTO DE CONSTRUCCION Y VIAS TERRESTRES.		
Contenido: Ensayo de Compresión Triaxial Prueba No Consolidada No Drenada (U,U)	Fecha: Febrero/99	Hoja: 14/19

## ANEXO C1 ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL

Ubicación: Iglesia Católica de Olocuilta  
 Profundidad: 10 m

Fecha: 12/01/99

$D_{50}$ = 3.133 cm	$W_m$ = 63.20 gr	$V_{comp}$ = 1.00 mm/min
$D_{60}$ = 3.154 cm	$V_m$ = 52.52 cm <sup>3</sup>	$K_s$ = 0.50940 Kg/u
$D_w$ = 3.169 cm	$\gamma_m$ = 1.20 gr/cm <sup>3</sup>	$K_{der}$ = 0.0254 mm/u
$H_o$ = 6.726 cm	$W_s$ = 54.64 gr	$\sigma_3$ = 1.50 Kg/cm <sup>2</sup>
	w%= 15.70 %	$A_m$ = 7.808 cm <sup>2</sup>

Tiempo	Anillo de carga Divisiones	Carga Kg	Microm Divisiones	Deformación mm	Deformación unitaria (%)	1 - e	Área corregida cm <sup>2</sup>	Esf. Desviador Kg / cm <sup>2</sup>
0	0.0	0.00	0.0	0.0000	0.0000	1.000	7.8081	0.00
15	42.0	21.39	5.5	0.1397	0.2077	0.998	7.8243	2.73
30	83.0	42.28	10.5	0.2667	0.3965	0.996	7.8392	5.39
45	95.0	48.39	12.0	0.3048	0.4532	0.995	7.8436	6.17
60	122.0	62.15	15.0	0.3810	0.5665	0.994	7.8526	7.91
75	163.0	83.03	20.8	0.5283	0.7855	0.992	7.8699	10.55
90	176.0	89.65	29.0	0.7366	1.0952	0.989	7.8945	11.36
105	169.0	86.09	41.8	1.0617	1.5785	0.984	7.9333	10.85
120	156.0	79.47	55.0	1.3970	2.0770	0.979	7.9737	9.97
135	153.0	77.94	66.0	1.6764	2.4924	0.975	8.0077	9.73

Clasificación:

Arena limosa color gris claro con un 74% de arena fina a media con limos.

$S_s = 2.44$   
 $V_s = W_s / S_s = 22.39 \text{ cm}^3$   
 $\sigma_3 = 1.50 \text{ Kg/cm}^2$   
 $\sigma_1 - \sigma_3 = 11.36 \text{ Kg/cm}^2$   
 $\sigma_1 = 12.86 \text{ Kg/cm}^2$

$W_w = W_m - W_s = 8.56 \text{ gr}$   
 $W_w / W_s * 100 = 0.16 \%$   
 $V_v = V_m - V_s = 30.12 \text{ cm}^3$   
 $e = V_v / V_s = 1.35$   
 $G_s = V_s / V_v * 100 = 28.42 \%$   
 $\gamma_d = 1.04 \text{ gr/cm}^3$



Falla

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR	TEMA: Estabilidad de Taludes, Aplicación de las Gráficas de Donald W. Taylor a los Suelos más Comunes de El Salvador.	Coordinador: Ing. M.Sc. Rogelio Ernesto Godínez
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA		Asesores: Ing. Mario Angel Guzmán Urbina Ing. Héctor Alejandro Portillo Cortez
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL	Presentan: Alvarenga, Fredy Alexander Barrera Hernández, Marcia Lizeth Sandoval Carranza, Félix Oswaldó	
DEPARTAMENTO DE CONSTRUCCION Y VIAS TERRESTRES.		
Contenido: Ensayo de Compresión Triaxial Prueba No Consolidada No Drenada (U,U)		Fecha: Febrero/99
		Hoja: 15/19

## ANEXO C1

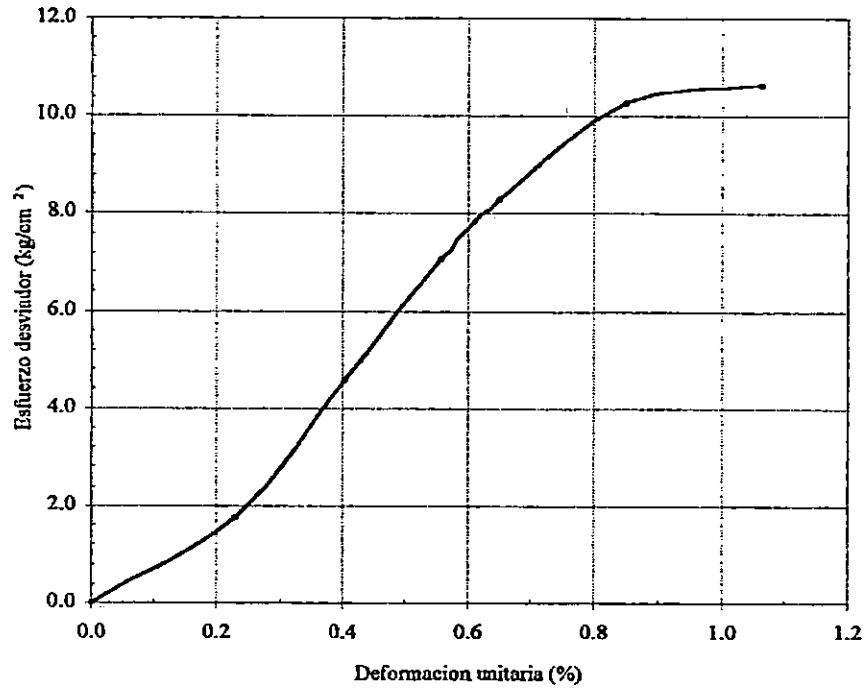


Figura 11 Curva Esfuerzo – Deformación Unitaria Talud Iglesia Católica de Olocuilta.  $\sigma_3 = 0.5 \text{ Kg/cm}^2$

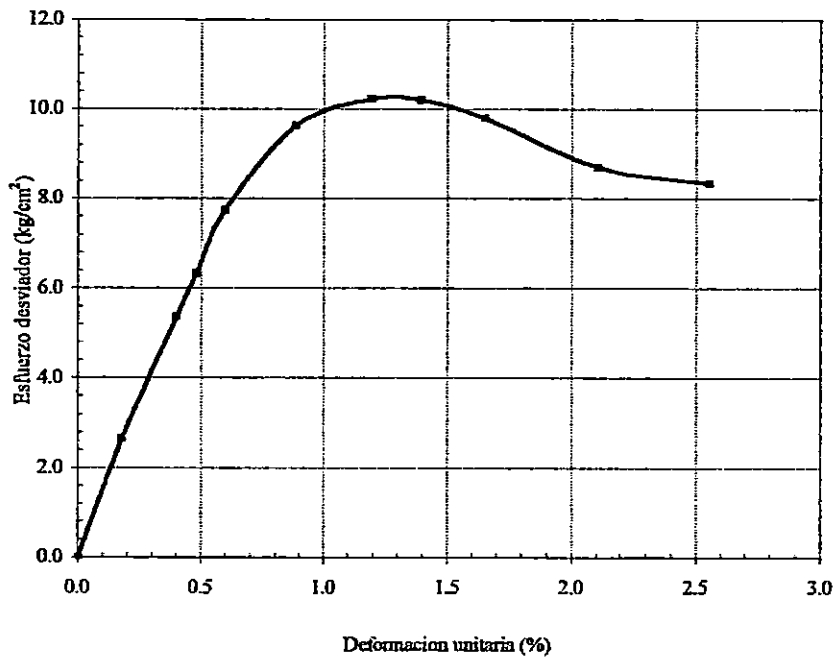


Figura 12 Curva Esfuerzo – Deformación Unitaria Talud Iglesia Católica de Olocuilta.  $\sigma_3 = 1.0 \text{ Kg/cm}^2$

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR	TEMA: Estabilidad de Taludes, Aplicación de las Gráficas de Donald W. Taylor a los Suelos más Comunes de El Salvador.	Coordinador: Ing. M.Sc. Rogelio Ernesto Godínez	
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA		Asesores: Ing. Mario Angel Guzmán Urbina Ing. Héctor Alejandro Portillo Cortez	
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL	Presentan: Alvarenga, Fredy Alexander Barrera Hernández, Marcia Lizeth Sandoval Carranza, Félix Oswaldo	Fecha:	Hoja:
DEPARTAMENTO DE CONSTRUCCION Y VIAS TERRESTRES.		Febrero/99	16/19
Contenido: Ensayo de Compresión Triaxial Prueba No Consolidada No Drenada (U.U)			



## ANEXO C1

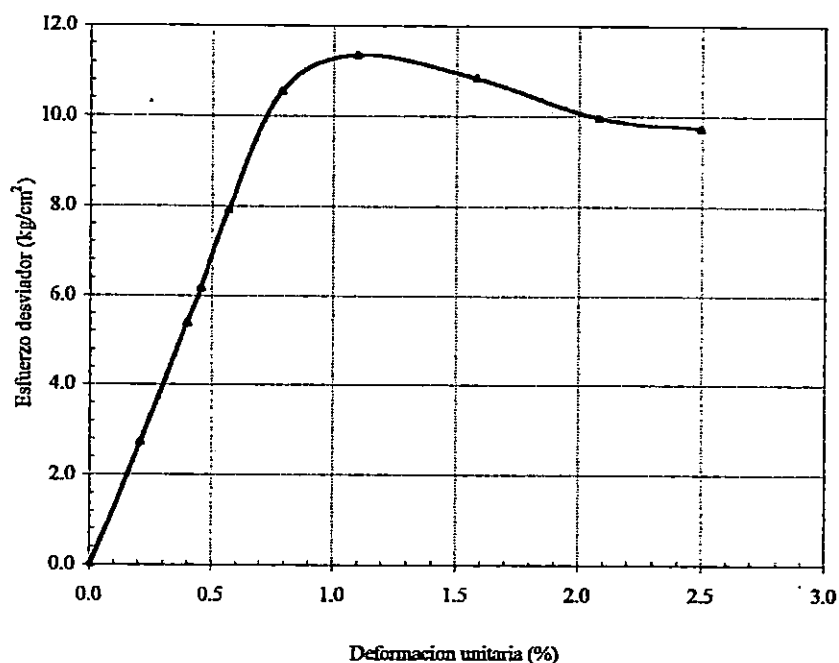


Figura 13 Curva Esfuerzo – Deformación Unitaria Talud Iglesia Católica de Olocuilta.  $\sigma_3 = 1.5 \text{ Kg/cm}^2$

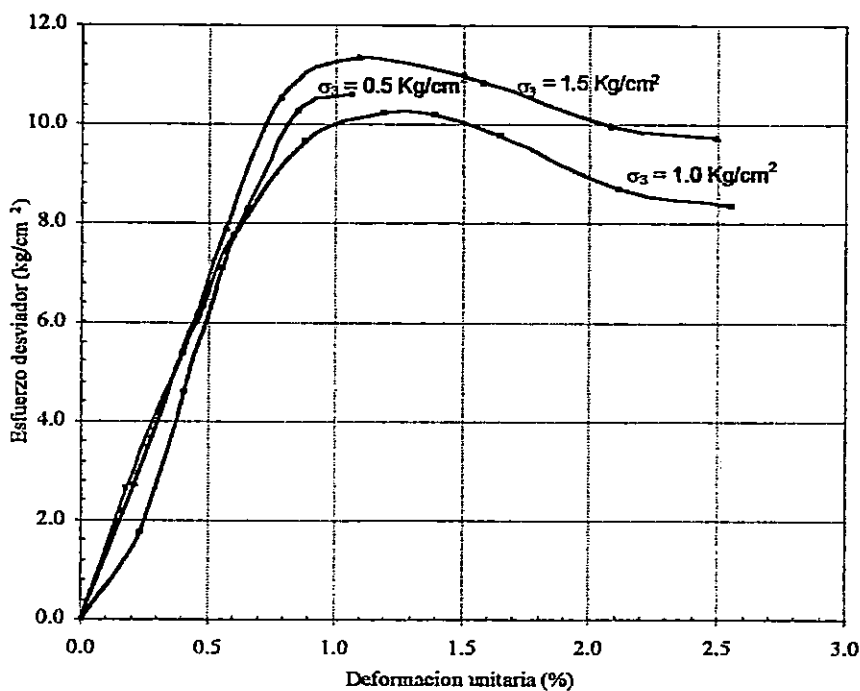


Figura 14 Curvas Esfuerzo – Deformación Talud Iglesia Católica de Olocuilta

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR	TEMA: Estabilidad de Taludes, Aplicación de las Gráficas de Donald W. Taylor a los Suelos más Comunes de El Salvador.	Coordinador: Ing. M.Sc. Rogelio Ernesto Godínez	
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA		Asesores: Ing. Mario Angel Guzmán Urbina Ing. Héctor Alejandro Porfírio Cortez	
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL	Presentan: Alvarenga, Fredy Alexander Barrera Hernández, Marcia Lizeth Sandoval Carranza, Félix Oswaldo	Fecha:	Hoja:
DEPARTAMENTO DE CONSTRUCCION Y VIAS TERRESTRES.		Febrero/99	17/19
Contenido: Ensayo de Compresión Triaxial Prueba No Consolidada No Drenada (U,U)			

## ANEXO C1

### ENVOLVENTE DE MOHR PARA PRUEBA TRIAXIAL TALUD OLOCUILTA

Probeta 1	Probeta 2	Probeta 3
$\sigma_1 = 11.13$	$\sigma_1 = 11.22$	$\sigma_1 = 12.86$
$\sigma_3 = 0.50$	$\sigma_3 = 1.00$	$\sigma_3 = 1.50$
$(\sigma_1 + \sigma_3)/2 = 5.81$	$(\sigma_1 + \sigma_3)/2 = 6.11$	$(\sigma_1 + \sigma_3)/2 = 7.18$
$(\sigma_1 - \sigma_3)/2 = 5.31$	$(\sigma_1 - \sigma_3)/2 = 5.11$	$(\sigma_1 - \sigma_3)/2 = 5.68$

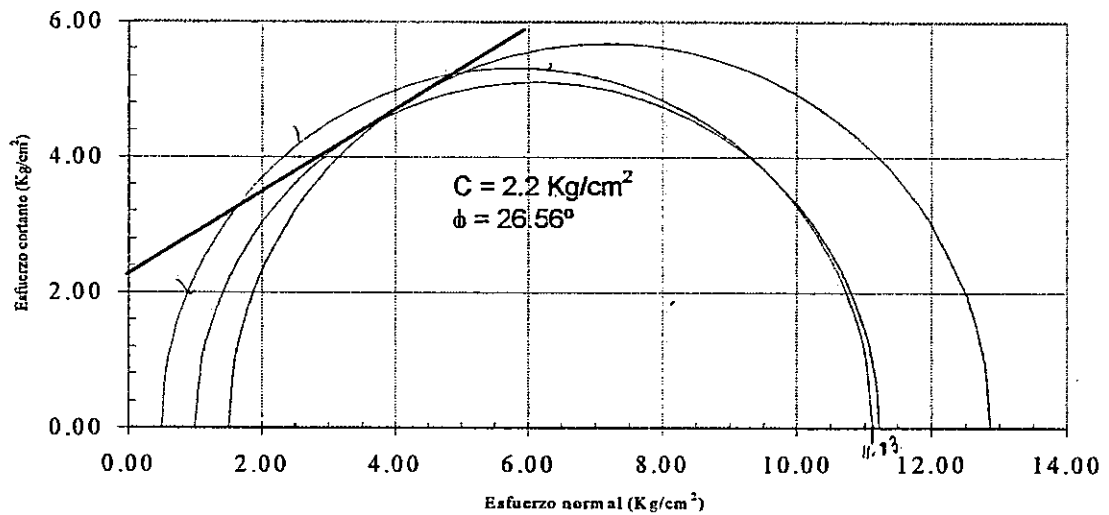


Figura 3.15 Envolvente de Mohr Talud Olocuilta.

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR	TEMA: Estabilidad de Taludes, Aplicación de las Gráficas de Donald W. Taylor a los Suelos más Comunes de El Salvador.	Coordinador: Ing. M.Sc. Rogelio Ernesto Godínez	
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA		Asesores: Ing. Mario Angel Guzmán Urbina Ing. Héctor Alejandro Portillo Cortez	
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL	Presentan: Alvarenga, Fredy Alexander	Fecha: Febrero/99	
DEPARTAMENTO DE CONSTRUCCION Y VIAS TERRESTRES.	Barrera Hernández, Marcia Lizeth Sandoval Carranza, Félix Oswaldo		
Contenido: Ensayo de Compresión Triaxial Prueba No Consolidada No Drenada (U.U)			

## ANEXO C1

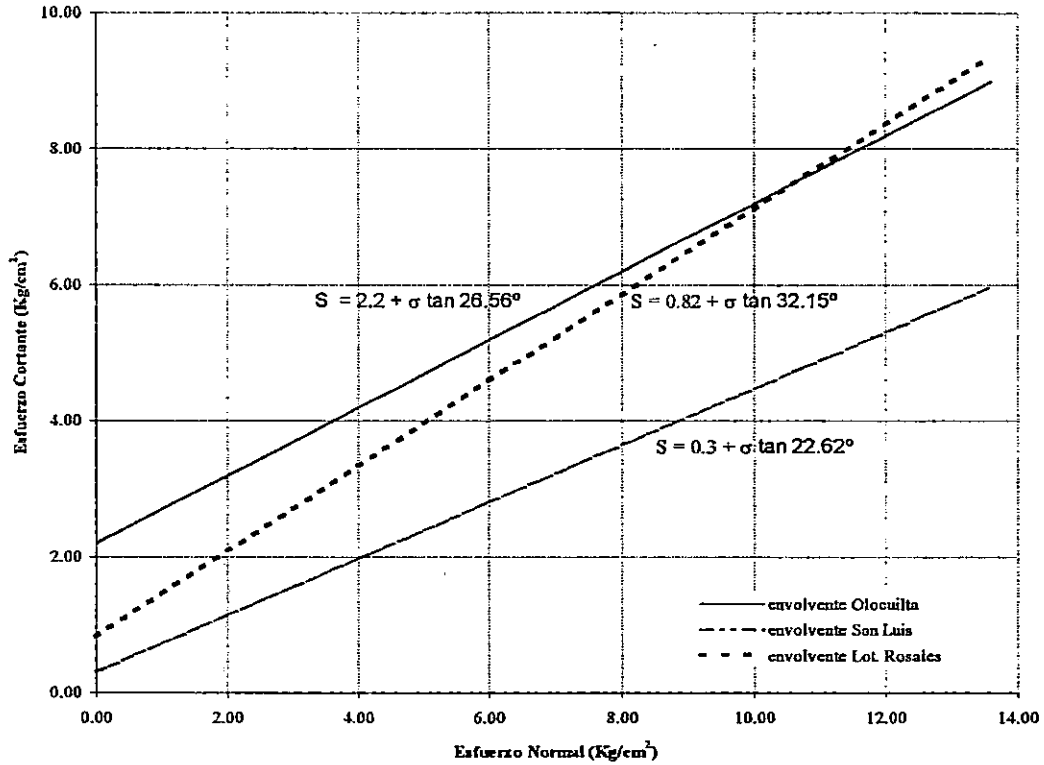


Figura 3.16 Envolventes de Mohr para los Taludes Estudiados

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR	TEMA: Estabilidad de Taludes, Aplicación de las Gráficas de Donald W. Taylor a los Suelos más Comunes de El Salvador.	Coordinador: Ing. M.Sc. Rogelio Ernesto Godínez	
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA		Asesores: Ing. Mario Angel Guzmán Urbina	
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL	Presentan: Alvarenga, Fredy Alexander	Ing. Héctor Alejandro Portillo Cortez	
DEPARTAMENTO DE CONSTRUCCION Y VIAS TERRESTRES.	Barrera Hernández, Marcia Lizeth	Fecha: Febrero/99	Hoja: 19/19
Contenido: Ensayo de Compresión Triaxial Prueba No Consolidada No Drenada (U,U)	Sandoval Carranza, Félix Oswaldo		

**ANEXO C2**

ANEXO C2

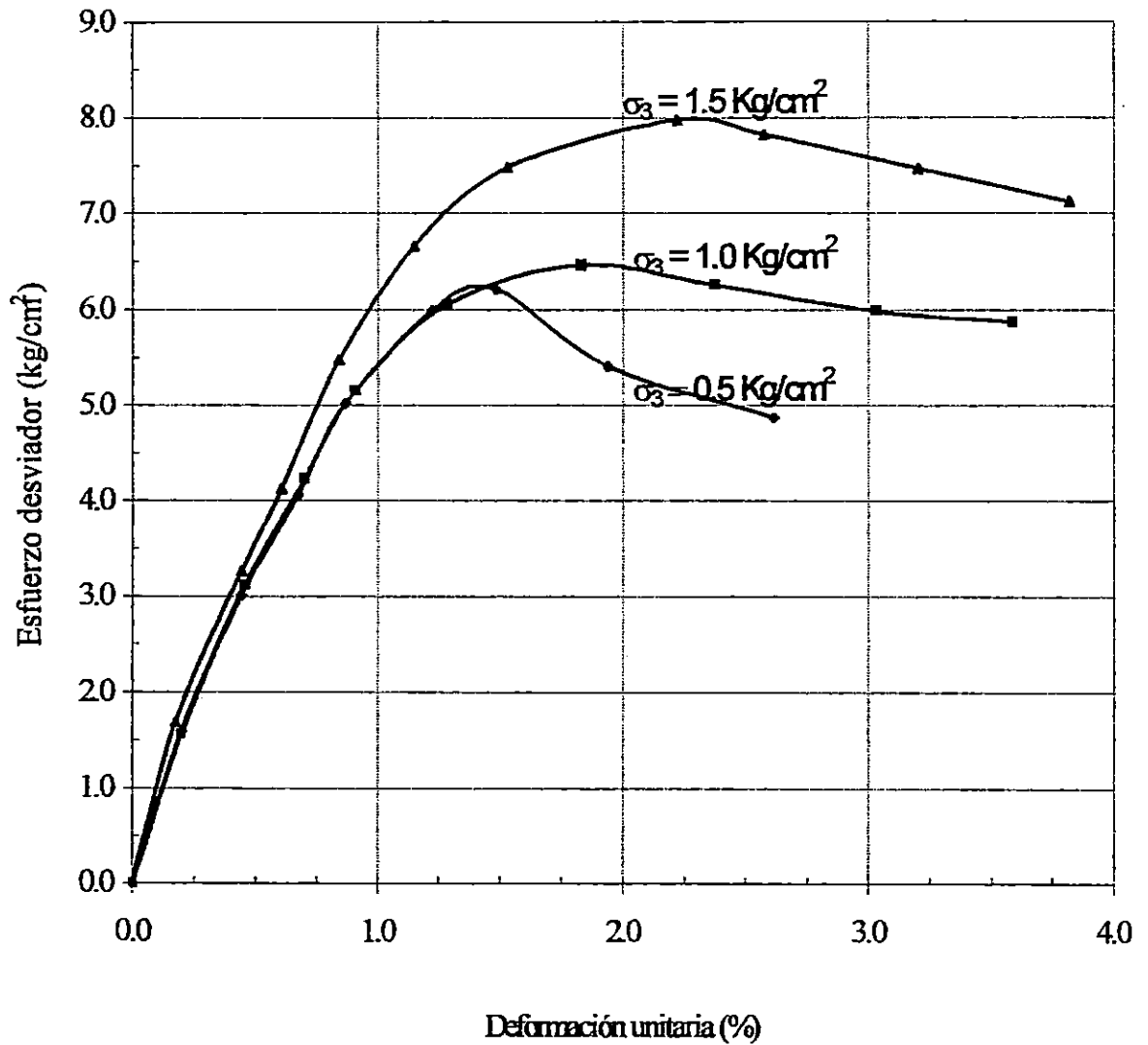


Figura 1 Pendiente de curvas esfuerzo – Deformación Talud Lotificación Rosales

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR	TEMA: Estabilidad de Taludes, Aplicación de las Gráficas de Donald W. Taylor a los Suelos más Comunes de El Salvador.	Coordinador: Ing. M.Sc. Rogelio Ernesto Godínez
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA		Asesores: Ing. Mario Angel Guzmán Urbina Ing. Héctor Alejandro Portillo Cortez
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL	Presentan: Alvarenga, Fredy Alexander Barrera Hernández, Marcia Lizeth Sandoval Carranza, Félix Oswaldo	Fecha: Febrero/99
DEPARTAMENTO DE CONSTRUCCION Y VIAS TERRESTRES.		Hoja: 1/4
Contenido: Cálculo de la pendiente de las curvas esfuerzo – deformación		

ANEXO C2

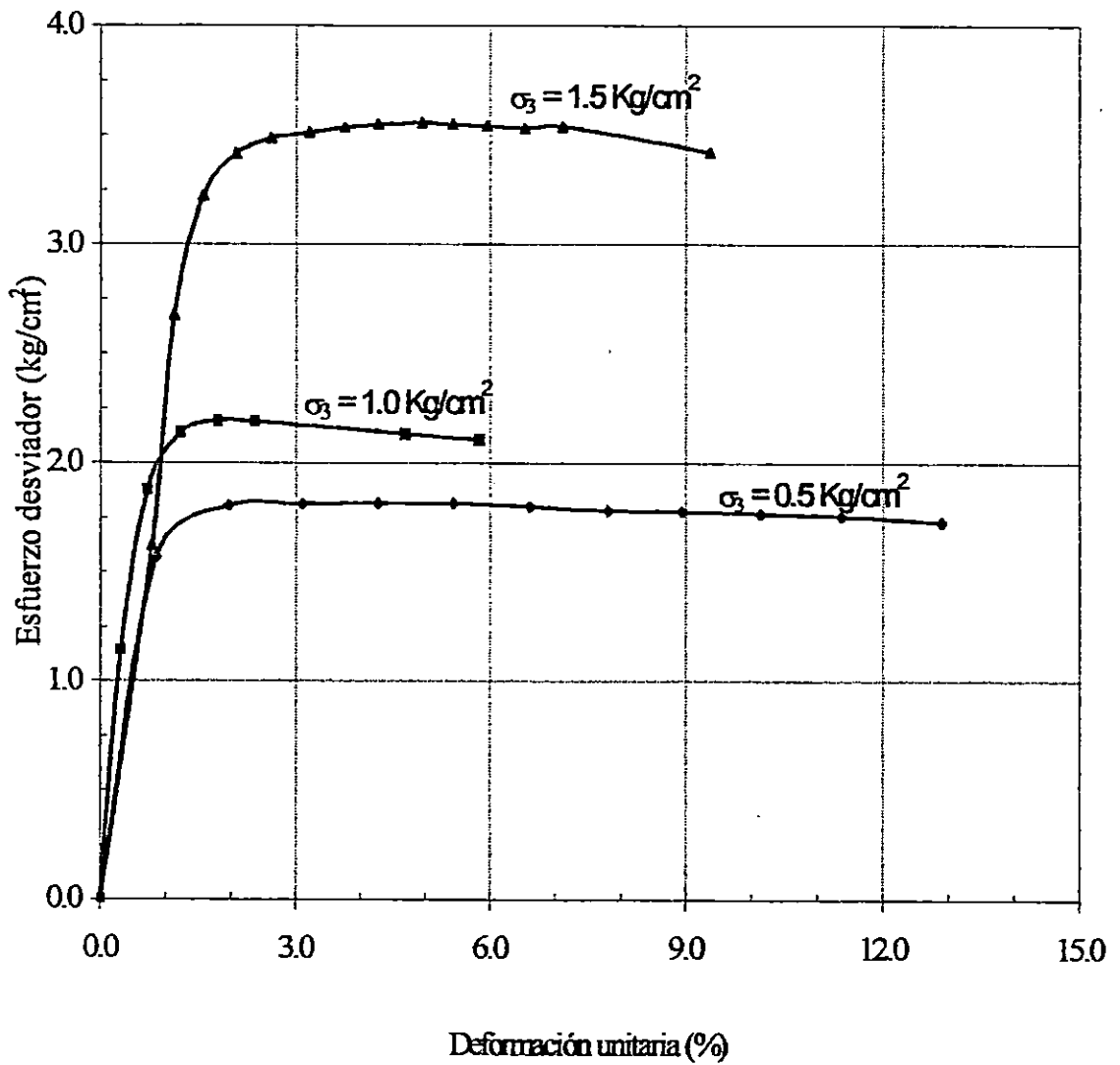


Figura 2 Pendiente de curvas esfuerzo – Deformación Talud Colonia San Luis

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR	TEMA: Estabilidad de Taludes, Aplicación de las Gráficas de Donald W. Taylor a los Suelos más Comunes de El Salvador.	Coordinador: Ing. M.Sc. Rogeño Ernesto Godínez	
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA		Asesores: Ing. Mario Angel Guzmán Urbina Ing. Héctor Alejandro Portillo Cortez	
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL	Presentan: Alvarenga, Fredy Alexander Barrera Hernández, Marcia Lizeth Sandoval Carranza, Félix Oswaldo	Fecha:	Hoja:
DEPARTAMENTO DE CONSTRUCCION Y VIAS TERRESTRES.		Febrero/99	2/4
Contenido: Cálculo de la pendiente de las curvas esfuerzo – deformación			

ANEXO C2

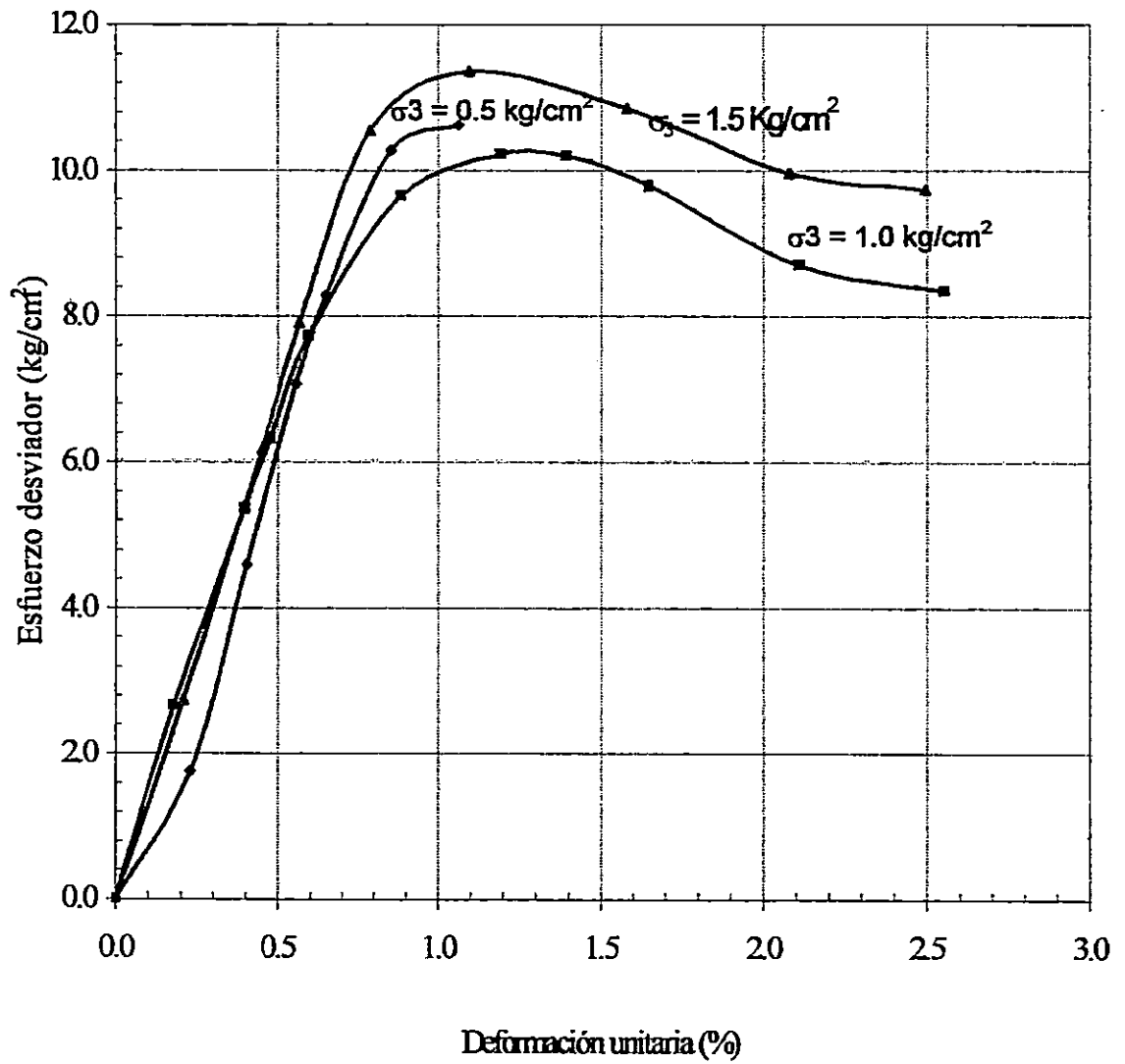


Figura 3 Pendiente de curvas esfuerzo – Deformación Talud Olocuilta.

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR	TEMA: Estabilidad de Taludes, Aplicación de las Gráficas de Donald W. Taylor a los Suelos más Comunes de El Salvador.	Coordinador: Ing. M.Sc. Rogelio Ernesto Godínez	
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA		Asesores: Ing. Mario Angel Guzmán Urbina Ing. Héctor Alejandro Portiño Cortez	
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL	Presentan: Alvarenga, Fredy Alexander Barrera Hernández, Marcia Lizeth Sandoval Carranza, Félix Oswaldo	Fecha:	Hoja:
DEPARTAMENTO DE CONSTRUCCION Y VIAS TERRESTRES.		Febrero/99	3/4
Contenido: Cálculo de la pendiente de las curvas esfuerzo – deformación			

## ANEXO C2

**Tabla 1 Cálculo de la Pendiente de las Curvas Esfuerzo Deformación**

Talud	Lotificación Rosales			Colonia San Luis			Olocuiita		
	$\sigma_1 - \sigma_3$	Deform. Unitaria %	Pendiente Aprox. $\times 10^2$	$\sigma_1 - \sigma_3$	Deform. Unitaria %	Pendiente Aprox. $\times 10^2$	$\sigma_1 - \sigma_3$	Deform. Unitaria %	Pendiente Aprox. $\times 10^2$
Probeta 1	3.4	0.50	6.80	1.60	0.76	2.11	2.48	0.15	16.53
Probeta 2	4.0	0.62	6.45	1.50	0.54	2.78	6.52	0.50	13.04
Probeta 3	5.0	0.51	9.80	2.00	0.40	5.00	6.92	0.50	13.84
Pendiente Promedio	$7.68 \times 10^2$			$3.30 \times 10^2$			$14.47 \times 10^2$		
Desviación Típica*	$1.52 \times 10^2$			$1.22 \times 10^2$			$1.49 \times 10^2$		
Pendiente	$(7.68 \pm 1.52) \times 10^2$			$(3.30 \pm 1.22) \times 10^2$			$(14.47 \pm 1.49) \times 10^2$		

\* El valor de la desviación típica se calculó de la siguiente manera:

$$DT = \sqrt{\frac{X_1^2 + X_2^2 + \dots + X_n^2}{n} - \bar{X}^2}$$

Donde:

$X_i$  : valor de la pendiente aproximada para cada probeta ensayada.

$\bar{X}$  : valor de la pendiente promedio para cada talud

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR	TEMA: Estabilidad de Taludes, Aplicación de las Gráficas de Donald W. Taylor a los Suelos más Comunes de El Salvador.	Coordinador: Ing. M.Sc. Rogelio Ernesto Godínez
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA		Asesores: Ing. Mario Angel Guzmán Urbina Ing. Héctor Alejandro Portillo Cortez
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL	Presentan: Alvarenga, Fredy Alexander	
DEPARTAMENTO DE CONSTRUCCION Y VIAS TERRESTRES.	Barrera Hernández, Marcia Lizeth Sandoval Carranza, Félix Oswaldo	
Contenido: Cálculo de la pendiente de las curvas esfuerzo – deformación		Fecha: Febrero/99      Hoja: 4/4



San Salvador, 23 de enero de 1999.

Estimados Señores  
TRABAJO DE GRADUACION  
Presente.

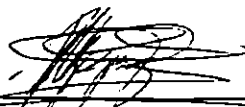
REF. SEPROBIA-ES-002-99

Atentamente, estamos enviándoles los resultados del Estudio de Suelos, realizado para el Trabajo de Graduación "Estabilidad de Taludes, Aplicación de las Gráficas de Taylor a los suelos más comunes de El Salvador", ubicado el primero en Km. 2 1/2 Carretera a Comalapa, Colonia San Luis; El segundo en Iglesia Católica de Olocuilta; El tercero en Lotificación Rosales Block "A", sobre Carretera al Aeropuerto a la altura del Rancho Navarro.

Agradeciendo la confianza depositada en nuestra Empresa, para la ejecución del presente estudio, quedamos a sus apreciables órdenes, para cualquier ampliación relativa a los conceptos aquí vertidos. Nos es grato suscribirnos de Ustedes, sus atentos y seguros servidores.

Atentamente,

Por SEPROBIA, S.A. de C.V.

  
Roberto Otoniel Berganza E.  
Ingeniero Civil

ESTUDIO DE SUELOS REALIZADO PARA EL TRABAJO DE GRADUACION "ESTABILIDAD DE TALUDES, APLICACION DE LAS GRAFICAS DE TAYLOR A LOS SUELOS MAS COMUNES DE EL SALVADOR", EL PRIMERO UBICADO EN KM 2 1/2 CARRETERA A COMALAPA, COLONIA SAN LUIS; EL SEGUNDO EN IGLESIA CATOLICA DE OLOCUILTA; EL TERCERO EN LOTIFICACION ROSALES BLOCK "A", SOBRE CARRETERA AL AEROPUERTO A LA ALTURA DE RANCHO NAVARRO.

PRESENTADO A:

FREDY ALEXANDER ALVARENGA  
MARCIA LIZETH BARRERA HERNANDEZ  
FELIX OSWALDO SANDOVAL CARRANZA

SAN SALVADOR, 23 DE ENERO DE 1999.

## **ANEXO D**

C O N T E N I D O

1. INTRODUCCION.
2. DESCRIPCION GENERAL DEL LUGAR.
3. TRABAJO DE CAMPO Y LABORATORIO.
4. RESULTADOS OBTENIDOS.

A N E X O S

- A. UBICACION DE SONDEOS.
- B. HOJA DE REGISTRO DE EXPLORACION SUB SUPERFICIAL.
- C. PERFILES ESTRATIGRAFICOS.

## 1. INTRODUCCION

A continuación presentamos los resultados del Estudio de Suelos, - realizado para el Trabajo de Graduación "Estabilidad de Taludes, Aplicación de las graficas de Taylor a los suelos más comunes de El Salvador", ubicado el primero en Km. 2 1/2 Carretera a Comalapa. Colonia San Luis; El segundo en Iglesia Católica de Olocuilta; El tercero en Lotificación Rosales Block "A", sobre Carretera al Aeropuerto a la altura del Rancho Navarro.

El trabajo se realizó atendiendo la solicitud de Fredy Alexander Alvarenga, Marcia Lizeth Barrera Hernández y Felix Oswaldo Sandoval Carranza, con el objeto de determinar las condiciones del subsuelo.

En base a los resultados obtenidos se dan recomendaciones para el diseño de las cimentaciones, capacidad de carga etc.

La investigación comprendió de un (1) sondeo exploratorio por Talud, distribuidos como se muestra en el plano de ubicación anexo, la profundidad explorada fué en Col. San Luis 6.00 mts.; En Olocuilta la profundidad fué de 5.50 mts; Y en la Lotificación Rosales la profundidad fué de 4.00 mts. detectándose suelo compacto en el fondo de cada sondeo.

## 2. DESCRIPCION GENERAL DEL LUGAR

- Colonia San Luis

Terreno quebrado el cual existe en el lugar construcción tipo mixto. donde funciona una iglesia evangelica.

- Olocuilta

Terreno quebrado que esta ubicado al costado sur oriente de la ciudad de olocuilta sobre la antigua carretera a comalapa, existiendo en el lugar un sistema de champas dedicadas al negocio de pupuseria, que estan al pie del talúd.

- Lotificacion Rosales

Esta ubicado entre 250 y 300 metros del Rancho Navarro, el terreno es quebrado, existiendo alrededor una ladera lotificada para uso de vivienda, el cual es de construcción tipo mixto.

### 3. TRABAJO DE CAMPO Y LABORATORIO.

El trabajo de campo se limitó a un (1) sondeo exploratorio por Talúd, 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 3/8" (34.9 mm) de diámetro interno hincada con un martillo de 140 lbs. (63.5 Kg), el cual se deja caer desde una altura de 30" (76.2 cms.) 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".

Las muestras recuperadas se analizaron en el laboratorio efectuándose los ensayos que se describen a continuación, según Norma ASTM.

- D - 2216 "DETERMINACION DEL CONTENIDO DE HUMEDAD EN EL LABORATORIO."
- D - 2448 "DESCRIPCION DE SUELOS. PROCEDIMIENTO VISUAL MANUAL."
- D - 2487 " CLASIFICACION DE SUELOS, PARA PROPOSITOS DE INGENIERIA "

#### 4. RESULTADOS OBTENIDOS

Del análisis de los resultados obtenidos tanto en la exploración del suelo como de los ensayos de laboratorio se observaron los siguientes aspectos importantes.

##### 4.1 ESTRATIGRAFIA

Los suelos predominantes en el sitio son:

En Colonia San Luis

- Limo Arenoso (ML), color gris claro, con un 60% a 70% de limo no plastico y un 30% a 40% de arena fina
- Arena Limosa (SM), color gris claro con un 60% a 65% de arena fina a media y un 35% a 40% de limo no plástico.

En Olocuilta

- Limo Arenoso (ML), color gris, con un 55% a 70% de limo no plástico y un 30% a 45% de arena fina.
- Arena Limosa (SM), color gris claro, con un 75% de arena fina a media y un 25% de limo no plástico.

En Lotificación Rosales

- Arena Limo Arcillosa (SM"), color café, con un 55% a 60% de arena fina a media y un 40% a 45% de limo arcilloso de plasticidad baja a media.
- Arena Limosa (SM), color café, con un 60% a 85% de arena fina a media y un 15% a 40% de limo no plástico.
- Arena Mal Graduada (SP), color gris claro, con un 95% de arena con pómez y pocos finos.

4.2 RESISTENCIA DEL SUELO A LA HINCA DE LA CUCHARA MUESTRERA

En base al número de golpes de la prueba de penetración estándar (N), la compactidad 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 estándar ASTM D-2216

SONDEO No.	Wmax. (%)	wmin. (%)	wprom. (%)
1(Col. San Luis)	33.3(2.50mts)	17.3(0.50mts)	23.3
1(Olocuilta)	24.5(4.00mts)	6.8(1.00mts)	16.8
1(Lot. Rosales)	55.1(3.00mts)	18.8(0.50mts)	35.8

#### 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./cm<sup>2</sup>

SONDEO NO	PROFUNDIDAD EN METROS					
	1.00	2.00	3.00	4.00	5.00	6.00
1(Col. San Luis)	1.0	1.2	2.0	2.8	3.0	3.6
1(Olocuilta)	0.9	1.0	1.8	2.0	>4.0	(*)>4.0
1(Lot. Rosales)	2.0	2.0	3.5	>4.0	--	--

(\*) El sondeo se suspendió a 5.50 mts. de profundidad.

#### 5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- Col. San Luis

5.1 Se detectó suelo suelto superficial, hasta una profundidad de 1.50 mts.

5.2 Se detectó  $N < 15$  desde la superficie hasta una profundidad de 2.00 mts.

- 5.3 No se detectó nivel freático ni presencia de roca.
- 5.4 Para una revisión aproximada, usar el  $\phi$  obtenido de la figura 8.8, anexa.
- 5.5 Revisar falla en el cuerpo y cabeza del talud, ya que se ha detectado suelo suelto (ver 5.1)
- 5.6 Para una revisión exacta, usar los parámetros del suelo obtenido en un ensayo triaxial Q (u,u).

- Olocuilta

- 5.1 Se detectó suelo suelto superficial, hasta una profundidad de 2.00 mts.
- 5.2 Se detectó  $N < 15$  desde la superficie hasta una profundidad de 2.50 mts.
- 5.3 No se detectó nivel freático ni presencia de roca.
- 5.4 Para una revisión aproximada, usar el  $\phi$  obtenido de la figura 8.8, anexa.
- 5.5 Revisar falla en el cuerpo y cabeza del talud, ya que se ha detectado suelo suelto (ver 5.1)
- 5.6 Para una revisión exacta, usar los parámetros del suelo obtenido en un ensayo triaxial Q (u,u).

- Lotificación Rosales

- 5.1 No se detectó suelo suelto superficial, ni suelo con  $N < 15$ .
- 5.2 Los contenidos de humedad altos ( $W\% > 30\%$ ) se dan en suelos con matriz plástica (SM") o suelos con partículas de pómez en la matriz (SP).
- 5.3 No se detectó nivel freático ni presencia de roca.
- 5.4 Para una revisión aproximada, usar el  $\phi$  obtenido de la figura 8.8, anexa.5.4
- 5.5 Para una revisión exacta, usar los parámetros del suelo obtenido en un ensayo triaxial Q (u,u).

Consideramos que la validez de nuestras recomendaciones, 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 de la actividad.

Esta firma queda a las órdenes de Fredy Alvarenga, Marcia Hernández y Oswaldo Carranza, para aclarar dudas respecto a los conceptos que en este informe se proporcionan.

Atentamente,

Por SEPROBIA, S.A. DE C.V.



Roberto Otoniel Berganza Estrada  
Ingeniero Civil.

SEPROBIA, S. A. DE C. V.

LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES

OBRA : ESTABILIDAD DE TALUDES, APLICACION DE LAS GRAFICAS DE TAYLOR  
 LOCALIZACION: LOT. ROSALES BLOCK A, SOBRE CARRETERA AL AEROPUERTO  
 HERRAMIENTA DE AVANCE: CUCHARA MUESTRERA  
 HERRAMIENTA DE MUESTRO: CUCHARA MUESTRERA

PROPIETARIO : SONDED No. 1 ELEV. BROCAL: 100  
 REGISTRO: E.L. OPERADOR: H.G. REVISOR: R.B.  
 PESO GOLPEADOR: 140 lbs.  
 FECHA: ENERO/99  
 REFERENCIA : SEPROBIA-ES-002-99

PROF. mts	RESISTENCIA A LA PENETRACION			N°	HUMEDAD %	CLASIFICACION
	20 cm	15 cm	15 cm			
0.50	7	9	11	20	18.8	ARENA LIMO ARCILLOSA (SM*) COLOR CAFE CON UN 55% DE ARENA FINA A MEDIA CON LIMO ARCILLOSO DE BAJA A MEDIANA PLASTICIDAD
1.00	17	11	13	24	30.3	
1.50	12	11	14	25	41.0	ARENA LIMOSA (SM) COLOR CAFE CON UN 85% DE ARENA FINA A MEDIA CON LIMO Y UN 10% DE GRAVILLA
2.00	11	10	11	21	36.5	ARENA LIMO ARCILLOSA (SM*) COLOR CAFE CON UN 60% DE ARENA FINA A MEDIA CON LIMO ARCILLOSO DE BAJA A MEDIANA PLASTICIDAD
2.50	10	10	10	20	51.4	ARENA MAL GRADUADA (SP) COLOR GRIS CLARO CON UN 95% DE ARENA CON POMEZ FINA A GRUESA CON POCOS FINOS (LIMO)
3.00	15	15	20	35	55.1	
3.50	15	15	20	35	25.5	ARENA LIMOSA (SM) COLOR CAFE CON UN 60% A 70% DE ARENA FINA A MEDIA CON LIMO
4.00	20	25	25	50	28.1	

SEPROBIA, S. A. DE C. V.  
LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES

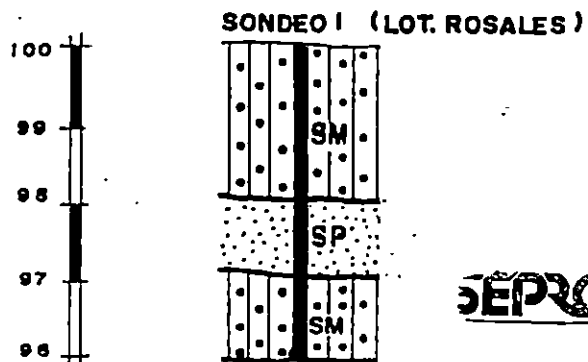
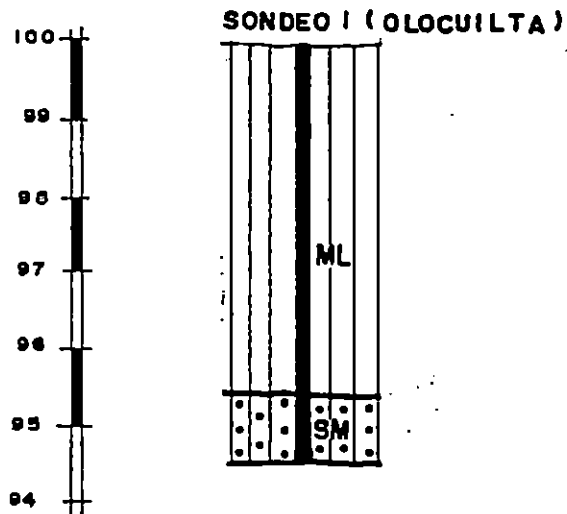
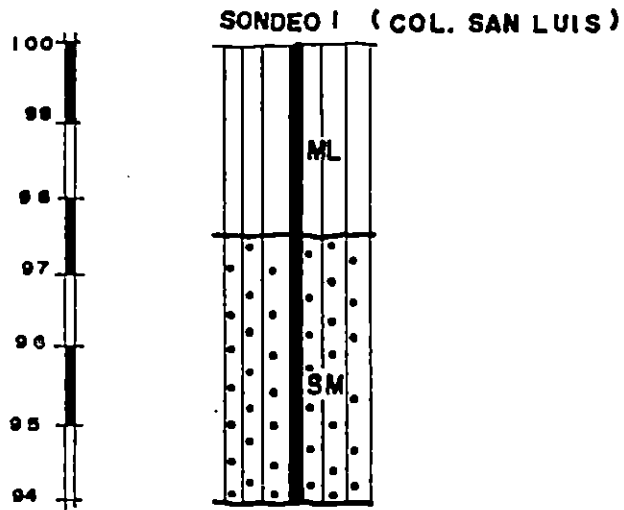
OBRA : ESTABILIDAD DE TALUDES, APLICACION: PROPIETARIO :  
DE LAS GRAFICAS DE TAYLOR : SONDED No. 1 ELEV. BROCAL: 100  
LOCALIZACION: KM. 12 1/2 CARRETERA A COMALAPA : REGISTRO: E.L. OPERADOR: H.B. REVISO: R.B.  
COLONIA SAN LUIS : PESO GOLPEADOR: 140 lbs.  
HERRAMIENTA DE AVANCE: CUCHARA MUESTRERA : FECHA: ENERO/99  
HERRAMIENTA DE MUESTREO: CUCHARA MUESTRERA : REFERENCIA : SEPROBIA-ES-002-99

PROF. mts	RESISTENCIA A LA PENETRACION			N°	HUMEDAD %	CLASIFICACION
	20 cm	15 cm	15 cm			
0.50	3	3	3	6	17.3	
1.00	4	7	4	11	25.4	
1.50	8	5	5	10	32.2	LIMO ARENOSO (ML) COLOR GRIS CLARO CON UN 60% A 70% DE LIMO, CON ARENA FINA
2.00	5	5	7	12	30.9	
2.50	10	10	10	20	33.3	
3.00	10	10	10	20	20.8	
3.50	13	15	15	30	20.3	
4.00	12	13	15	28	19.2	
4.50	15	14	15	29	18.3	ARENA LIMOSA (SM) COLOR GRIS CLARO CON UN 60% A 65% DE ARENA FINA A MEDIA CON LIMO
5.00	17	20	20	40	19.6	
5.50	14	15	15	30	19.6	
6.00	15	20	20	40	23.7	

SEPROBIA, S. A. DE C. V.  
LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES

OBRA : ESTABILIDAD DE TALUDES, APLICACION: PROPIETARIO :  
DE LAS GRAFICAS DE TAYLOR : SONDEO No. 1 ELEV. BROCAL: 100  
LOCALIZACION: IGLESIA CATOLICA DE OLOCUILTA : REGISTRO: E.L. OPERADOR: H.Q. REVISO: R.B.  
HERRAMIENTA DE AVANCE: CUCHARA MUESTRERA : PESO GOLPEADOR: 140 lbs.  
HERRAMIENTA DE MUESTREO: CUCHARA MUESTRERA : FECHA: ENERO/99  
REFERENCIA : SEPROBIA-ES-002-99

PROF. mts	RESISTENCIA A LA PENETRACION				N°	HUMEDAD %	CLASIFICACION
	20 cm	15 cm	15 cm				
0.50	5	3	3		6	7.0	
1.00	6	5	4		9	6.8	
1.50	5	6	6		12	13.4	
2.00	7	4	6		10	17.2	
2.50	8	5	7		12	19.2	LIMO ARENOSO (ML) COLOR GRIS CLARO CON UN 55% A 70% DE LIMO CON ARENA FINA Y RAICILAS AISLADAS
3.00	10	12	10		22	20.5	
3.50	10	8	10		18	22.2	
4.00	10	10	10		20	24.5	
4.50	10	15	20		35	23.4	
5.00	22	25	22		47	13.8	
5.50	11	25	27		52	17.5	ARENA LIMOSA (SM) COLOR GRIS CLARO CON UN 75% DE ARENA FINA A MEDIA CON LIMO



**SEPROBIA** SERVICIOS PROFESIONALES BERGAMINI  
INGENIEROS ARQUITECTOS S.A. DE C.V.

**SEPROBIA** LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES

**PERFILES ESTRATIGRAFICOS**

PROYECTO: **ESTABILIDAD DE TALUDES**

DIBUJO: Y. I. Z. C.

ESCALA:

FECHA:

1:100

ENERO - 1999

REVISO: ING. R. O. B. E.

# PSM PROYECTOS DE SUELOS Y MATERIALES S.A. DE C.V.

DIVISIONES PRINCIPALES		SIMBOLO DE GRUPO	REPRESENTAC. GRAFICA	NOMBRES TIPICOS	
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.
			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.
			GC		GRAVAS ARCILLOSAS, MEZCLAS DE GRAVA, ARENA Y ARCILLA.
	ARENAS MAS DEL 50% DE LA FRACCION GRUESA PASA LA MALLA N°4	ARENAS LIMPIAS	SW		ARENAS BIEN GRADUADAS, ARENAS CON GRAVA, CON POCO O NADA DE FINOS.
			SP		ARENAS MAL GRADUADAS, ARENAS CON GRAVA, CON POCO O NADA DE FINOS.
		ARENAS CON FINOS	SM		ARENAS LIMOSAS, MEZCLAS DE ARENA Y LIMO.
			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.
			CL		ARCILLAS INORGANICAS DE BAJA A MEDIA PLASTICIDAD, ARCILLAS CON GRAVA ARCILLAS ARENOSAS, ARCILLAS LIMOSAS.
OL				LIMOS ORGANICOS, ARCILLAS LIMOSAS ORGANICAS DE BAJA PLASTICIDAD.	
LIMOS Y ARCILLAS CON LIMITE LIQUIDO MAYOR DE 50%		MH		LIMOS INORGANICOS, LIMOS MICACEOS DIATOMACEOS, LIMOS ELASTICOS.	
		CH		ARCILLAS INORGANICAS DE ALTA PLASTICIDAD, ARCILLAS FRANCSAS.	
		OH		ARCILLAS FRANCSAS DE MEDIA A ALTA PLASTICIDAD, LIMOS ORGANICOS DE MEDIA PLASTICIDAD.	
SUELOS CON ELEVADA PROPORCION DE MATERIA ORGANICA		Pt		TURBA Y OTROS SUELOS ALTAMENTE ORGANICOS	



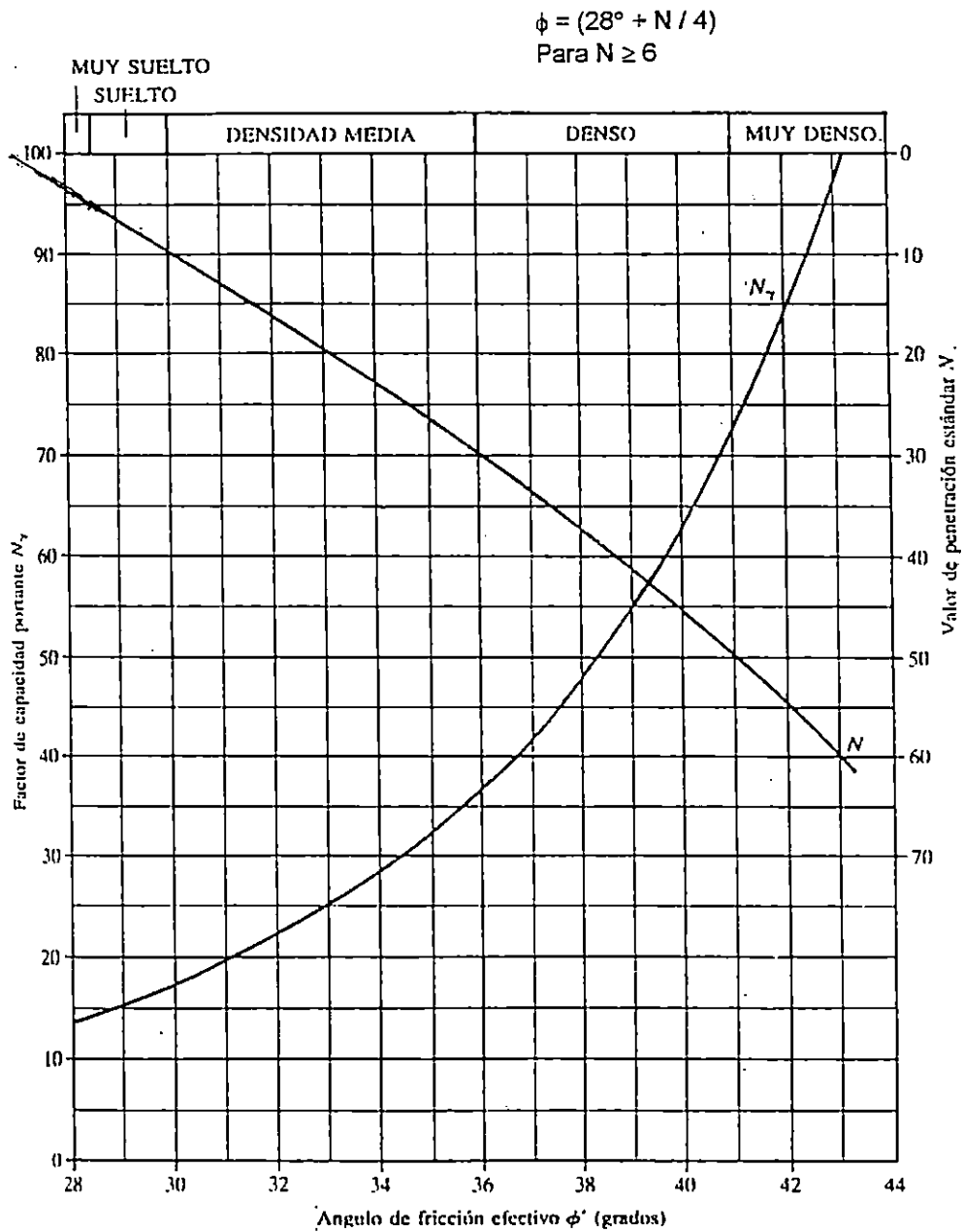
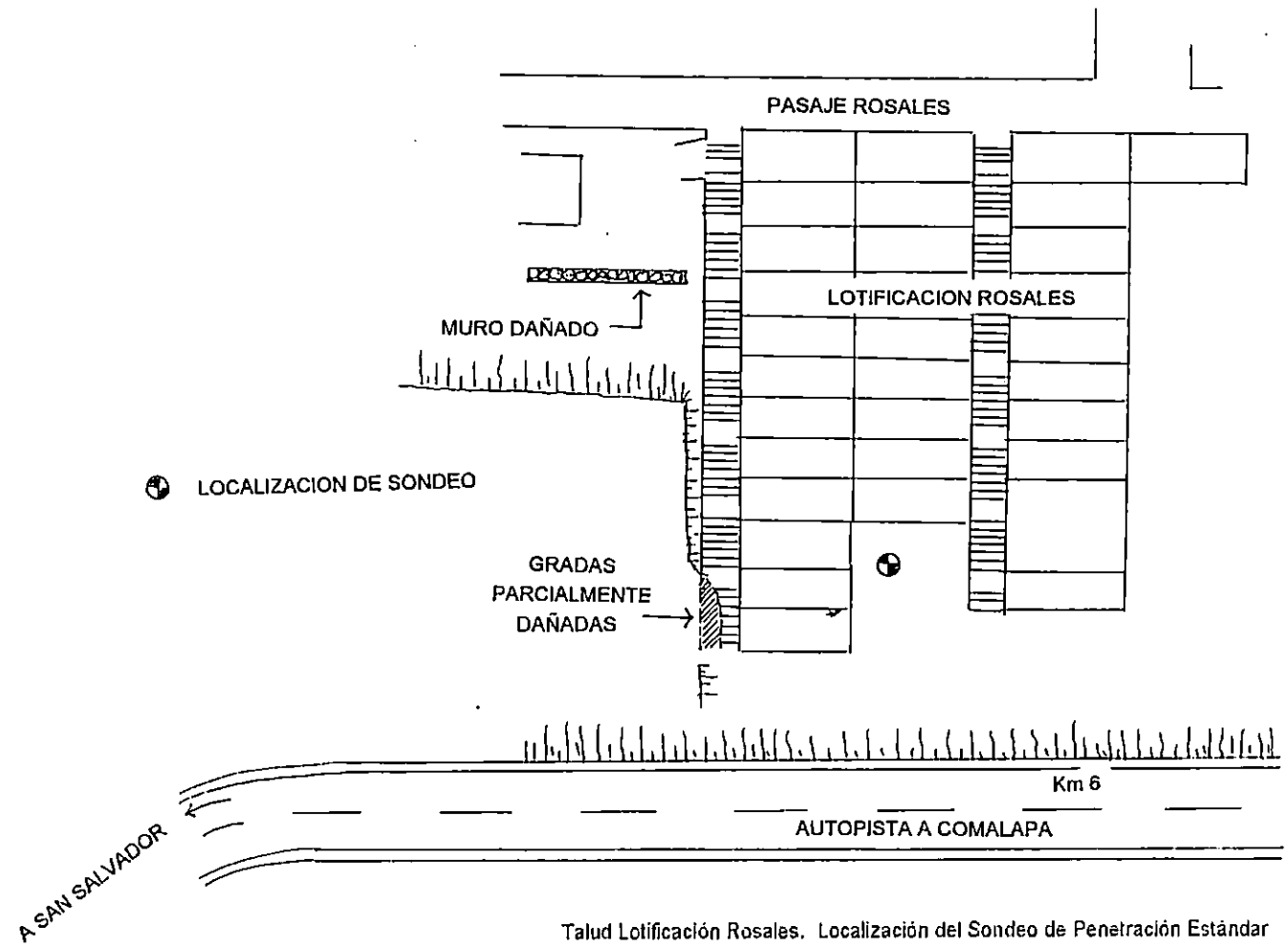
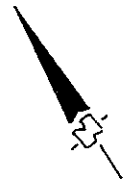
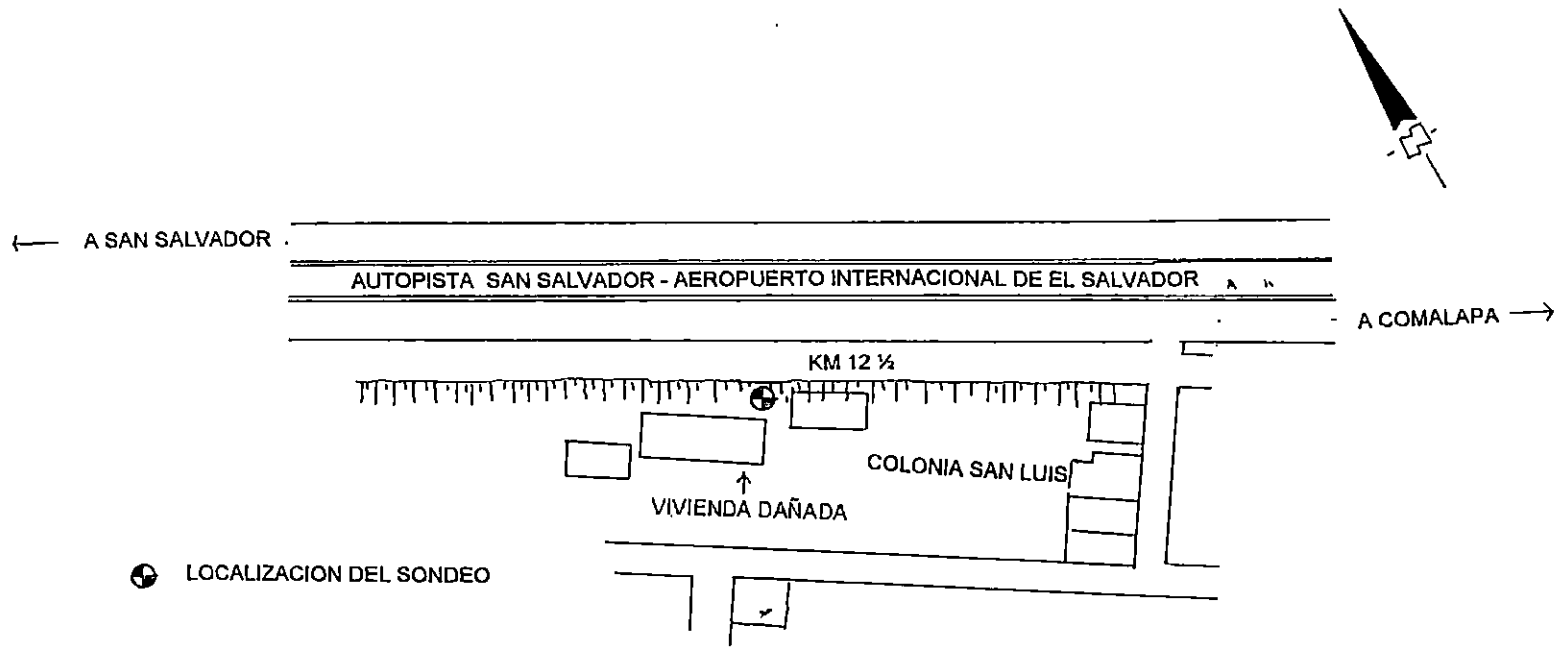


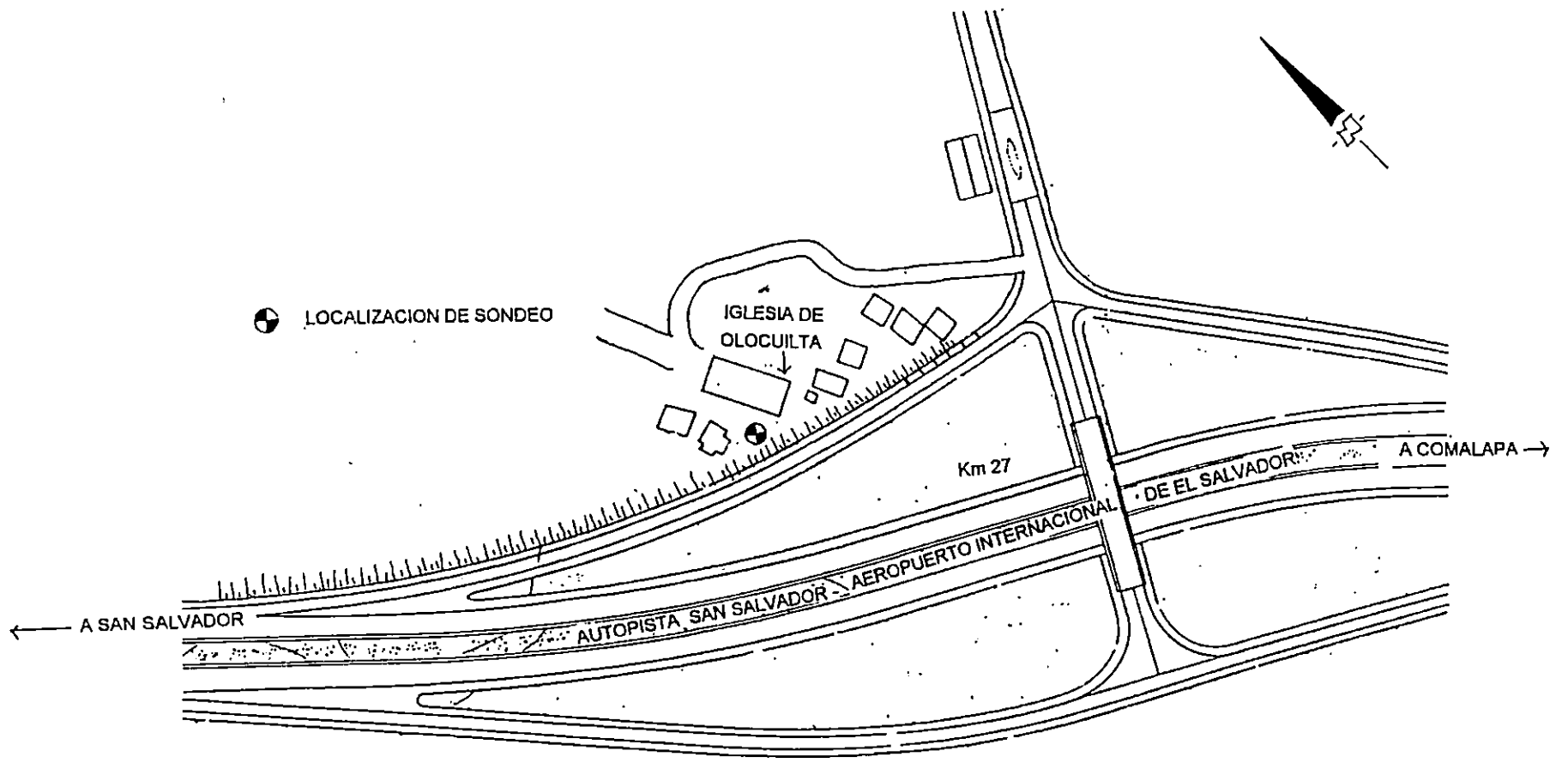
Figura 8.8. Correlación entre la densidad relativa, el valor de penetración estándar  $N$ , el factor de capacidad portante  $N_\gamma$  y el ángulo de fricción efectivo  $\phi'$  (adaptado de Peck, Hanson y Thornburn, 1974).



Talud Lotificación Rosales. Localización del Sondeo de Penetración Estándar

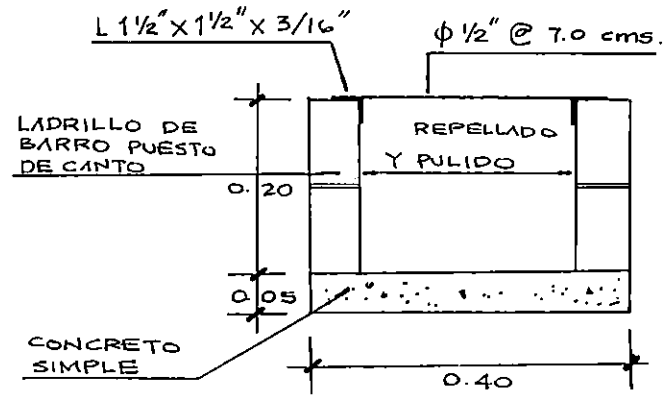
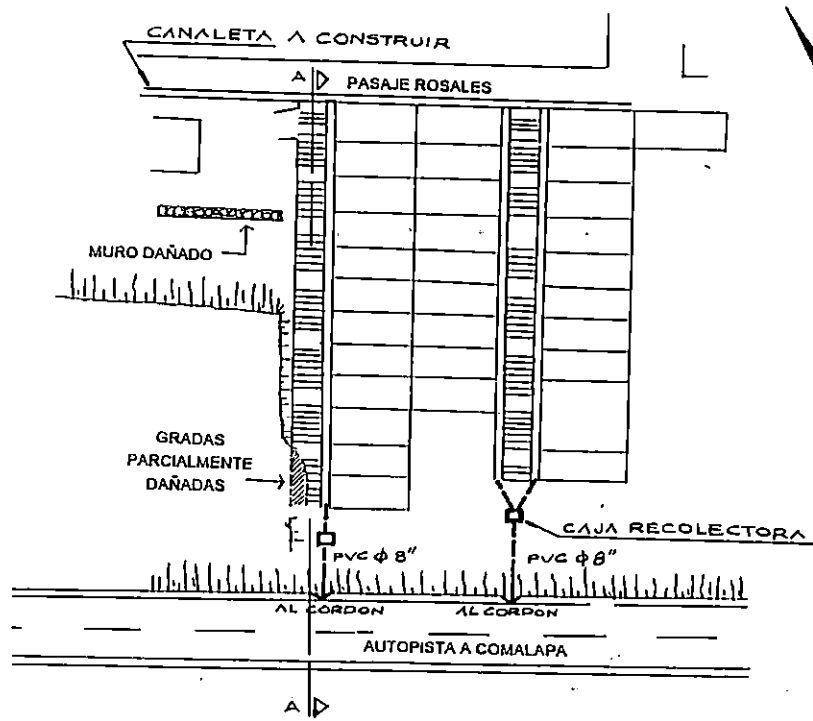


Talud Colonia San Luis. Localización del Sondeo de Penetración Estándar

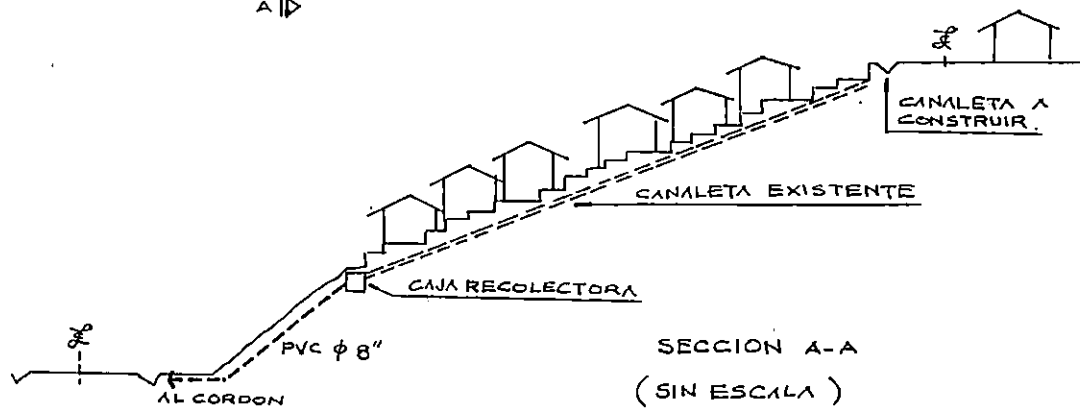


Talud Iglesia Católica de Olocuilta. Localización del Sondeo de Penetración Estándar

## **ANEXO E**

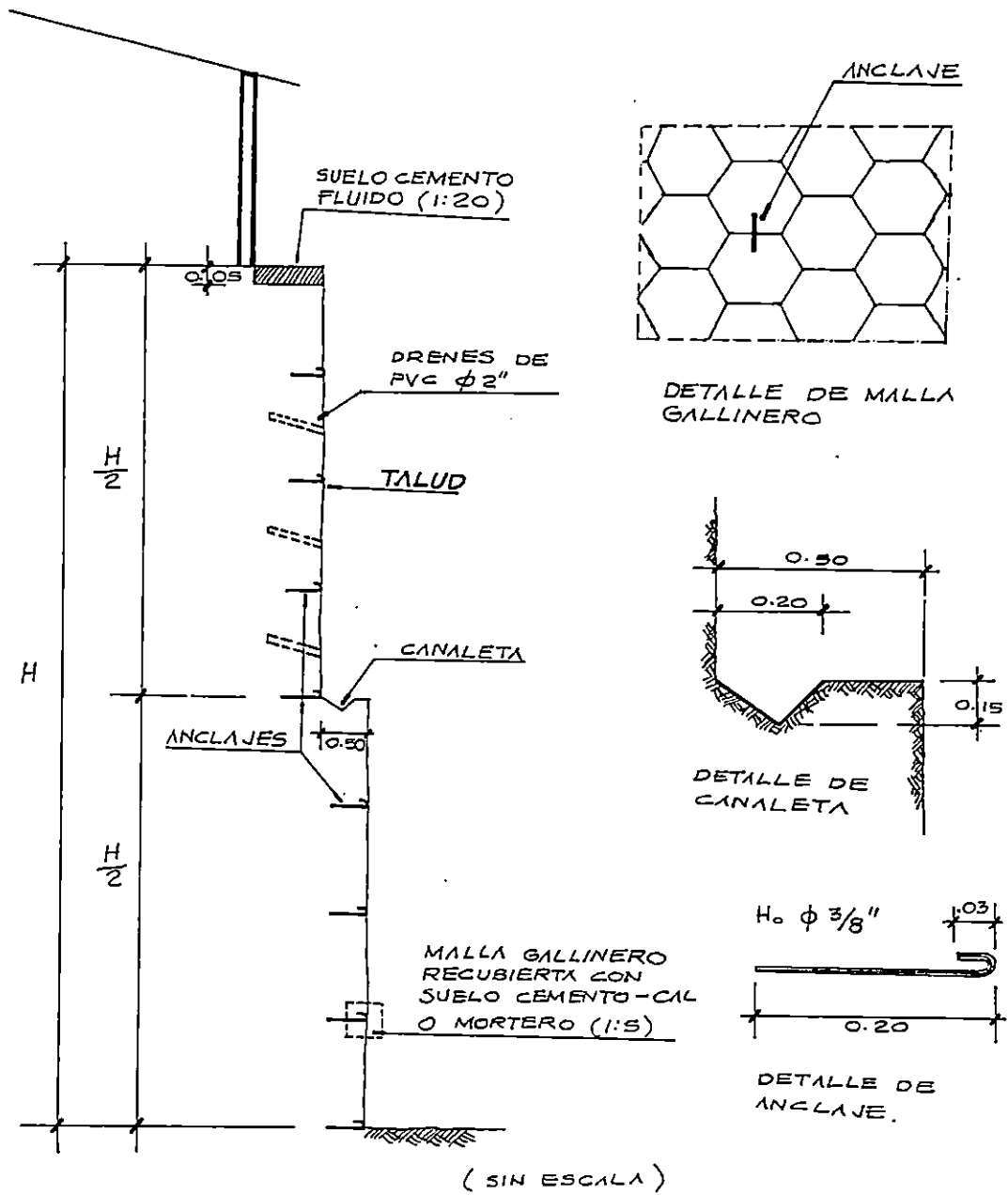


DETALLE DE CANALETA  
( SIN ESCALA )

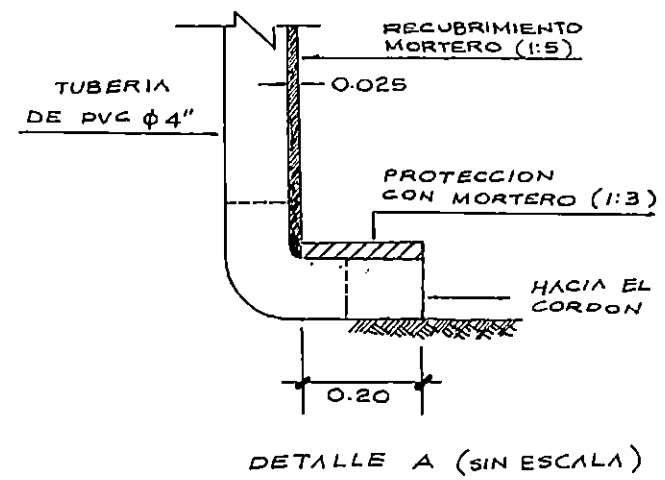
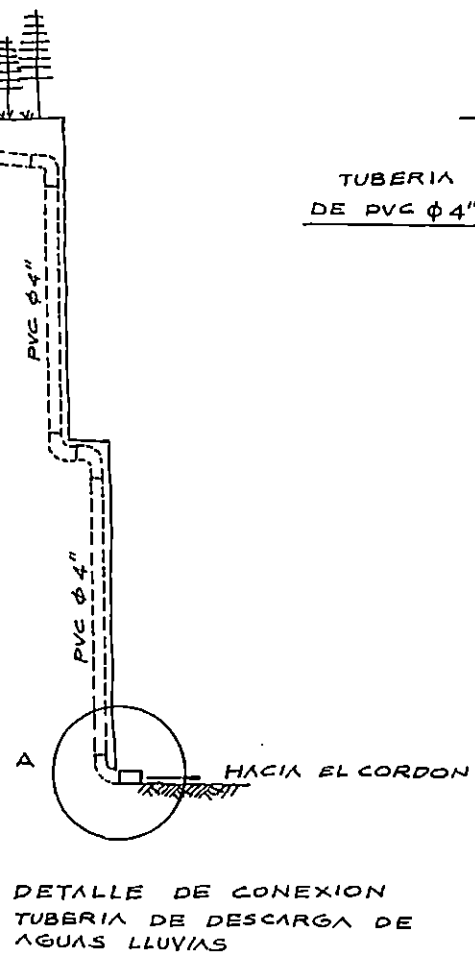
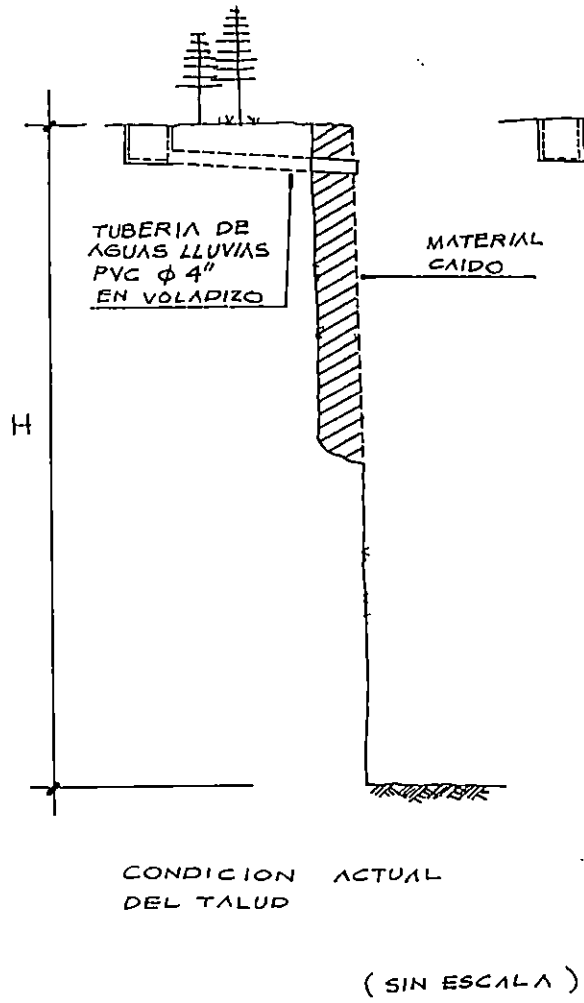


SECCION A-A  
( SIN ESCALA )

Detalles de Soluciones Propuestas para el Talud Lotificación Rosaes



Detalles de Soluciones Propuestas para el Talud Colonia San Luis



Detalles de Soluciones Propuestas para el Talud Olocuilta



**FOTOS**



Foto 3.1. Vista lateral del talud Lotificación Rosales



Foto 3.2. Gradas Parcialmente destruidas y material deslizado talud Lotificación Rosales



Foto 3.3 Talud Colonia San Luis



Foto 3.4 Desprendimiento superficial en la corona del talud Olocuilta.



Foto 3.5 Acceso vehicular y pupuserias en la base del talud Olocuilta



Foto 3.6 Material deslizado en el talud Olocuilta.



Foto 3.7. Descarga de tubería de aguas lluvias  
en el cuerpo del Talud. Talud Olocuilta.