

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR  
FACULTAD MULTIDISCIPLINARIA DE OCCIDENTE



***“ANÁLISIS PARA EL DISEÑO SISMORRESISTENTE DE TALUDES EN EL  
KM 86 CARRETERA CA12S LA MAJADA - JUAYÚA “***

PRESENTADO POR:  
HERRERA SALAZAR, NESTOR OMAR

PARA OPTAR AL TITULO DE:  
INGENIERO CIVIL

*ABRIL DE 2005*

SANTA ANA,

EL SALVADOR,

CENTROAMÉRICA

**UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR**  
**FACULTAD MULTIDISCIPLINARIA DE OCCIDENTE**  
**DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA**



**“ANÁLISIS PARA EL DISEÑO SISMORRESISTENTE DE  
TALUDES EN EL KM 86 CARRETERA CA12S LA MAJADA -  
JUA YÚA “**

PRESENTADO POR:  
HERRERA SALAZAR, NESTOR OMAR

PARA OPTAR AL TITULO DE:  
**INGENIERO CIVIL**

**ABRIL DE 2005**

SANTA ANA,

EL SALVADOR,

CENTROAMÉRICA

**UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR  
FACULTAD MULTIDISCIPLINARIA DE OCCIDENTE  
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA**

**TRABAJO DE GRADUACIÓN PREVIO PARA OPTAR AL GRADO DE:  
INGENIERO CIVIL**

**TITULO:**

***“ANÁLISIS PARA EL DISEÑO SISMORRESISTENTE DE  
TALUDES EN EL KM 86 CARRETERA CA12S LA MAJADA -  
JUA YÚA “***

**PRESENTADO POR:**

**HERRERA SALAZAR, NESTOR OMAR**

**TRABAJO DE GRADUACIÓN APROBADO POR:**

**DOCENTE DIRECTOR:**

**ING. JOEL PANIAGUA TORRES.**

**ABRIL DE 2005**

**SANTA ANA**

**EL SALVADOR**

**CENTROAMÉRICA**

**UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR**

RECTORA:

**DRA. MARIA ISABEL RODRÍGUEZ**

SECRETARIO GENERAL:

**LICDA. LIDIA MARGARITA MUÑOZ VELA**

FACULTAD MULTIDISCIPLINARIA DE OCCIDENTE

DECANO:

**LICDO. JORGE MAURICIO RIVERA**

SECRETARIO:

**LICDO. VÍCTOR HUGO MERINO QUEZADA**

DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA

COORDINADOR GENERAL:

**ING. MAURICIO ERNESTO GARCÍA EGUIZABAL**

DOCENTE DIRECTOR:

**ING. JOEL PANIAGUA TORRES.**

**TRABAJO DE GRADUACIÓN APROBADO POR:**

COORDINADOR GENERAL:

**ING. MAURICIO ERNESTO GARCÍA EGUIZABAL**

DOCENTE DIRECTOR:

**ING. JOEL PANIAGUA TORRES.**

## AGRADECIMIENTOS

Primeramente doy gracias a Dios todo poderoso por haberme dado vida y ser mi guía en el camino hacia la obtención de mi más grande sueño.

Agradezco inmensamente a mi madre, Gloria Salazar Torres, por haberme traído a este mundo y por guiar mis primeros pasos aquí en la tierra; además estar siempre apoyándome y cuidándole desde el cielo durante el desarrollo de mi carrera.

A mi padre, Alfonso Herrera Corleto, por moldear mi carácter hasta convertirme en el hombre que con el tiempo hoy he logrado ser.

A mi hermana, Lic. Ena Herrera, que gracias a su apoyo logre alcanzar mis metas ya que me dio la mano cuando más lo necesité.

A mi tía María Magdalena Vanegas por ser como una segunda madre para mí, junto con mi tío Nahum Salazar un gran amigo. Y a sus hijos, mis primos, Vilma, Walter y Nelson por ser de gran apoyo en mi vida.

A mis amigos Iris, Nelson (Conejo), Delmy, Marlon Salazar, Miguel Lemus, Ignacio Farfán, Ing. Guillermo Morales, quienes han estado conmigo en las buenas y malas.

A mis compañeros de promoción, en especial a grandes amigos como: Noé Caballero Vega, Boris Otoniel y Mario Raúl (mi discípulo).

A mi amigo, Raulito, que hubiera sido mi compañero de este trabajo de graduación; pero Dios tenía otros planes para él, Raulito siempre te recordaremos.

A los Ingenieros: Miguel Ángel Marroquín Guerrero, Joel Paniagua Torres, por ser mi guía y ejemplo a seguir como profesionales y personas; espero algún día honrarlos.

***Nestor Omar Herrera Salazar.***

# **INDICE GENERAL**

## **CAPITULO I: GENERALIDADES.**

1.1	<b>INTRODUCCIÓN</b> .....	2
1.2	<b>OBJETIVOS.</b> .....	2
1.2.1	OBJETIVO GENERAL. ....	2
1.2.2	OBJETIVOS ESPECÍFICOS. ....	3
1.3	<b>ANTECEDENTES.</b> .....	3
1.4	<b>PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.</b> .....	4
1.5	<b>ALCANCES.</b> .....	5
1.6	<b>JUSTIFICACIONES</b> .....	5
1.7	<b>LIMITACIONES.</b> .....	6

## **CAPITULO II: ESTUDIO DE LAS VARIABLES SÍSMICAS Y GEOTÉCNICAS.**

2.1	<b>ESTUDIO DE LA ACTIVIDAD SÍSMICA.</b> .....	8
2.1.1	INTRODUCCIÓN. ....	8
2.1.2	HISTORÍA DE LA SISMOLOGÍA. ....	9
2.1.3	VARIABLES SISMOLÓGICAS. ....	10
2.1.3.1	<b>Tipos De Ondas.</b> .....	11
2.1.3.2	<b>Localización del punto de origen.</b> .....	12
2.1.3.3	<b>Intensidad.</b> .....	14
2.1.3.4	<b>Magnitud</b> .....	16
2.1.4	MEDICIÓN SISMOLÓGICA. ....	17
2.1.4.1	<b>Uso De Aparatos En Sismología.</b> .....	17
2.1.4.2	<b>Aceleración Del Terreno</b> .....	18
2.1.4.3	<b>Interpretación De Las Mediciones Sísmicas</b> .....	19
2.1.5	SISMOLOGÍA EN EL SALVADOR. ....	20
2.1.5.1	<b>Historia Sísmica En El Salvador</b> .....	20
2.1.5.2	<b>Sismicidad En El Salvador</b> .....	20
2.1.5.3	<b>Regionalización Sísmica En El Salvador</b> .....	23

2.1.6	COMPORTAMIENTO DE TALUDES DEBIDO A LA ACTIVIDAD SÍSMICA.	26
2.1.6.1	Riesgo Sísmico.....	27
2.1.6.2	Análisis De La Sismicidad.....	28
2.1.6.3	Análisis De La Peligrosidad Sísmica.....	29
2.1.6.4	Respuesta Sísmica En El Terreno.....	29
2.1.6.5	Efectos Inducidos Por Los Terremotos.....	30

## 2.2 ESTUDIO DE LA GEOTÉCNIA, GEOMECÁNICA Y DINÁMICA DE SUELOS EN LA ESTABILIDAD DE TALUDES. ....32

2.2.1	INTRODUCCIÓN.	32
2.2.2	HISTORÍA DE LA MECÁNICA DE SUELOS.	33
2.2.3	MOVIMIENTO DEL AGUA A TRAVES DE LOS SUELOS.....	34
2.2.3.1	Ciclo hidrológico en el talud.....	34
2.2.3.2	El Flujo No Saturado.....	35
2.2.3.3	Modelamiento del suelo no saturado.....	36
2.2.3.4	El Nivel Freático.....	40
2.2.3.5	La Presión De Poros.....	42
2.2.3.6	Flujo en suelos residuales.....	43
2.2.3.7	Características del subdrenaje.....	43
2.2.3.8	Efectos Del Agua Subterránea.....	44
2.2.3.9	Deslizamientos Relacionados Con Las Aguas Subterráneas.....	46
2.2.3.10	El Agua Superficial O Escorrentía.....	47
2.2.4	ESFUERZOS EN UNA MASA DE SUELO.	51
2.2.5	RESISTENCIA CORTANTE DE LOS SUELOS.....	54
2.2.6	PRESIÓN LATERAL DE LOS SUELOS.....	56
2.2.6.1	Calculo De Los Empujes De Tierra.....	56
2.2.6.2	Estados De Rankine Activo Y Pasivo.....	57
2.2.6.3	Uso De La Teoría De Empujes Para Diseño De Muros De Retención.....	58



2.2.7	RIESGOS GEOLÓGICOS.....	60
2.2.8	RIESGO Y VULNERABILIDAD DE TALUDES.....	62
2.2.9	CRITERIOS DE SEGURIDAD EN INGENIERÍA GEOLÓGICA.....	66
2.2.10	PREVENCIÓN DE RIESGOS POR MOVIMIENTOS DE SUELO Y MITIGACIÓN DE RIESGOS.....	68
2.2.11	INVESTIGACIÓN DE DESLIZAMIENTOS.....	69
2.2.11.1	<b>Parámetros Geométricos</b> .....	70
2.2.11.2	<b>Parámetros Geológicos</b> .....	71
2.2.11.3	<b>Parámetros Hidrológicos e Hidrogeológicos</b> .....	72
2.2.11.4	<b>Parámetros Geotécnicos</b> .....	72
2.2.11.5	<b>Parámetros Ambientales Y Antrópicos</b> .....	74
2.2.11.6	<b>Descripción De Suelos Y Rocas</b> .....	75
2.2.11.7	<b>Ensayos De Laboratorio</b> .....	75
2.2.12	ESTABILIDAD DE TALUDES.....	76
2.2.12.1	<b>Factores Influyentes En La Estabilidad</b> .....	76
2.2.12.1.1	Precipitaciones Y Condiciones Climáticas.....	78
2.2.12.1.2	Procesos Erosivos.....	79
2.2.12.1.3	Terremotos.....	79
2.2.12.1.4	Acciones Antrópicas.....	80
2.2.12.2	<b>Tipos De Falla O Rotura</b> .....	81
2.2.12.3	<b>Análisis De La Estabilidad De Taludes</b> .....	85
2.2.12.4	<b>Métodos De Calculo para la Estabilización</b> .....	88
2.2.12.5	<b>Procesos Constructivos De Estabilización</b> .....	93
2.2.13	ANÁLISIS GEODINÁMICO DE LOS SUELOS.....	95
2.2.13.1	<b>Acción Sísmica</b> .....	95
2.2.13.2	<b>Respuesta Sísmica De Los Suelos</b> .....	96
2.2.13.3	<b>Estabilidad Sísmica De Taludes</b> .....	101

## **CAPITULO III: DIÁGNOSTICO DEL SITIO DE ESTUDIO.**

<b>3.1 INTRODUCCIÓN.....</b>	<b>107</b>
3.1.1 ANÁLISIS SISMO – GEOLÓGICO.....	107
<b>3.2 ESTRUCTURA GEOLÓGICA EN EL SALVADOR.....</b>	<b>108</b>
3.2.1 PROCESO OROGENÉTICO.....	108
3.2.2 FORMACIONES GEOLÓGICAS EN EL SALVADOR.....	110
3.2.3 ESTUDIO MORFOLÓGICO.....	111
<b>3.3 INVESTIGACIÓN GEOLÓGICA DEL SITIO DE ESTUDIO. ....</b>	<b>113</b>
3.3.1 GEOLOGÍA REGIONAL.....	113
3.3.2 GEOLOGÍA LOCAL.....	114
3.3.3 <i>HIDROGEOLOGÍA</i> .....	115
3.3.3.1 <b>Erosión</b> .....	116
3.3.3.2 <b>Meteorización</b> .....	116
3.3.3.3 <b>Amenazas Hidrológicas</b> .....	117
<b>3.4 ESTUDIO HIDROLÓGICO DE LA ZONA. ....</b>	<b>117</b>
3.4.1 VEGETACIÓN.....	118
3.4.2 CARACTERÍSTICAS GENERALES DE LAS SUBCUENCAS.....	119
<b>3.5 UBICACIÓN GEOGRAFICA.....</b>	<b>119</b>
<b>3.6 TIPOLOGÍA DE LOS MOVIMIENTOS DE MASA. ....</b>	<b>120</b>
3.6.1 ÁREA DE CORDILLERAS.....	121
3.6.2 ÁREAS COLINARIAS O CON VERTIENTES MODERADAMENTE ESCARPADAS.....	122
<b>3.7 PRUEBAS DE LABORATORIO. ....</b>	<b>123</b>
3.7.1 ELECCIÓN DE LAS PRUEBAS DE LABORATORIO A REALIZAR.....	123
3.7.2 TIPO DE PRUEBAS A REALIZAR.....	123
3.7.3 METODOLOGÍA Y EXTRACCIÓN DE LAS MUESTRAS.....	123
3.7.4 METODOLOGÍA DE REALIZACIÓN DE LAS PRUEBAS DE LABORATORIO.....	124
3.7.5 RESULTADOS DE LAS PRUEBAS DE LABORATORIO.....	124

## **CAPITULO IV: ANÁLISIS PARA EL DISEÑO SISMORRESISTENTE DE TALUDES.**

4.1 INTRODUCCIÓN. ....	126
4.2 ANÁLISIS PARA LA ELECCIÓN DE LA METODOLOGÍA MÁS APROPIADA EN ZONAS SÍSMICAS. ....	127
4.3 RESULTADOS DE LABORATORIOS Y DATOS UTILIZADOS.....	129
4.3.1 DATOS PRUEBAS DE LABORATORIO.....	129
4.3.2 PARÁMETROS GEOMÉTRICOS DEL TALUD TIPO A ANALIZAR.....	130
4.4 MEMORIA DE CÁLCULO. ....	131
4.4.1 ANÁLISIS ESTÁTICO.....	131
4.4.2 ANÁLISIS DINÁMICO.....	136
4.4.3 ANÁLISIS DE LA ACELERACIÓN CRÍTICA.....	139

## **CAPITULO V: ALTERNATIVAS PARA LA SOLUCIÓN DEL PROBLEMA.**

5.1 INTRODUCCIÓN. ....	141
5.2 ALTERNATIVAS DE SOLUCIÓN AL PROBLEMA. ....	141
5.2.1 CAMBIO DE LA GEOMETRÍA... ..	142
5.2.2 DRENAJE... ..	142
5.2.3 SOLUCIONES ESTRUCTURALES... ..	144
5.3 ELECCIÓN Y DISEÑO DE LAS MEDIDAS DE CORRECCIÓN AL PROBLEMA DE INESTABILIDAD DE TALUDES.. ....	145
5.3.1 DISEÑO DEL SISTEMA DE BERMAS... ..	146
5.3.2 SOLUCIÓN AL PROBLEMA DE DRENAJE Y SATURACIÓN DEL SUELO... ..	148
5.3.3 USO DE LA BIOINGENIERÍA... ..	150
5.4 ANÁLISIS DE COSTOS.....	152
5.5 CONCLUSIONES. ....	153
5.6 RECOMENDACIONES. ....	154
5.7 GLOSARIO.....	155
5.8 REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS. ....	159

***ANEXO A MAPAS Y ESQUEMAS DE LA ZONA DE ESTUDIO.***

***ANEXO B FOTOGRAFÍAS DE LA ZONA DE ESTUDIO.***

***ANEXO C REPORTE DE ENSAYOS DE LABORATORIO***

***ANEXO D REGLAMENTO REFERENTE A ESTABILIDAD DE TALUDES.***

***ANEXO E ANÁLISIS DE LOS ACELEROGRAMAS PARA LOS SISMOS DEL 13 ENERO Y 13 FEBRERO 2001.***

***ANEXO F ESQUEMAS GENERALES DE LAS OBRAS DE MITIGACIÓN PROPUESTAS.***

***ANEXO G ANÁLISIS DE COSTOS PARA LA CONSTRUCCIÓN DE LAS OBRAS DE MITIGACIÓN PROPUESTAS PARA EL TALUD TIPO.***

# **INDICE DE FIGURAS**

<b>FIG.2.1.1 Esquema de propagación ondas de compresión.....</b>	<b>11</b>
<b>FIG. 2.1.2 Esquema de propagación ondas de cortante.....</b>	<b>12</b>
<b>FIG. 2.1.3 Esquema de propagación ondas de superficiales.....</b>	<b>12</b>
<b>FIG. 2.1.4 El Salvador: Zonificación sísmica 1966, 1989 y 1994.....</b>	<b>25</b>
<b>FIG. 2.2.1 Diagrama del avance de un frente húmedo en materiales residuales.....</b>	<b>35</b>
<b>FIG. 2.2.2 Altura Capilar en Arenas Gruesas (Bilz, 1995).....</b>	<b>39</b>
<b>FIG. 2.2.3 Presión de poros sobre una superficie de falla potencial.....</b>	<b>42</b>
<b>FIG. 2.2.4 Líneas equipotenciales en rocas isotrópicas y anisotrópicas.....</b>	<b>44</b>
<b>FIG. 2.2.5 En suelos mixtos existen fuerzas de repulsión entre las partículas de arcilla y de arena.....</b>	<b>50</b>
<b>FIG. 2.2.6 Resistencias Pico y residual.....</b>	<b>52</b>
<b>FIG. 2.2.7 Esquema de fuerzas actuantes en un muro de retención.....</b>	<b>58</b>
<b>FIG. 2.2.8 Falla por reptación.....</b>	<b>81</b>
<b>FIG. 2.2.9 Falla por deslizamiento de bloques.....</b>	<b>82</b>
<b>FIG. 2.2.10. Falla rotación por flujo.....</b>	<b>83</b>
<b>FIG. 2.2.11. Falla por erosión superficial.....</b>	<b>84</b>
<b>FIG. 4.3.1 Estratigrafía de los taludes presentes en la zona de estudio.....</b>	<b>130</b>
<b>FIG. 4.4.1. Esquema general del plano de falla.....</b>	<b>131</b>
<b>FIG. 4.4.2 Esquema vectorial de equilibrio de fuerzas.....</b>	<b>131</b>
<b>FIG. 4.4.3 Esquema de geometría del plano de falla.....</b>	<b>131</b>
<b>FIG. 5.3.1 Sección transversal de canaleta trapezoidal.....</b>	<b>149</b>
<b>FIG. 5.3.2 Distribución correcta de siembra de vegetación en los taludes.....</b>	<b>150</b>
<b>FIG. 5.3.3 Trabajo de confinamiento de las raíces en la estabilización de taludes.....</b>	<b>151</b>

# **INDICE DE CUADROS**

<b>CUADRO 2.1.1 Escala de intensidad Mercalli Modificada (Richter 1956)</b> .....	15
<b>CUADRO 2.2.1 Cohesión debida a fuerzas capilares (Bilz, 1995)</b> .....	38
<b>CUADRO 2.2.2 Valores típicos del parámetro A</b> .....	54
<b>CUADRO 2.2.3 Métodos de análisis de estabilidad de taludes</b> .....	89
<b>CUADRO 2.2.4 Listado de tablas para cálculo de estabilidad de taludes disponibles en la literatura</b> .....	91
<b>CUADRO 2.2.5 Métodos de prevención de la amenaza o el riesgo</b> .....	93
<b>CUADRO 2.2.6 Coeficientes sísmicos para análisis pseudoestático</b> .....	103
<b>CUADRO 3.4.1 Caracterización De Zonas Climáticas</b> .....	117
<b>CUADRO 3.7.1 Resultado de pruebas de laboratorio</b> .....	124
<b>CUADRO 5.4.1. Resumen de Costos de Obras de Mitigación propuestas</b> .....	152

# **CAPITULO I**

## **GENERALIDADES**

## **1.1 INTRODUCCIÓN.**

Nuestro país, El Salvador, es un territorio con abundante historial sísmico, cuyos efectos han provocado desgracias, pérdida de vidas humanas, y cuantiosos daños materiales a la red vial. Generando el desembolso de importantes montos de capital para la reparación de la misma a causa de derrumbes derivados de la inestabilidad de los taludes adyacentes, cuyo análisis de estabilidad no fue el adecuado para soportar y comportarse de la mejor forma ante la acción de un evento sísmico.

El problema de inestabilidad de taludes en las carreteras es un tema muy preocupante, ocasionando un peligro inminente a los usuarios de la red vial; por lo tanto procurarles seguridad contra derrumbes en carreteras es de suma importancia para mantener la transitabilidad – seguridad y seguir apostándole al desarrollo económico y turístico de la zona occidental del país.

La comprensión de la interacción existente entre el suelo y su entorno es el punto medular para realizar un diseño sismorresistente de taludes que logre los principios básicos de la ingeniería, proyectando de forma económica, funcional y sobretodo segura. Siendo el análisis de estabilidad sismorresistente un enlace entre la parte geomecánica del suelo y la obra civil de la cual forma parte; es por ello que su conocimiento, comprensión y manejo es el punto de partida para el buen diseño evitando de esta forma colapso durante un evento sísmico de regular intensidad.

## **1.2 OBJETIVOS.**

### **1.2.1 GENERAL.**

- Contribuir al desarrollo técnico referente a la mitigación de riesgos por inestabilidad de taludes, considerando el efecto de la actividad sísmica en El Salvador; lo cual beneficie a las comunidades en situación de riesgo a causa de inminentes movimientos de masas de suelo.



## **1.2.2 ESPECÍFICOS**

- Analizar la información técnica relativa a investigaciones en la rama de la ingeniería sísmica, geotecnia, y dinámica de suelos en lo que respecta a las variables que intervienen en la transmisión, daño geomecánico e inestabilidad de los taludes provocados por un sismo.
- Realizar la investigación técnico - científica más apropiada al sitio de estudio para obtener los parámetros necesarios en el diseño de estabilidad sismorresistente de taludes desde el punto de vista de la ingeniería sísmica y mecánica de suelos.
- Proponer la metodología de cálculo más apropiada para el diseño sismorresistente de taludes en el Km 86 de la carretera CA12S la Majada - Juayúa, teniendo en cuenta la regionalización sísmica del país y la aplicación de los diferentes reglamentos vigentes en la república de El Salvador en lo que respecta al diseño sísmico y cimentaciones.
- Plantear alternativas de solución al problema de inestabilidad de taludes de la zona, cuyo estudio de factibilidad técnico- económica este encaminado a ser un instrumento para resolver el problema existente.

## **1.3 ANTECEDENTES.**

En nuestro país el diseño sismorresistente de taludes no ha sido prioridad, prueba de ello son los derrumbes provocados por los movimientos sísmicos que con regularidad se producen en nuestro medio. Cabe la pena mencionar que los taludes existentes en la red vial de nuestro país no cuentan en la mayoría de los casos con sistema de drenaje, por lo tanto es en período lluvioso cuando los taludes son más propensos al derrumbe; lo cual se debe al debilitamiento de la estructura del suelo provocada por la saturación.

Los taludes existentes en zonas aledañas al cantón de San José de la Majada son considerados de alta peligrosidad y deslizamiento inminente en el Cerro Los Naranjos, ladera Suroeste y sectores aledaños, según diagnóstico realizado por el

Servicio Nacional de Estudios Territoriales (SNET) en su Boletín Especial denominado “Deslizamientos de Tierra ante la situación de lluvias en el Territorio Nacional”. Además esta zona del departamento de Sonsonate esta considerado como uno de los tramos de carretera con mayor riesgo debido a derrumbes por fallamiento de taludes según el “Mapa Preliminar De Susceptibilidad A Deslizamientos” (Ver Anexo A-1, A-2) también realizado por el Servicio Nacional de Estudios Territoriales.

Los tipos de suelo que constituyen los taludes son de origen reciente provenientes de depositación directa debido a la intensa actividad volcánica en el de la zona (Volcán de Izalco); existiendo una diversidad de estratigrafía que van desde mantos rocosos, roca suelta, arena suelta y limo-arenoso de color café claro.

#### **1.4 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.**

Año tras año en el Km 86 de la Carretera CA12S La Majada – Juayúa se dan con frecuencia derrumbes provocados por la inestabilidad de los taludes de la zona, en la actualidad el Fondo de Conservación Vial (FOVIAL) realiza trabajos de mantenimiento que se limitan solamente a la limpieza y desalojo del material derrumbado; sin embargo, esto no constituye una solución al problema por lo que los usuarios de la red vial sufren el riesgo de tener un percance que cause además de daños materiales pérdida de vidas humanas.

Debido a lo mencionado anteriormente es necesario tomar acciones que conlleven a la solución del problema causado por la inestabilidad de taludes. Por lo tanto se debe realizar una investigación que pretenda en primera instancia conocer sobre las características propias del lugar que sirvan para particularizar el caso, lo cual permita aplicar la metodología más adecuada en lo que se refiere al diseño sismorresistente de estabilidad de taludes en la zona de estudio.

## **1.5 ALCANCES.**

- Investigar sobre la historia de la actividad sísmica en El Salvador, la naturaleza, origen, duraciones y forma de propagación de los movimientos sísmicos que sirvan de guía para analizar, estudiar y comprender la importancia del diseño sismorresistente. Lo anterior en base al registro estadístico del organismo gubernamental encargado de la toma de datos.
- Interpretar los estudios de laboratorio para conocer las propiedades particulares de los suelos en el sitio de estudio, que conlleve a la elaboración de un documento en el cual se realice el análisis y desarrollo de la metodología más apropiada para el diseño sismorresistente de estabilidad de taludes desde el punto de vista de la mecánica de suelos e ingeniería sísmica, adaptando y aplicando los diferentes reglamentos referentes al diseño sísmico y cimentaciones de la República de El Salvador.
- Presentar alternativas de solución tendientes a solucionar el problema de inestabilidad de taludes en el Km 86 Carretera CA12S La Majada – Juayúa, las cuales se basen en la aplicación de la metodología más adecuada basada en el análisis sismorresistente de estabilidad de un talud tipo en la zona de estudio.
- Evaluar técnica y económicamente los procesos constructivos que resulten como consecuencia directa de estabilizar el talud tipo en la zona de estudio.

## **1.6 JUSTIFICACIONES.**

- Debido al crecimiento económico y poblacional que en El Salvador se ha experimentado en la última década es necesaria una buena red vial que agilice el movimiento entre los polos de producción y sus destinos de consumo. Es ahí donde juegan un papel muy importante el diseño y ejecución de buenas obras carreteras que promuevan el desarrollo económico del país.

- El auge turístico a nivel nacional y promoción a nivel gubernamental al turismo internacional exigen la construcción y mantenimiento de una red vial en buenas condiciones físicas que brinden un buen nivel de servicio y sobre todo proporcionen seguridad a los usuarios de la misma.
- Todos los años en el Km 86 de la carretera CA12S La Majada – Juayúa se tiene el problema de derrumbes en la carretera a causa de la inestabilidad de los taludes, esto provoca inconvenientes a los habitantes, limita el desarrollo económico – social de la zona al verse limitados y/o incomunicados en su vía de acceso a causa de los derrumbes.
- Debido a todo lo mencionado anteriormente se justifica plenamente la necesidad existente de realizar un trabajo de investigación técnico-práctico que contribuya a la solución del problema de inestabilidad de taludes en la zona de estudio.

### **1.7 LIMITACIONES.**

- Debido al espacio temporal en el cual se pretende realizar el trabajo de investigación, las muestras de suelos del lugar extraídas proporcionarán resultados representativos solamente del año en que sean extraídas.
- El estudio geológico, sísmico, mecánica y dinámica de suelos e hidrogeológico se verá limitado por la investigación haciendo uso de los ensayos y métodos clásicos convencionales. Quedando fuera de los ensayos y análisis a realizarse los que requieren el uso de equipos especializados y de tecnología de punta que no se encuentran a disposición para la realización de la presente investigación.
- La realización de los ensayos de laboratorio para conocer las características de los suelos propios de la zona, se realizarán sobre el suelo predominante; por lo tanto los resultados obtenidos servirán únicamente para el diseño sismorresistente de estabilidad de un talud tipo.

**CAPITULO II: ESTUDIO DE LAS  
VARIABLES SÍSMICAS Y  
GEOTÉCNICAS.**

## **2.1 ESTUDIO DE LA ACTIVIDAD SÍSMICA.**

### **2.1.1 INTRODUCCIÓN.**

El término sismología proviene de dos palabras griegas *seismos*, agitación o movimiento rápido, y *logos*, ciencia o tratado. El fenómeno de los terremotos se designaba en griego por *o seismos tes ges*, que se tradujo al latín por *terrae motus*, de donde se deriva la palabra española. Sismología significa, por lo tanto, la ciencia de la agitación, sobrentendiéndose de la tierra o ciencia de los terremotos. El término mismo de sismología se empezó a utilizar hacia mediados del siglo XIX y ha pasado a todas las lenguas. Anteriormente, se usaban otras expresiones tales como tratado o estudio de los terremotos.

La sismología se puede dividir en tres disciplinas, la sismología propiamente dicha, la ingeniería sísmica y la prospección sísmica. La primera puede dividirse, a su vez, en sus aspectos más teóricos y los de observación aplicada. Otra parte de la sismología es la que se refiere a la instrumentación sísmica, que a veces se denomina sismometría. Esta disciplina estudia los fundamentos de los diversos tipos de instrumentos utilizados para observar los movimientos de la tierra.

La ingeniería sísmica trata de como afectan los movimientos producidos por los terremotos a las edificaciones y estructuras. Su aspecto más relevante es la caracterización de los deslizamientos, las velocidades y las aceleraciones en la superficie de la tierra y efecto en las estructuras edificadas sobre ella. Con ello se busca poder diseñar estructuras que sean resistentes a estos movimientos. Para que este diseño sea innecesariamente gravoso es necesario evaluar el riesgo sísmico de cada zona. En esta evaluación entran tanto los factores relacionados con generación de los terremotos como los de la propagación de las ondas; el estudio global del riesgo sísmico exige una colaboración entre los ingenieros y los geólogos.

Un problema muy importante que pertenece tanto a la sismología como ingeniería sísmica es el de la predicción de los terremotos. Poder predecir con suficiente antelación y precisión el tiempo, lugar y tamaño de un terremoto es uno

de los fines más ambiciosos de la sismología. A pesar de los enormes esfuerzos hechos, no se ha encontrado todavía una solución al problema.

La prospección sísmica trata de la aplicación de métodos sísmicos para la búsqueda de recursos minerales y en especial de yacimientos de petróleo, los métodos están basados en la reflexión y refracción de las ondas secundarias “s” en las diversas estructuras geológicas asociadas con estos yacimientos.

### **2.1.2 HISTORIA DE LA SISMOLOGÍA.**

En la antigüedad, una de las primeras sistematizaciones del estudio de los terremotos y sus causas es la de Aristóteles (s. IV A.C.) en el libro 11 de su tratado sobre los meteoros (*Meteorologícorum libri IV*). Para los griegos, el término meteoros comprendía todos los fenómenos que suceden por encima de la superficie de la tierra, aunque curiosamente incluía también los terremotos y las erupciones volcánicas. En esta obra se trata, por lo tanto, de las lluvias, los vientos, los truenos, etc., que hoy constituyen la meteorología, que toma de ahí su nombre y de otros fenómenos como los cometas, los terremotos y los volcanes, cuyo estudio pertenece hoy a otras ciencias. Aristóteles propuso, siguiendo a otros autores griegos anteriores a él, que la causa de los terremotos consiste en la agitación de la tierra, debida a vapores o a vientos subterráneos, atrapados en su interior, que tratan de salir de ella. En esta explicación influyó la relación entre terremotos y volcanes. Esta teoría fue recogida por autores romanos como Séneca y Plinio, fue comentada por filósofos medievales como Alberto Magno y Tomás de Aquino y se mantuvo vigente con pequeños cambios en occidente hasta el siglo XVII. Hacia finales del siglo XVII y principios del XVIII se propone que los terremotos son debidos a explosiones producidas por la acumulación de material inflamable en el interior de la tierra. Esta explicación fue propuesta por M. Lister y N. Lesmery y aceptada por Newton y Buffon.

Desde 1940 hasta nuestros días, la sismología ha experimentado un rápido desarrollo. Este desarrollo se puede dividir en dos grandes apartados, el primero estudia los mecanismos de la generación de los terremotos y el segundo la naturaleza de la propagación de las ondas sísmicas en la tierra.

En ambos casos, el desarrollo comprende los aspectos teóricos y de observación. En cuanto al mecanismo de los terremotos, los modelos han evolucionado desde los modelos simples de focos puntuales a los que representan el fenómeno complejo de la fractura del material de la corteza terrestre. En las propagaciones de ondas sísmicas en la tierra, tanto internas como superficiales, a los modelos sencillos de capas de velocidad constante o con variación de la velocidad con la profundidad, han sucedido los modelos heterogéneos en tres dimensiones con atenuación y anisotropía. Estas consideraciones permiten hoy establecer modelos realistas del interior de la tierra en tres dimensiones, deducidos de las observaciones sísmicas, las cuales han progresado con el desarrollo de la instrumentación que ha pasado de los sismómetros mecánicos con registro analógico, a los de banda ancha con amplificación electrónica y registro digital que permiten con un mismo instrumento registrar un espectro amplio de frecuencias.

### **2.1.3 VARIABLES SISMOLÓGICAS.**

La propagación de las ondas sísmicas en la tierra se estudia aplicando la teoría de la propagación de ondas en un medio elástico. También en este caso, se procede proponiendo modelos para el comportamiento elástico de la tierra. Un primer modelo considera la tierra como un medio perfectamente elástico, isótropo, homogéneo e infinito. Para ciertos problemas, esta aproximación tan sencilla puede resultar suficiente. La falta de homogeneidad del material de la tierra se puede modelar por capas con distintas características elásticas o por medios en los que éstas varían de forma continua en dos o tres dimensiones. Para ciertos problemas se acepta la aproximación de una tierra plana, mientras que en otros es necesario tener en cuenta su forma esférica. La falta de elasticidad perfecta en la tierra se tiene en cuenta a través de mecanismos de atenuación o considerando modelos viscoelásticos. Su falta de isotropía puede también considerarse, de esta forma se pueden aplicar modelos de propagación cada vez más complejos.



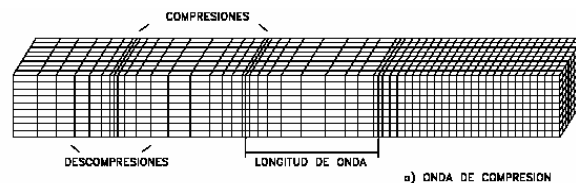
### 2.1.3.1 Tipos De Ondas.

Uno de los pasos más importantes en la evolución de la sismología fue la asociación de los terremotos con ondas en la tierra. Durante los temblores ocurridos en Boston, Massachussets, al final de 1755, el astrónomo y catedrático de la Universidad de Harvard, John Winthrop, observó que los ladrillos de su hogar parecían levantarse en secuencia, uno tras otro, y rápidamente volver a caer en su lugar. Winthrop explicó que *"no era un movimiento de todo el hogar junto, ni de un lado a otro ni arriba y abajo, sino de cada ladrillo solo y por su cuenta"*.

Las ondas generadas por los terremotos son ondas elásticas, mencionadas por primera vez en el trabajo del físico inglés Thomas Young, en 1807, los matemáticos franceses Agustín Cauchy y Poisson determinaron las creaciones de movimiento de ondas en un medio elástico, y Poisson mostró que podría haber dos tipos distintos de ondas con velocidades diferentes. Existen dos tipos de ondas sísmicas, que son llamadas P y S. Las ondas P (primarias) son ondas longitudinales o compresionales. Las ondas S (secundarias) son ondas transversales de corte, en las cuales el movimiento de partículas es perpendicular a la dirección de propagación. Además de las ondas mencionadas anteriormente, su combinación puede generar o constituir otros subtipos. Cuando ocurre un sismo se producen diferentes tipos de onda:

#### a. Ondas de compresión

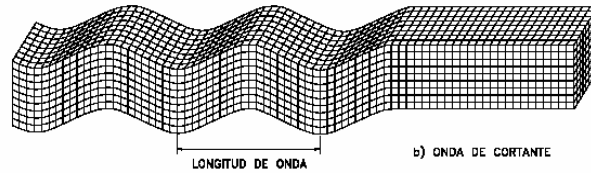
Conocidas como ondas P o primarias, consisten movimientos repetidos de compresión y enrarecimiento; son análogas a las ondas de sonido, en el cual la partícula se mueve en la misma dirección del movimiento de la onda.



**FIG. 2.1.1 Esquema de propagación ondas de compresión.**

#### b. Ondas de cortante.

Conocidas como Ondas S, ondas secundarias, producen deformaciones de cortante a medida que se mueven dentro del suelo o la roca. El movimiento de las partículas individuales es normal a la dirección del movimiento.



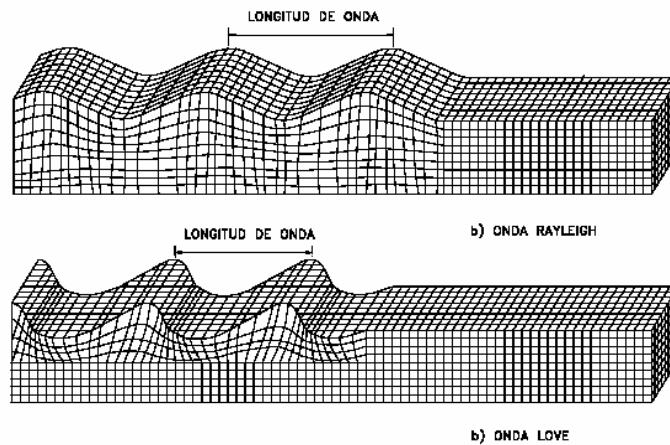
**FIG. 2.1.2 Esquema de propagación ondas de cortante.**

**c. Ondas Rayleigh**

Son ondas que se forman en la superficie por interacción entre las ondas P y las ondas S verticales. Son similares a las que se producen en el agua cuando se lanza una piedra.

**d. Ondas love.**

Son un resultado de la interacción de las ondas S horizontales con las capas superficiales de terreno. Las ondas Love no tienen componente vertical.



**FIG. 2.1.3 Esquema de propagación ondas de superficiales.**

**2.1.3.2 Localización del punto de origen.**

Con el desarrollo de la instrumentación sísmológica y la extensión por todo el mundo de observatorios, la determinación del foco sísmico, se realiza a partir de los registros de las ondas producidas por los terremotos. El origen de un terremoto se define por su ubicación en el espacio y en el tiempo, en el espacio se ubicaba en coordenadas globales de latitud y longitud; y en el tiempo se expresa siempre en Tiempo Universal Coordinado (UTC), que es equivalente a la hora GMT (Greenwich Mean Time).

Los primeros métodos para determinar los epicentros son gráficos y se basan en encontrar el punto de intersección sobre un mapa o globo de los círculos con centro en cada estación, que representan las distancias recorridas por las distintas ondas. Para obtener estas distancias, es necesario disponer de curvas dromocránicas, que permiten pasar de intervalos de tiempo entre diferentes ondas a distancias de recorrido. Las ondas utilizadas son principalmente P y S, utilizándose el intervalo S-P para obtener la distancia al epicentro desde cada estación. Sin embargo, la dificultad para determinar con exactitud el tiempo de llegada de la onda S, hace que se utilicen con mayor peso los tiempos de la P. Comenzando con unos valores aproximados del epicentro y hora origen determinados a partir de los intervalos S-P, éstos se refinan hasta que se ajustan lo mejor posible a los tiempos de llegada de las ondas P a todas las estaciones.

El primer paso para determinar la ubicación del origen de un terremoto es el obtener datos sobre los registros en varias estaciones sismográficas y determinar la distancia entre cada estación y el foco sísmico. Usando la siguiente expresión:

$$D = \left( \frac{V_p * V_s}{V_p - V_s} \right) \delta T \quad \text{Ec. 2.1.1}$$

Donde:

D = Distancia entre estación sismográfica y origen del sismo.

V<sub>p</sub> = Velocidad de las ondas principales.

V<sub>s</sub> = Velocidad de las ondas secundarias.

δT = Diferencia de tiempo en la llegada de las ondas P y S.

Una vez determinada la distancia entre la estación y la fuente sísmica se puede localizar el epicentro con un método gráfico. Lo cual se realiza usando un mínimo de tres datos de estaciones sismográficas diferentes, conocida la distancia entre cada estación y el origen sísmico se dibuja un arco con radio igual a esta distancia y centrada en la estación y donde los arcos se intercepten o corten se ubica el epicentro del sismo. Este método resulta en ciertas condiciones muy impreciso, dependiendo del número de estaciones de control y otros aspectos locales.

Los métodos numéricos para la localización hipocentral se desarrollan relativamente pronto con respecto a los gráficos con los trabajos de L. Geiger y V.

Iglanda. Su aplicación sin embargo, no se generaliza en la práctica, hasta que el uso de las computadoras hace posible su utilización rápida con un gran número de observaciones. El método usa lecturas de tiempos de llegada de varias estaciones para determinar los cuatro parámetros del origen, sus dos datos de coordenadas, su profundidad y su hora de inicio. Muchas veces no es posible determinar los cuatro parámetros del origen simultáneamente, y el parámetro que representa mayor dificultad es la profundidad focal.

### **2.1.3.3 Intensidad.**

La primera manera para describir el tamaño de un terremoto es por sus efectos, es decir, por los daños ocasionados en edificios y estructuras construidas por el hombre o por sus consecuencias sobre el terreno. Sobre ambos tipos de observaciones se basa la determinación de la intensidad.

La intensidad de un terremoto en un punto determinado de la superficie de la tierra es la fuerza con que se siente en dicho punto y se mide por sus efectos destructivos sobre los edificios y el terreno. Este concepto no difiere, por lo tanto, del de intensidad de un campo cualquiera de fuerzas, aunque la forma de medirse es bastante subjetiva. A lo largo de la historia, han aparecido numerosas escalas de intensidad, en las cuales se define cada grado de intensidad por una serie de fenómenos, tales que exigen la evaluación de daños sobre distintos tipos de construcciones y otros efectos, como corrimientos de tierra, fracturas de terreno, etc., en los cuales no siempre es fácil seguir un criterio único.

Las escalas para medir el tamaño de un terremoto se desarrollaron de forma progresiva. Las primeras escalas, propiamente dichas, de la intensidad sentida en un punto, se deben al trabajo de S. de Rossi y F. A. Forel, en Italia y Suiza respectivamente, quienes proponen en 1883 la escala Rossi-Forel dividida en diez grados. G. Mercalli propuso en 1902 una escala del 1 al 10 grados ampliada, después, a propuesta de Cancani, del 1 al 12. Esta escala sirve de base a las usadas en la actualidad. En América se utiliza la llamada escala de Mercalli Modificada (MM), propuesta por H. Wood y F. Newmann en 1931 y, posteriormente, por C. F. Richter, en 1956. La adoptada para Europa en 1967 está basada en los

trabajos de Medvedev, de la antigua URSS y recibe el nombre de escala MSK (Medvedev, Sponheuer y Karnik).

**CUADRO 2.1.1 Escala de intensidad Mercalli Modificada (Richter 1956).**

Grado	Descripción
I	No es sentido por las personas, registrado por los instrumentos sismográficos.
II	Sentido solo por pocas personas en reposo, especialmente en los pisos superiores, objetos suspendidos pueden oscilar.
III	Sentido en el interior de las edificaciones, especialmente en pisos superiores, pero muchos pueden no reconocerlo como temblor, vibración semejante a la producida por el paso de un vehículo liviano, objetos suspendidos oscilan.
IV	Objetos suspendidos oscilan visiblemente, vibración semejante a la producida por el paso de un vehículo pesado, vehículos estacionados se bambolean, cristalería y vidrios suenan, puertas y paredes de madera crujen.
V	Sentido aún en el exterior de los edificios, permite estimar la dirección de las ondas, personas dormidas se despiertan, el contenido líquido de recipientes y tanques es perturbado y se puede derramar, objetos inestables son desplazados, las puertas giran y se abren o cierran, relojes de péndulo se paran.
VI	Sentido por todas las personas, muchos sufren pánico y corren hacia el exterior, se tiene dificultad en caminar establemente, vidrios y vajillas se quiebran, libros y objetos son lanzados de los anaqueles y estantes, los muebles son desplazados o volcados, el revoque y enlucido de mortero de baja calidad y mampostería tipo D se fisuran, campanas pequeñas tañen.
VII	Se tiene dificultad en mantenerse parado, percibido por los conductores de vehículos en marcha, muebles se rompen, daños y colapso de mampostería tipo D, algunas grietas en mampostería tipo C, las chimeneas se fracturan a nivel de techo, caída del revoque de mortero, tejas, cornisas y parapetos sin anclajes, algunas grietas en mampostería de calidad media, campanas grandes tañen, ondas en embalses y depósitos de agua.
VII	La conducción de vehículos se dificulta, daños de consideración y colapso parcial de mampostería tipo C, algún daño a mampostería tipo B, ningún daño en mampostería tipo A, caída del revoque de mortero y de algunas paredes de mampostería, caída de chimeneas de fábricas, monumentos y tanques elevados, algunas ramas de árboles se quiebran, cambio en el flujo o temperatura de pozos, grietas en terreno húmedo y en taludes inclinados.
IX	Pánico general, construcciones de mampostería tipo D totalmente destruidas, daño severo y aún colapso de mampostería tipo C, daño de consideración en mampostería tipo B, daño a fundaciones, daños y colapso de estructuras aporticadas, daños de embalses y depósitos de agua, ruptura de tubería enterrada, grietas significativas visibles en el terreno.
X	La mayoría de las construcciones de mampostería y a base de pórticos destruidas, algunas construcciones de madera de buena calidad dañadas, puentes destruidos, daño severo a represas, diques y terraplenes, grandes deslizamientos de tierra, el agua se rebasa en los bordes de ríos, lagos y embalses, rieles de ferrocarril deformados ligeramente.
XI	Los rieles de ferrocarril deformados severamente, ruptura de tuberías enterradas que quedan fuera de servicio
XII	Destrucción total, grandes masas de roca desplazadas, las líneas de visión óptica distorsionadas, objetos lanzados al aire.

#### **2.1.3.4 Magnitud.**

La magnitud es una medida del tamaño de un terremoto en términos de la energía liberada por la fuente sísmica en forma de ondas elásticas. La intensidad, por su propia definición, es una medida indirecta, en la que entran muchos factores y no da una idea precisa de la energía liberada por un terremoto. Un terremoto muy superficial, en cierto tipo de terreno, puede producir intensidades muy altas en una zona limitada, y en cambio corresponder a una energía liberada bastante pequeña. Por estas razones, para medir el tamaño de un terremoto es necesario cuantificar de una forma instrumental la energía liberada en su foco.

El concepto de magnitud fue introducido por C.F. Richter. En 1931 el observatorio sismológico de Pasadena estaba preparando su primer catálogo de sismos en el sur de California. Había hasta 3,000 eventos cada año y los sismólogos querían clasificar los sismos en tamaño, por lo menos en relación de uno a otro. No era factible utilizar la Intensidad epicentral porque muchos de los eventos tenían epicentros mar adentro o en zonas muy poco pobladas. Richter estudió registros de sismos en California del mes de enero de 1932 y midió la máxima amplitud de cada uno. Después, graficó los logaritmos de estas amplitudes en función de la distancia epicentral y notó que las curvas que correspondían a diferentes sismos eran aproximadamente paralelas. Esta idea llevó a C. F. Richter, en 1932, a la creación de la escala de magnitudes. El concepto de magnitud de un terremoto se fundamenta en que la amplitud de las ondas sísmicas es una medida de la energía liberada en el foco. Utilizando datos de terremotos de California, Richter estableció la magnitud M con la fórmula.

$$M = \log A - \log A_0 \quad \text{Ec. 2.1.2}$$

A pesar de que existen estudios teóricos para traducir los valores de la intensidad en algún parámetro del movimiento del suelo, tal como la aceleración o el desplazamiento que pueda ser medido con mayor precisión, no hay por el momento, un único parámetro que la pueda sustituir. Lo anterior obedece a que la intensidad como medida del daño producido no solo depende de la aceleración del suelo, sino también a la frecuencia de vibración, duración y dirección.

#### **2.1.4 MEDICIÓN SISMOLÓGICA.**

Las observaciones sismológicas consisten en el registro del movimiento de la tierra por instrumentos instalados en su superficie. Estos instrumentos se denominan en general con el nombre de sismógrafos y registran el desplazamiento, velocidad y aceleración del suelo. El perfeccionamiento de estos instrumentos, desde los primitivos sismógrafos mecánicos de poca sensibilidad de principios de siglo hasta los actuales de tecnología digital y grandes amplificaciones, permite conocer como se mueve realmente el material de la tierra. Estas observaciones se interpretan en función de los modelos teóricos de generación y propagación de ondas. Un paso intermedio entre la observación y la interpretación de los datos sismológicos lo forma su procesado que ha adquirido actualmente una gran importancia. El progreso en los métodos de observación y el procesamiento de los datos sismológicos permite aplicar modelos cada vez más complejos, tanto para la generación de los terremotos como para la estructura de la tierra.

Los parámetros más importantes de conocer durante un sismo o escalas de medición básicamente se pueden organizar en los siguientes tres datos importantes de cuantificar: Intensidad, Magnitud y Aceleración.

##### **2.1.4.1 Uso De Aparatos En Sismología.**

El instrumento más antiguo conocido para detectar la ocurrencia de un terremoto parece ser el utilizado en China hacia el siglo II. Este instrumento consistía en una figura en forma de un dragón de cuatro cabezas, en cuya boca iba colocada una bola en equilibrio inestable. Al llegar las ondas producidas por un terremoto, la bola correspondiente a la dirección de llegada caía, indicando así, tanto la ocurrencia de un sismo, como su procedencia.

A mediados el siglo XIX, se empezaron a diseñar los primeros sismógrafos basados en la oscilación de un péndulo. Estos eran de oscilación vertical, consistentes en una masa pendiente de un muelle y péndulos horizontales con una masa suspendida desde una cierta altura. La forma de registrar el movimiento consistía en un estilete adosado a la masa, que dejaba una huella sobre una placa de cristal ahumado. A estos aparatos se les denomina en la actualidad

sismoscopios y se siguen utilizando por su bajo costo y mantenimiento. A finales del siglo pasado, comienza el desarrollo de sismógrafos de registro continuo, con señales de tiempo en un tambor de papel ahumado, los primeros en Italia por L. Palmieri y T. Bertelli. J. Miine introdujo en 1890, el concepto de péndulo inclinado, con el que se pueden conseguir períodos de oscilación bastante grandes con longitudes de péndulo muy reducidas.

Los instrumentos modernos utilizan entre el censor (sismómetro) y el aparato de registro un sistema de amplificación electrónica. En la actualidad, casi todos tienen un convertidor analógico-digital, previo a la amplificación de la señal, esto permite aumentar el rango de sensibilidad y obtener directamente la información en formato digital para su análisis posterior.

#### **2.1.4.2 Aceleración Del Terreno.**

Anteriormente, los acelerógrafos no registraban de forma continua, sino que se disparaban cuando se producía una aceleración del suelo por encima de un cierto valor umbral prefijado. Esto producía en los antiguos instrumentos de registro ( que usaban una película fotográfica ) se produjera la pérdida de los primeros segundos del registro. Actualmente, los instrumentos de registro digital poseen una memoria pre-evento que permite preservar el registro completo de los primeros segundos. Los instrumentos antiguos tampoco disponían de una base de tiempo absoluto, lo cual se ha corregido en los instrumentos modernos.

La observación de las aceleraciones del suelo en el campo cercano de un terremoto es de gran interés en ingeniería sísmica. El diseño antisísmico necesita conocer las aceleraciones que puede producir un terremoto en las cercanías de su foco, donde los daños que produce son mayores. Estas aceleraciones dependen en general, de la magnitud del terremoto, de la distancia a su foco y de las características del suelo. El despliegue de un número grande de acelerógrafos permite observar las aceleraciones del suelo a distintas distancias y, de este modo, determinar la atenuación del movimiento con la distancia de una forma más exacta que a través de las intensidades.



Los acelerógrafos se pueden situar sobre el terreno. (Campo libre) o a cierta altura, en los edificios (sismoscopios). Esto último permite estudiar la respuesta de las estructuras a distintos niveles. La unidad de medida de las aceleraciones sísmicas suele expresarse como partes (decimales) de la aceleración de la gravedad, como por ejemplo un valor de aceleración podría ser 0.65 g; en donde se está diciendo que la aceleración es de 0.65 veces el valor de la aceleración de la gravedad.

### **2.1.4.3 Interpretación De Las Mediciones Sísmicas.**

El registro gráfico de un terremoto obtenido por un sismógrafo recibe el nombre de sismograma y su apariencia depende de la distancia a la cual se encuentra el epicentro, su magnitud, su profundidad y el tipo de instrumento utilizado. La magnitud de un terremoto determina el rango de distancias en el cual es posible detectarlo con un sismógrafo de una determinada amplificación. La distancia, epicentro y la profundidad del foco determinan la distribución de los tiempos de llegada y las amplitudes de las distintas ondas sísmicas detectadas.

Se pueden considerar como terremotos locales, los sucedidos a distancias de menos de 10 grados (1,000 kms) del punto de observación. En estas distancias, se registran principalmente aquellas ondas que aparecen como consecuencia de la transmisión y reflexión de las ondas sísmicas en la corteza y el manto superior. Dada la gran diferencia en la estructura de la corteza de unas zonas a otras, puede darse una gran variedad en la distribución de estas fases. La fase más prominente en el registro es la llamada *Sg(Lg)*, que incluye ondas superficiales, canalizadas en la capa granítica de la corteza. La amplitud de esta fase se suele usar para el cálculo de la magnitud de los terremotos locales.

La interpretación adecuada de los parámetros de un sismo tiene como objetivo principal determinar las sollicitaciones a las que una estructura estará sometida en caso de que ocurra un nuevo evento sísmico de naturaleza y cualidades similares, porque al conocer sus características el diseño antisísmico de las estructuras le proporcionará la resistencia adecuada para resistir un nuevo movimiento del suelo provocado por la ocurrencia de un nuevo evento sísmico.

## **2.1.5 SISMOLOGÍA EN EL SALVADOR.**

### **2.1.5.1 Historia Sísmica En El Salvador.**

El Salvador se encuentra en una región de intensa actividad sísmica, generada por el proceso de subducción de la placa de Cocos bajo la del Caribe y por la activación de las fallas geológicas, tanto locales como de los países vecinos Guatemala y Honduras.

Existen datos acerca de los sismos que han afectado a El Salvador desde el 23 de mayo de 1576, cuando un sismo ocasionó la destrucción de la capital. Otros sismos importantes sucedieron el 30 de septiembre de 1659 y el 16 de abril de 1854. Durante el siglo XX, se produjeron numerosos sismos, cuatro de ellos con magnitud igual o superior a  $M_w=7,0$ . Es evidente, por tanto, que El Salvador se encuentra en una región con un alto índice de actividad sísmica que forma parte integral de su historia.

De acuerdo a la cronología de sismos destructivos en El Salvador, 9 sismos generaron pérdidas de vidas humanas en el siglo XX y XXI, en los años 1917, 1919, 1936, 1951, 1965, 1982, 1986 y 2001.

### **2.1.5.2 Sísmicidad En El Salvador.**

Las principales fuentes generadoras de sismos en el territorio nacional son:

1. La cadena volcánica que recorre el país paralelamente a la costa del Pacífico y forma parte del cinturón de fuego del Pacífico.
2. Un sistema de fallas geológicas con dirección predominante noroeste-sureste dentro del territorio salvadoreño.
3. El proceso de subducción entre las placas de Cocos y del Caribe, cuyo movimiento relativo origina sismos cercanos a las costas salvadoreñas.
4. Un sistema de fallas geológicas en Guatemala que definen la frontera entre la placa de Norteamérica y la placa del Caribe.
5. Un sistema de fallas geológicas con dirección Norte-Sur, ubicada en la depresión de Honduras.

Los sismos locales generados por las fuentes 1 y 2, que generalmente ocurren a menos de 30 km de profundidad, han sido los que han causado mayor destrucción en El Salvador. Entre los más destructivos se pueden mencionar: el de Jucuapa-Chinameca del 6 de mayo de 1951; el de San Salvador del 3 de mayo de 1965 y el de San Salvador del 10 de octubre de 1986. De los sismos regionales generados por las fuentes 3, 4 y 5, el del 19 de Junio de 1982 y Enero de 2001, con epicentros en el Océano Pacífico, fueron los que ocasionó peores consecuencias para país. Lo anterior requiere que se lleve a cabo una constante vigilancia de tal fenómeno, con el propósito de interpretar el mecanismo de generación de dicha actividad sísmica y poder mitigar así los efectos por ella causados.

Los estudios sismológicos en El Salvador se iniciaron el 25 de octubre de 1890, al establecerse por decreto la creación del Observatorio Astronómico y Meteorológico. Un hecho aún más significativo fue la fundación del Observatorio Sismológico Nacional el 25 de febrero de 1918.

Con la llegada del sismólogo alemán, Dr. Rudolf Schulz en 1953, los estudios sismológicos en El Salvador dieron inicio de manera sistemática no obstante de haber existido instrumentación sísmica desde 1896. Cabe mencionar que se cuenta con información sísmica analógica desde 1952. A continuación se presenta una síntesis de la evolución del instrumental sismológico en El Salvador.

- En 1896 llegaron a El Salvador 14 sismógrafos de péndulo tipo Ewing que fueron instalados en diferentes lugares del país.
- En 1930 se adquirieron para el Observatorio Nacional dos sismógrafos tipo Wiechert, uno con las componentes horizontales Norte-Sur y Este-Oeste, y otro con la componente vertical.
- En 1952 se adquirieron dos sismógrafos Katsushima de fabricación japonesa, los que funcionaron del 8 de septiembre de ese año hasta el 3 de octubre de 1955.

- En 1957 y 1961 comenzaron a funcionar las estaciones de Santiago de María en el departamento de Usulután y la de Ahuachapán. Estas estaciones fueron equipadas con sismógrafos mecánicos construidos en El Salvador por el alemán Rudolf Schulz y el salvadoreño Alvaro Urrutia.
- En 1962 comenzó a funcionar la estación de La Palma, Chalatenango. Esta estación, perteneciente a la Red Mundial de Sismógrafos Estándar (World Wide Standardized Seismographs Network, WWSSN) estaba equipada con sismógrafos Benioff.
- En 1963 se adquirieron tres sismógrafos tipo Stuttgart, dos para las componentes horizontales y uno para la vertical.
- A finales de 1983 se instaló la Red Nacional de Telemetría Sísmica, compuesta por diez estaciones equipadas con sensores verticales modelo S-13.
- A finales de 1991 la Red Nacional de Telemetría Sísmica, se incrementó en once estaciones equipadas con sensores verticales modelo SS-1.

Con el fin de modernizar el equipo sismológico existente el Centro de Investigaciones Geotécnicas implementó a finales de 1983 la Red Nacional de Telemetría Sísmica. Con el proyecto se instalaron 11 estaciones telemétricas, con las cuales se estaría en capacidad de detectar sismos con origen dentro o fuera del territorio salvadoreño.

En 1991 la Red Nacional de Telemetría Sísmica fue ampliada a veintidós estaciones, (Ver Anexo A-3) cinco de ellas para la vigilancia de la macro y microsismicidad dentro del área metropolitana de San Salvador y seis estaciones para la vigilancia de los volcanes activos del área metropolitana, el volcán de San Salvador y el de Ilopango.

Actualmente se encuentran en funcionamiento quince estaciones telemétricas ubicadas en el interior del país, y una estación portátil permanente en el CIG.

De las quince estaciones telemétricas, cuatro de ellas son propiedad de la Comisión Ejecutiva Hidroeléctrica del Río Lempa (CEL) y forman parte de la Red Sísmica de Berlín. El CIG logró la recepción de estas señales por medio de un convenio de cooperación entre ambas instituciones.

### **2.1.5.3 Regionalización Sísmica En El Salvador. (Ver Anexo A-4).**

La amenaza sísmica puede ser dividida en dos clases de peligro: primero el peligro asociado con el movimiento de fallas, incluyendo tsunamis, y el segundo el peligro asociado con el movimiento fuerte. Los elementos: peligrosidad secundaria, como la licuefacción y la inestabilidad de taludes también pueden ser representados en mapas de regionalización sísmica o peligrosidad.

Zonificación sísmica. En algunos códigos se presenta directamente un mapa de peligrosidad mostrando curvas de isoaceleración. La práctica más común, sin embargo, es convertir el mapa de peligrosidad en un mapa de zonificación que divida la región en un número de zonas y asigne un valor representativo para el movimiento del terreno en cada zona. Esta zonificación puede eliminar la necesidad de interpolar entre curvas de isoaceleración. La delimitación de las zonas puede tomar en cuenta incertidumbres en la determinación de peligrosidad y suavizar discontinuidades y cambios bruscos en las curvas de isoaceleración. La zonificación no debe ser demasiado fragmentada y no debe haber transiciones abruptas.

Una micro - zonificación es un mapa de peligrosidad de una ciudad, que toma en cuenta la influencia de la geología superficial, las características de los suelos y la profundidad del nivel freático y la ubicación de fallas conocidas. Normalmente, el objeto fundamental es determinar la respuesta de los estratos geológicos superficiales para predecir la forma en que se modificará el movimiento por mecanismos de atenuación.

**El primer código** para el diseño sismorresistente a nivel nacional fue introducido en 1966 en respuesta al sismo del 3 de mayo de 1965, basado en las regulaciones del código de Acapulco (Guerrero, México), siguiendo recomendaciones realizadas en un reporte preparado por Rosenblueth (1965) para la UNESCO, sugiriendo que las normas para diseño de construcciones de Acapulco o las normas chilenas, eran adecuadas a las características de los temblores intensos que pueden ocurrir en la región, ya que ambos códigos se encontraron entre los que se refieren a condiciones más similares a las de El Salvador.

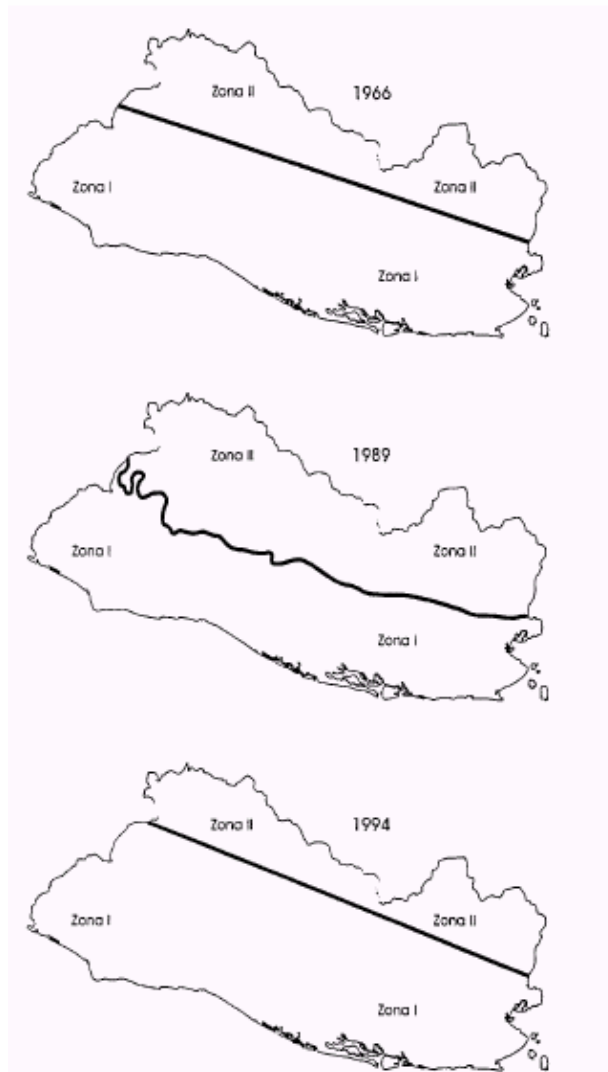
La zonificación sísmica presentada en el código de 1966 divide al país en dos zonas, la Zona I con el más alto nivel de amenaza, la cual incluye la cadena volcánica y la zona costera, y la Zona II de menor nivel de amenaza, la cual abarca la zona norte del país. El máximo valor de coeficiente de cortante basal en este código es de 0.39, el cual es más grande que el máximo de 0.312 para el código de Acapulco de 1966 (Dowrick, 1977). No fue posible obtener registros acelerográficos para el terremoto del 3 de mayo de 1965, por lo que Rosenblueth estimó la aceleración máxima del terreno entre 0.5-0.78 g, obtenida a partir del desplazamiento de máquinas pesadas en las fábricas cercanas al epicentro.

También analizó un registro de un sismoscopio situado lejos del epicentro, estimando una aceleración del terreno de 0.44 g. Roseblueth (1966) propone que dado que los sismos de origen muy superficial (<25 kms) ubicados en la cadena volcánica tienen características diferentes que los originados en la zona de subducción, se tendría que proceder a elaborar no una, sino dos zonificaciones para el país, una para cada tipo de sismo. La primera correspondería a movimientos de corta duración con un contenido de altas frecuencias (sismos muy superficiales), la cual tendría franjas paralelas al eje volcánico, con una disminución rápida de la intensidad con respecto a dicho eje. La segunda zonificación correspondería a movimientos de larga duración y de largo período (sismos de la subducción), y tendría amplias franjas paralelas a la costa, con una disminución de la intensidad desde la distancia con el litoral. Estas recomendaciones no fueron incorporadas debido a la escasez de datos disponibles hasta el momento. Este código no incluye la geología de sitio en la especificación de cargas sísmicas.

**El segundo código** para el diseño sismorresistente fue realizado por un comité técnico de la Asociación Salvadoreña de Ingenieros y Arquitectos (ASIA) de El Salvador, en respuesta al terremoto del 10 de octubre de 1986, publicado en 1989 con el nombre de “Reglamento de Emergencia”, como una versión temporal mientras el código definitivo fuera terminado. En la realización de este código, se altera de manera significativa la zonificación presentada en el código anterior, y fue basada en consideraciones de geología y tectónica (el límite norteño del valle central) y los mapas de isosistas pero no en una evaluación de amenaza sísmica.

Se produjo un incremento en las cargas sísmicas para las dos zonas, en una proporción de uno a dos con respecto al código anterior, ya que el máximo valor de coeficiente de cortante basal resulta en 0.45, reflejando las características de los acelerogramas obtenidos para el terremoto de 1986 cerca de la zona epicentral, los cuales muestran aceleraciones máximas del terreno del orden de las estimadas por Roseblueth para el terremoto de 1965, y además reflejan su predicción de que eventos futuros podrían generar grandes aceleraciones verticales. Al igual que en el código de 1966, no se consideran las condiciones geológicas del sitio en la especificación de las cargas sísmicas.

**FIG. 2.1.4 El Salvador: Zonificación sísmica  
1966, 1989 y 1994.**



En 1994 el Ministerio de Obras Públicas publicó un nuevo reglamento con el título de: Reglamento de Diseño Estructural para las Construcciones (1997), con el mérito de haber sido elaborado en “tiempos de paz” y no como una respuesta o reacción a un desastre. Por primera vez se incluye una evaluación de la amenaza sísmica, la cual fue elaborada por la Universidad Autónoma de México. La zonificación propuesta es casi igual a la de los dos códigos anteriores, pero con la diferencia de que la razón entre los valores del coeficiente del cortante basal es de 0.75 de la Zona II con respecto a la Zona I.

En este código se toma en cuenta la dependencia de las cargas sísmicas según la clasificación del subsuelo con cuatro categorías de geología superficial. Un aspecto importante es que el anteproyecto de este reglamento se incluía una micro - zonificación sísmica para San Salvador la cual no fue llevada a cabo. Sin embargo, como el nuevo reglamento requiere del ingeniero una evaluación de perfil geotécnico para determinar el espectro de diseño, efectivamente se está tomando en cuenta la información adicional que una micro - zonificación formaría. En ninguno de los tres reglamentos se proporcionan lineamientos respecto al refuerzo de las estructuras dañadas por sismos anteriores.

#### **2.1.6 COMPORTAMIENTO DE TALUDES DEBIDO A LA ACTIVIDAD SÍSMICA.**

Los terremotos pueden provocar movimientos de todo tipo en las laderas, dependiendo de las características de los materiales, de la magnitud y de la distancia del epicentro. Desprendimientos de bloques, deslizamientos, flujos y avalanchas rocosas pueden ocurrir. Antiguos deslizamientos en condiciones cercanas al equilibrio límite pueden también ser activados por las fuerzas sísmicas. Además, en materiales finos y sueltos, como arenas y limos, pueden producirse procesos de licuefacción, afectando también deslizamientos antiguos con materiales sueltos, saturados y sin cohesión.

Debe considerarse que lo descrito en este apartado se refiere únicamente al parámetro del movimiento sísmico, no considerando la respuesta geomecánica de los suelos analizado desde el punto de vista geodinámico, lo cual se trata en el apartado **2.2.13 ANÁLISIS GEODINÁMICO DE LOS SUELOS.**



### **2.1.6.1 Riesgo Sísmico.**

El riesgo producido por la ocurrencia de los terremotos puede estudiarse bajo dos puntos de vista. El primero es la probabilidad de ocurrencia de una cierta intensidad o movimiento del suelo en un cierto lugar producido por un terremoto, lo que se denomina peligrosidad sísmica. El segundo es la probabilidad de que una cierta estructura sufra un daño apreciable, ante la acción, de un terremoto, lo que se denomina vulnerabilidad. El conjunto de los dos, expresado en términos del valor económico del coste, es lo que suele llamarse en la actualidad riesgo sísmico. De esta forma, se separan el aspecto puramente sismológico de la peligrosidad y el ingenieril del comportamiento de las estructuras, lo cual constituye la vulnerabilidad. Sin embargo, existen muchos autores que denominan indiscriminadamente riesgo sísmico al concepto de peligrosidad o de vulnerabilidad, por lo que es importante tener en cuenta esta diferenciación.

La peligrosidad sísmica en una zona viene dada por el efecto sobre el suelo, producido por terremotos relativamente cercanos a ella. Este efecto viene representado por la aceleración, la velocidad o el desplazamiento del suelo, o más comúnmente, por la intensidad sentida en dicha zona. Para evaluar estos efectos desde la región epicentro, es necesario corregir por la atenuación con la distancia. Para el cálculo de la peligrosidad sísmica existen dos métodos distintos, uno llamado determinista y otro probabilista. Los métodos deterministas se basan en el principio de que la sismicidad futura de una región será idéntica a la del pasado. El valor máximo de los parámetros del movimiento del suelo, comúnmente intensidad y aceleración, se determina directamente de los terremotos sucedidos en el pasado. Cuando la historia sísmica no es bien conocida, los valores máximos se extrapolan, a partir de una relación incompleta de frecuencia-intensidad. Estos métodos son, por lo tanto, muy sensibles a la completitud del conocimiento de la sismicidad de la zona y proporcionan valores tanto más correctos cuanto más completamente sea conocida su historia sísmica.

Los métodos probabilistas parten del supuesto de que basándose en la sismicidad pasada, se pueden establecer las leyes estadísticas que gobiernan los fenómenos sísmicos; en una región. El resultado final de su aplicación es la

obtención de la probabilidad de ocurrencia de los distintos niveles de intensidad del movimiento del suelo, en un lugar determinado y en un período de tiempo dado.

En el problema del riesgo sísmico se plantea determinar la probabilidad de que en una zona determinada se alcance una intensidad dada. Esta intensidad puede ser producida por sismos en la misma región o en una contigua.

La peligrosidad sísmica esta directamente relacionada con aspectos geológicos, hidrogeológicos, geomecánicos, climáticos y topográficos; por lo tanto existen zonas con mayor probabilidad de graves daños por la ocurrencia de un evento sísmico, es decir presentar una mayor susceptibilidad. Lo expresado anteriormente conlleva a la creación de mapas de susceptibilidad de daños provocados por sismos u otro fenómeno natural, en el caso de El Salvador el Servicio Nacional de Estudios Territoriales (SNET) ha creado una serie de mapas de susceptibilidad a desastres naturales tales como deslizamientos de tierra e inundaciones. (Anexo A-1, A-2.)

#### **2.1.6.2 Análisis De La Sismicidad.**

Los estudios sismotectónicos se basan en el análisis de las relaciones entre la tectónica y la sismicidad (o frecuencia de terremotos por unidad de área) precisando de la siguiente información sísmica:

- Catálogo sísmico en donde se indica la posición del terremoto, magnitud, intensidad, profundidad focal, duración, etc.
- Distribución de epicentros de terremotos históricos e instrumentales; mapas de epicentros.
- Mecanismos focales y distribución de esfuerzos, con el análisis y determinación de los campos tensionales.
- Intensidades observadas, efectos en construcciones y en el terreno; mapas de isosistas.
- Acelerogramas del movimiento del suelo.
- Energía sísmica liberada.

El análisis de la sismicidad incluye los siguientes estudios:

- Revisión de la sismicidad histórica
- Evaluación de los parámetros sísmicos.
- Determinación de las leyes de atenuación.
- Distribución y recurrencia de terremotos.
- Regionalización sísmica.
- Relaciones sismotectónicas.

### **2.1.6.3 Análisis De La Peligrosidad Sísmica.**

Los daños causados por los deslizamientos y los hundimientos dependen de la velocidad y magnitud de estos procesos. Los movimientos de ladera rápidos son los que ocasionan mayores riesgos y pueden causar víctimas, mientras que los lentos, las subsidencias representan menor potencial de daños. Los hundimientos causan daños cuando repercuten en superficie; el riesgo está asociado, más que al proceso en sí, a los efectos en superficie. En muchas ocasiones los procesos de mayor riesgo son de pequeña escala, como los desprendimientos de bloques rocosos y los colapsos repentinos. Frente a los movimientos de gran magnitud, la prevención es la actuación más efectiva para evitar los riesgos.

Los estudios geológicos y la historia de actividad sísmica permiten identificar las zonas sismogénicas, o sea aquellas donde existen fallas tectónicas activas cuya ruptura genera los sismos. Los movimientos sísmicos del terreno se presentan no sólo en las zonas sismogénicas sino en todas aquellas que están suficientemente cercanas a las mismas para que lleguen a ellas ondas sísmicas de amplitud significativa. Por tanto, el peligro sísmico se refiere al grado de exposición que un sitio dado tiene a los movimientos sísmicos, en lo referente a las máximas intensidades que en él pueden presentarse.

### **2.1.6.4 Respuesta Sísmica En El Terreno.**

El movimiento del terreno debido a un sismo se expresa por una serie de parámetros físicos cuya definición constituye la base del diseño sísmico. Si se dispone de registros de acelerogramas representativos del emplazamiento, se

puede acceder a dichos parámetros: aceleración, velocidad, desplazamiento, período y duración de entre otros.

El acelerograma de un terremoto (representación gráfica de la variación de la aceleración con el tiempo registrada por un acelerógrafo), permite, mediante una integración numérica, calcular la aceleración máxima para un amortiguamiento específico y un período dominante. La representación de estas aceleraciones máximas en función del período constituye el denominado espectro de respuesta del terreno que indica la amplificación del movimiento del terreno con respecto a la aceleración, velocidad, o desplazamiento. El espectro de respuesta se utiliza para el diseño sismorresistente de estructuras, siendo necesario que el espectro de respuesta del movimiento del suelo no exceda al de diseño de la estructura.

Las características sísmicas de un terremoto determinado (terremoto característico o de diseño), definidas por su acelerograma, pueden ser modificadas por sus condiciones locales (tipo de suelo, topografía y otros), originando una respuesta sísmica amplificada con respecto a las definidas en el terremoto de diseño.

Los factores que mayor influencia tienen en la modificación de la citada respuesta son:

- El tipo y composición litológica de los materiales, en especial los depósitos superficiales cuyo comportamiento geotécnico al de suelos recientes.
- El espesor de sedimentos y profundidad del sustrato rocoso o residente.
- Las propiedades dinámicas de los suelos.
- La profundidad del nivel freático.
- La topografía, tanto superficial como del sustrato.
- La presencia de fallas, su situación y características.

#### **2.1.6.5 Efectos Inducidos Por Los Terremotos.**

Los terremotos pueden producir, además del movimiento vibratorio característico, una serie de efectos inducidos que dan lugar a grandes deformaciones y roturas en el terreno:

- Licuefacción de suelos.
- Deslizamientos y desprendimientos.
- Roturas en superficie por fallas tectónicas.
- Tsunamis.
- Movimientos de las aguas subterráneas.

Excepto los tsunamis, los demás efectos inducidos están directamente relacionados con el comportamiento geológico y geotécnico del terreno, describiendo de esta forma sus principales características.

Una de las causas más frecuentes de daños asociados a un terremoto son los deslizamientos, aunque se requiere que la intensidad sea alta para que estos tengan lugar. Según datos empíricos, por debajo de intensidad VIII no son apreciados generalmente deslizamientos importantes. Algunos de los factores a considerar en la estimación de la susceptibilidad frente a deslizamientos por terremotos son los siguientes:

- Laderas inestables o en condiciones precarias de estabilidad previas al terremoto.
- Pendientes elevadas.
- Suelos de baja resistencia o de estructura metaestable (arcillas expansivas, suelos colapsables y otros).
- Escarpes rocosos con riesgo de desprendimientos.

El análisis de la susceptibilidad frente a deslizamientos inducidos por sismos puede realizarse por métodos cualitativos en función de los factores condicionantes, o por métodos analíticos como el método pseudoestático, que permite asignar la acción sísmica a una fuerza estática horizontal, la cual se incorpora a la ecuación de equilibrio límite estático.

## **2.2 ESTUDIO DE LA GEOTÉCNIA, GEOMECAÁNICA Y DINÁMICA DE SUELOS EN LA ESTABILIDAD DE TALUDES.**

### **2.2.1 INTRODUCCIÓN.**

Los primeros pasos en el cálculo analítico de la estabilidad de taludes los dio Coulomb, en el siglo XVIII, al desarrollar un método de cuñas enfocado al estudio de la estabilidad de muros, pero también utilizable en taludes.

Ya en el siglo XIX, la construcción de líneas férreas obligó a grandes movimientos de tierras, lo que trajo como consecuencia la aparición de importantes deslizamientos y, por tanto, la necesidad de un método de cálculo para prevenirlos. Sin embargo no es hasta la primera mitad del siglo XX cuando puede hablarse de métodos analíticos que sirvieron de base a los actuales.

En 1910, Fellenius desarrolla un método de cuñas, y en 1916 se utiliza por primera vez el de rebanadas, pero solo para suelos no cohesivos, y no es hasta las dos décadas siguientes que se consigue unificar la metodología para suelos con cohesión y con rozamiento interno, a la vez que se introduce en el cálculo el Principio de las Presiones Efectivas, definido por Terzaghi en 1926.

Los métodos que pueden considerarse modernos se inician en 1954 con el de Bishop, para roturas circulares, y en 1956 el de Janbu, para superficies no circulares. La complejidad del cálculo ya era inquietante, y las sofisticaciones posteriores llegaron a hacer casi utópica la aplicación práctica, hasta que la aparición del ordenador convirtió en rutina metodologías consideradas casi imposibles, como la basada en Elementos Finitos. Hoy existen en el mercado numerosos programas informáticos que cubren suficientemente las necesidades de un profesional. Debe indicarse que antes de la expansión del ordenador se desarrollaron varios métodos simplificados, algunos de ellos basados en ábacos y en soluciones gráficas, que si en su momento llenaron un importante vacío, hoy ya no está justificado su empleo salvo como herramienta de estimación rápida y preliminar.

Los programas de uso habitual en la actualidad suelen implementar los métodos de Bishop y Janbu, así como algunos de los conocidos como rigurosos o “exactos”, principalmente los de Spencer, Morgenstern y Price, y el de Sarma, que probablemente son los más experimentados.

Para completar este bosquejo histórico, no pueden dejarse en el tintero los importantes esfuerzos que se están dedicando, en el campo teórico, al desarrollo de métodos que pueden llegar a ser realmente exactos, si se salvan las dificultades que hoy plantea el cálculo analítico de soluciones a modelos de rotura complejos. Son los basados en los teoremas de estados límites Sólido - Plástico que, en el tema aquí tratado, permiten definir un valor máximo para el Factor de Seguridad (FS) en el equilibrio entre los trabajos de las fuerzas externas y los disipados internamente por la deformación, así como otro valor mínimo a partir del equilibrio entre los campos de tensiones internas y externos. La potencia de los métodos de Elementos Finitos (FEM) y de Diferencias Finitas (FDM) permite disponer de algoritmos para soluciones numéricas de problemas en esta línea, pero la parte negativa aparece cuando es necesario definir el material mediante Leyes Constitutivas mal conocidas, y que normalmente requieren la cuantificación de parámetros del suelo de difícil adquisición.

### **2.2.2 HISTORÍA DE LA MECÁNICA DE SUELOS.**

Los suelos son el más viejo material de construcción y el más complejo. Su variedad es enorme y sus propiedades variables con el tiempo y el espacio, además su estudio es difícil de entender y de medir. A pesar de esto antes del siglo XX no se hizo un esfuerzo serio para atacar científicamente el estudio de la Mecánica de Suelos.

La llamada precisamente “Mecánica de Suelos” es un fruto característico de la ingeniería de nuestro tiempo; fue a principios del siglo XX, en 1913, en los Estados Unidos y en Suecia, donde se intentó por primera vez en forma sistemática y organizada, realizar estudios que corrigieran vicios seculares en el tratamiento de los suelos.

Poco después, un hombre extraordinario del siglo XX, un auténtico genio, hizo investigaciones en un laboratorio muy modesto. Ahí nació verdaderamente la Mecánica de Suelos. Este hombre es el Profesor **Karl Terzagui**, quien publicó en 1925 el libro llamado Mecánica de Suelo; entonces nació el termino mundialmente usado.

Desde entonces hasta nuestra fecha ha habido una evolución muy grande y también momentos de gran incertidumbre y desconcierto. La Mecánica de Suelos es una disciplina que actualmente tiene lugar dentro de la ciencia moderna.

### **2.2.3 MOVIMIENTO DEL AGUA A TRAVES DE LOS SUELOS.**

El agua es el factor que más comúnmente se asocia con las fallas de los taludes en zonas tropicales, debido a que la mayoría de los deslizamientos ocurren después de fuertes lluvias o durante periodos lluviosos, el control del agua subterránea es uno de los sistemas más efectivos para la estabilización de deslizamientos. La relación agua deslizamientos ha sido estudiada por una gran cantidad de investigadores.

#### **2.2.3.1 Ciclo hidrológico en el talud**

*Precipitación = Evapotranspiración + Escorrentía + Flujo subterráneo + cambio de humedad en el suelo + Acumulación de agua subterránea en los acuíferos.*

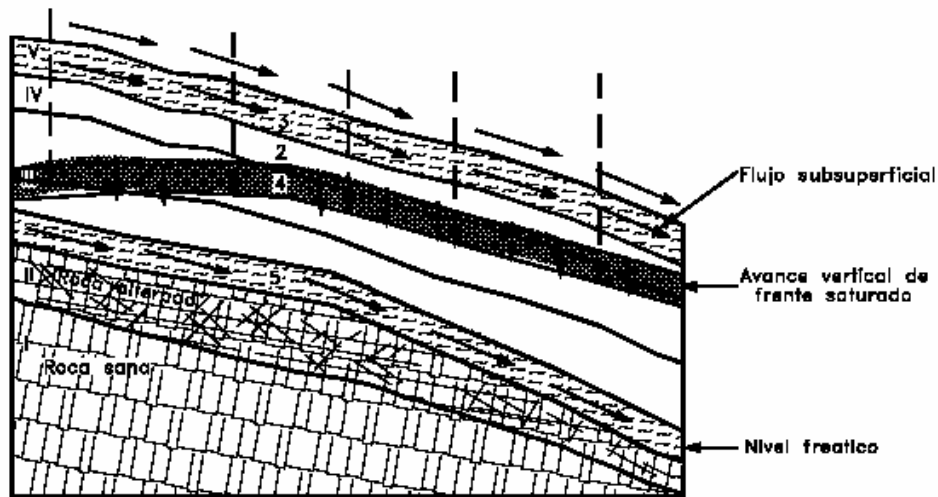
El flujo subterráneo y los cambios en la cantidad de agua acumulada son críticos para la estabilidad de un talud, debido a que ellos controlan el balance hidrológico que puede alterar el grado de saturación y la elevación del nivel freático.

La respuesta del régimen de aguas subterráneas a las lluvias es diferente de acuerdo al talud, la formación geológica y las características ambientales. Existe una respuesta inmediata a la lluvia por infiltración en las zonas cercanas al talud y una respuesta regional por las lluvias infiltradas en toda el área de aferencia alrededor del talud. En ocasiones, la respuesta regional puede tomar varios meses en presentarse, debido al recorrido que el agua realiza desde el sitio de infiltración.



### 2.2.3.2 El Flujo No Saturado

Al infiltrarse el agua se forma inicialmente, un frente húmedo que avanza aproximadamente paralelo a la superficie del terreno, a una velocidad que depende de la permeabilidad, del grado de saturación y de la porosidad del material. Este frente húmedo puede alcanzar una superficie crítica en pocas horas, dependiendo de la fracturación y grado de meteorización.



**FIG. 2.2.1 Diagrama del avance de un frente húmedo en materiales residuales.**

Cuando las lluvias son muy intensas puede llegarse incluso, a la saturación completa del talud durante la lluvia. Al infiltrarse el agua de escorrentía se forma inicialmente un frente húmedo que avanza en sentido vertical, el cual satura los suelos a su paso, eliminando la succión o cohesión aparente que producía el estado de no-saturación.

El frente húmedo avanza a una velocidad de:

$$v = k / (1-S) n, \quad \text{EC. 2.2.1}$$

Donde:

$k$  es la permeabilidad,

$S$  es el grado inicial de saturación y  $n$  la porosidad (Lumb-1975).

El frente húmedo desciende verticalmente bajo la influencia de la fuerza de gravedad, aún después de terminada la lluvia, hasta que encuentre el nivel freático o un manto impermeable. La llegada de un frente húmedo produce un ascenso en el nivel freático. El espesor del frente húmedo depende de la intensidad y duración de la lluvia, de la permeabilidad de los materiales y es

inversamente proporcional a la diferencia entre la humedad antes de la lluvia y la humedad de saturación. Por lo tanto, en temporadas con muchos eventos lluviosos los espesores del frente húmedo tienden a ser mayores.

La relación entre la lluvia en taludes expuestos y el espesor del frente húmedo se puede determinar por la siguiente ecuación (Lumb 1975):

$$h = \frac{kt}{n(S_f - S_o)} \quad \text{EC. 2.2.2}$$

Donde:

$h$  = Espesor del frente húmedo

$k$  = Coeficiente de permeabilidad

$n$  = Porosidad

$S_f$  = Grado final de saturación

$S_o$  = Grado inicial de saturación

$t$  = Duración de la lluvia (horas).

### 2.2.3.3 Modelamiento del suelo no saturado.

La saturación afecta la componente de cohesión de acuerdo a los criterios actuales de la mecánica de suelos (Morgenstern y Matos, 1975), o sea, que la eliminación de la succión que ocurre a medida que avanza el tiempo de una lluvia, disminuye la cohesión en el volumen de material sujeto a saturación temporal, produciendo el deslizamiento.

Este mecanismo explica la aparente contradicción entre la teoría y la práctica, en el sentido de que en la realidad los taludes más altos y verticales sufren generalmente, menos fallas que los taludes de pendiente mediana, debido a que estos últimos permiten una mayor infiltración del agua lluvia.

Si el suelo se encuentra solamente húmedo, existen dentro de él resistencias aparentes, debidas a las presiones de poro negativas, que pueden producir un talud estable, pero si se produce saturación por infiltración desaparecen, produciéndose la falla por disminución de las fuerzas resistentes. Esto explica como el agua de infiltración en un suelo residual produce una reducción en la tensión capilar en el suelo no saturado, lo cual produce una disminución en la

presión efectiva y por ende en la resistencia al corte. Para el estudio de este fenómeno se han diseñado ensayos de carga constante, incrementando la presión de poros desde un valor negativo y se ha encontrado que algunas arcillas fallan sin necesidad de saturación a un valor de humedad muy cercano a su límite plástico, en ensayos de Corte Directo con carga constante.

Al iniciarse el proceso de corte se produce una disminución brusca en la tensión capilar que produce una falla rápida progresiva. Esto es típico de los materiales granulares. En suelos areno-arcillosos la tensión capilar se mantiene constante y la falla se hace lenta. El aumento del contenido de agua se refleja, además, en un aumento de peso unitario del suelo, el cual puede producir un aumento de los esfuerzos de cortante. El sistema más universalmente utilizado para analizar el comportamiento hidrológico del suelo en su estado no saturado es el enfoque del déficit de humedad en el suelo.

Este concepto ha recibido mucha atención específicamente en el modelamiento de la recarga de acuíferos esquematizado en la siguiente expresión:

$$R_f = E_a + R_o + \tilde{S} \quad (\text{Geotechnical Control Office, 1984}) \quad \text{EC.2.2.3}$$

Donde:

$R_f$  = Lluvia

$E_a$  = Evapotranspiración

$R_o$  = Escorrentía

$\tilde{S}$  = Cambio en el déficit en la humedad del suelo.

El parámetro más difícil de medir en la ecuación anterior es la evapotranspiración. Adicionalmente, el proceso de recarga depende del flujo en la zona no saturada el cual es sujeto a histéresis. En un determinado intervalo de tiempo el cambio en humedad o acumulación de agua es una función de  $R_f - R_o - E_p$ . Donde  $E_p$  es la evapotranspiración Potencial del suelo con vegetación.

El comportamiento de los suelos no saturados ha sido analizado por muchos autores y los elementos que afectan este comportamiento dependen de:

- a. Características del sistema de lluvias. En zonas áridas o secas las presiones negativas asociadas con la humedad alcanzan valores importantes y determinantes en la estabilidad de los taludes, mientras en las áreas de lluvias intensas permanentes estas tensiones no son importantes para establecer la estabilidad de los taludes. Las cohesiones aparentes de los suelos en épocas de lluvias son diferentes en forma sustancial a las de las épocas secas.
- b. El tamaño, forma y distribución de los granos. Este factor fue analizado por Bilz, (1995) quien presenta una serie de tablas de cohesión aparente relacionada con las características de los granos. La altura del agua capilar en los suelos depende primordialmente del tamaño de los granos en los suelos granulares. Entre menor sea el tamaño de las partículas de suelo, mayor es la cabeza de saturación por capilaridad. Teóricamente entre mayor sea la altura capilar, la estabilidad aparente del talud es mayor, pero debe tenerse en cuenta que la infiltración del agua lluvia reduce rápidamente el valor de la presión negativa y esta componente que favorecía la estabilidad puede desaparecer totalmente en un período de tiempo muy corto. Las arenas finas y limos pueden poseer cohesiones aparentes de varias veces la cohesión de una arena media y una grava como se indica en la tabla.

**CUADRO 2.2.1 Cohesión debida a fuerzas capilares (Bilz, 1995).**

Densidad	Epoca	Cohesión aparente KN/m <sup>2</sup>		
		Arena fina	Arena media	Arena gruesa
Suelta	Seca	6.5	3.0	1.0
	Húmeda	8.5	5.5	4.5
Densa	Seca	8.5	4.0	2.0
	Húmeda	10.5	6.5	5.5

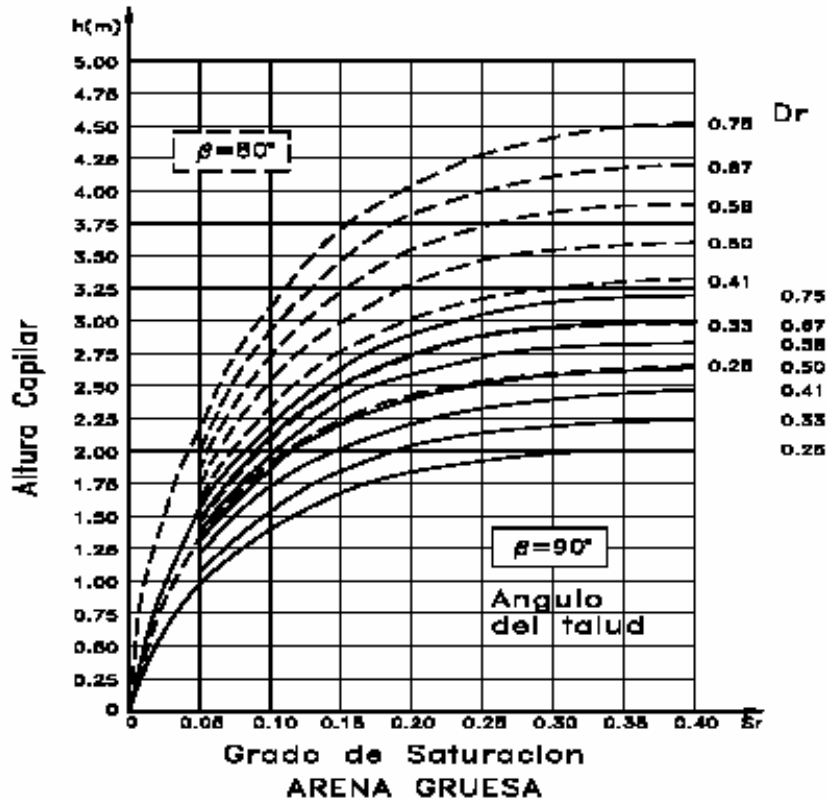


FIG. 2.2.2 Altura Capilar en Arenas Gruesas (Bilz, 1995).

- c. Meteorización y tiempo. El efecto de la meteorización en la cohesión aparente, así como el lavado de finos por la infiltración ha sido estudiada de forma sistemática.
- d. Temperatura, viento y factores climáticos.
- e. Evapotranspiración, vegetación.
- f. Densidad. Los suelos sueltos tienden a presentar cohesiones aparentes menores que los densos.
- g. Permeabilidad. Existen relaciones entre la permeabilidad del suelo y la presión de poros negativa. Es también importante anotar que la permeabilidad disminuye rápidamente cuando la presión de poros es negativa.

#### **2.3.3.4 El Nivel Freático.**

La localización del nivel freático corresponde a la línea de presión de poros igual a cero, equivalente a que la presión neta en el sitio es igual a la presión atmosférica. El nivel de agua determina los niveles de presiones hidrostáticas sobre una superficie localizada por debajo de ese nivel, o los valores de presión negativa o de succión para el suelo por encima. En taludes naturales de laderas, la línea de nivel freático general sigue una línea aproximadamente paralela a la superficie del terreno y esta sube por el recargue debido a la infiltración.

El agua sub - superficial puede dividirse entre zonas de presión de poros positiva y negativa. Las presiones de poro positivas son superiores y las negativas son inferiores a la presión atmosférica. La línea divisoria es el nivel freático donde la presión es igual a la presión atmosférica, la cual se designa como presión cero.

Por debajo del nivel freático el suelo se encuentra saturado, lo cual equivale a que el agua llena todos los poros de los suelos y todas las cavidades de los materiales infrayacentes. El agua existente en la zona de saturación se designa por lo general, como agua freática y su superficie superior es el nivel freático. Cuando las circunstancias geológicas y topográficas son más complejas podrá haber más de una zona de saturación y, por consiguiente, más de un nivel freático en una localidad determinada.

La elevación del nivel freático de una localidad determinada depende de varios factores, tales como las fluctuaciones de las precipitaciones y de los caudales y fugas de los cuerpos de agua.

El nivel de agua puede tener como base el pie del talud o puede estar suspendido por un manto impermeable dentro del talud. En el primer caso las fallas a producirse serán preferentemente de pie, mientras en el caso segundo las fallas tienden a ser a mitad del talud.

El nivel freático y en general la presencia de agua en los materiales en la proximidad de la superficie de falla, desempeñan un papel fundamental en la estabilidad y de hecho, hacen algo más complejo el mecanismo para la generación de las fallas.

La configuración del nivel freático depende de la forma del relieve superficial, el cual reproduce generalmente, sí bien con contornos menos abruptos y también depende de la permeabilidad del terreno y del abastecimiento de agua. Comúnmente, se aleja de la superficie del terreno bajo colinas y elevaciones y se acerca a ella en los valles y muy especialmente en los ríos y en los lagos.

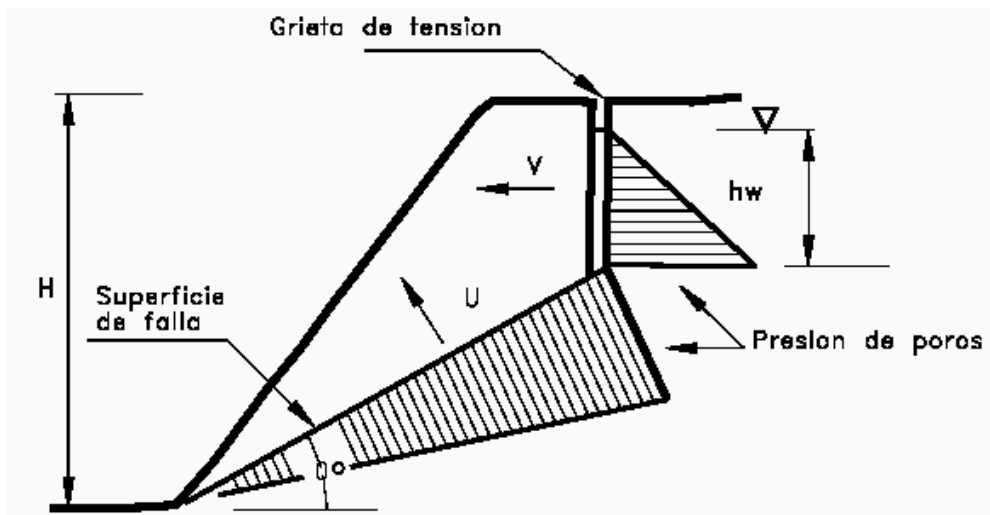
Es usual que los periodos de sequía traigan abatimiento importante del nivel freático, en tanto que se eleva, tras periodos de fuertes lluvias. Estas fluctuaciones suelen ser muy marcadas en terrenos granulares permeables. El nivel de agua cambia con las lluvias y periodos secos en forma muy marcada en formaciones permeables y un poco menos fuerte en las impermeables y se tiene un máximo y mínimo cuya diferencia en algunos casos puede ser hasta de más de un metro. El nivel freático puede ascender bruscamente durante un evento lluvioso intenso y bajar nuevamente después de la lluvia.

En el análisis de estabilidad es muy importante definir el nivel de agua y las consiguientes condiciones de saturación y presiones de poros. Un talud seco puede ser estable, mientras el mismo talud puede no ser estable con un determinado nivel freático o un talud estable puede fallar al ascender el nivel freático. En el caso de taludes importantes es necesaria la colocación de piezómetros para poder cuantificar el valor de presión de poros que puede definir, en un determinado momento la estabilidad o inestabilidad del talud. En un talud la altura piezométrica y los planos de localización de niveles de agua son parámetros determinantes en su estabilidad. La presencia de un nivel de agua a una determinada altura dentro del talud produce fuerzas hidrostáticas desestabilizantes y su determinación es necesaria, previamente a los análisis de estabilidad. Una vez determinados los niveles de agua y calculadas las presiones de poro se pueden calcular los esfuerzos efectivos, que son los que se deben tener en cuenta en el análisis teórico de estabilidad.

### 2.3.3.5 La Presión De Poros.

La presión de poros es la presión interna del agua de saturación. Dentro del suelo depende de la localización de los niveles freáticos, presiones internas de los acuíferos y las características geológicas del sitio.

La presión de poros varía de acuerdo a las variaciones del régimen de aguas subterráneas. Los incrementos de presión pueden ocurrir rápidamente en el momento de una lluvia, dependiendo de la intensidad de la lluvia, de la ruta de infiltración y del área tributaria, etc. Un incremento en la presión de poros positiva o una disminución de la presión negativa, equivale a una reducción de resistencia al cortante y de la estabilidad.



**FIG. 2.2.3 Presión de poros sobre una superficie de falla potencial.**

El valor de las presiones de poro se mide utilizando piezómetros abiertos o neumáticos. Si no hay flujo de agua la presión es hidrostática y la medida del piezómetro coincide con el nivel freático, pero si existe flujo las presiones no son hidrostáticas. En este último caso la presión de poros en cualquier punto dentro de la masa de suelo puede medirse por medio de las redes de flujo, las cuales comprenden las líneas de flujo y las líneas de igual presión de poros.

Debe tenerse en cuenta el efecto que las discontinuidades tienen en los niveles piezométricos, determinados por las líneas equipotenciales. Las discontinuidades generan diferencias de permeabilidad, las cuales controlan el sistema de presiones dentro del talud.



Para el análisis de presiones de poros sobre una superficie de falla se deben tener en cuenta sus condiciones de drenaje. Cuando existe drenaje, la presión de poros disminuye hacia la superficie del talud, pero cuando el drenaje es deficiente se puede presentar un aumento importante de la presión de poros en el pie del talud.

#### **2.3.3.6 Flujo en suelos residuales**

Dentro de una formación geológica las fallas importantes tienen generalmente, un efecto muy grande en las características del sistema de aguas subterráneas, las cuales son controladas por las fracturas de las fallas y transportadas grandes distancias en forma relativamente rápida.

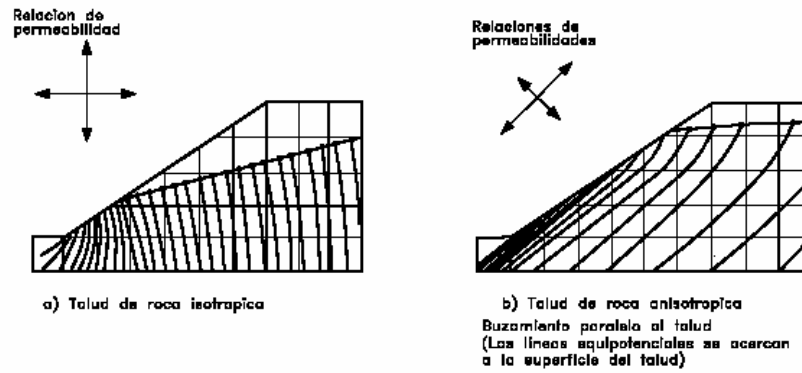
En suelos residuales existe una relación del régimen de aguas subterráneas con la presencia de discontinuidades de tipo geológico. Los suelos de origen ígneo y metamórfico almacenan poca agua y en ellos las corrientes de agua están relacionadas comúnmente, con fallas de origen tectónico.

Es un caso común en formaciones residuales, que un talud posea capas alternadas de materiales permeables y casi impermeables que generan concentraciones de flujo sobre ciertos planos que pueden ser o llegar a ser planos críticos de falla. La presencia de capas permeables estratificadas produce un manto de agua dentro del estrato permeable sobre el suelo arcilloso, el cual produce presiones de tipo hidrodinámico que con el cambio del régimen de aguas por las lluvias y la infiltración, producen disminuciones en las presiones efectivas y por ende en la resistencia del suelo creándose una superficie de debilidad.

#### **2.3.3.7 Características del subdrenaje.**

Las características de drenaje se refieren a la facilidad con que un talud puede drenarse en el caso de que llegue a saturarse. Las características de drenaje se acostumbra calificarse con los adjetivos: nulo, malo, medio y bueno. Estas características dependen tanto de las propiedades hidráulicas de los materiales constituyentes como de la topografía y la naturaleza de las formaciones geológicas circundantes.

En suelos residuales de rocas ígneas y metamórficas las permeabilidades tienden a ser grandes y el subdrenaje bueno, pudiendo ocurrir que el nivel freático generado por una lluvia desaparezca pocas horas después, dificultando el estudio de estabilidad de un talud.



**FIG. 2.2.4 Líneas equipotenciales en rocas isotrópicas y anisotrópicas.**

### 2.3.3.8 Efectos Del Agua Subterránea.

El agua subterránea afecta la estabilidad del talud de acuerdo a los siguientes mecanismos:

#### 1. Presiones de poro.

El agua subterránea o agua freática circula ejerciendo presiones de poro en las partículas de suelo, lo cual impide la estabilidad del talud, disminuye la presión efectiva y la resistencia al corte.

Cuando los suelos residuales o rocas meteorizadas, en forma parcial bajo la cobertura impermeable, conservan estructuras heredadas con orientación adversa, con frecuencia se desarrollan presiones importantes en las zonas de roca parcialmente meteorizadas, en las que no es raro que el nivel piezométrico se eleve aún por encima del nivel natural del terreno.

#### 2. Disminución o eliminación de las Presiones de poro negativas por saturación.

Al saturarse un suelo disminuyen las tensiones capilares o presiones negativas disminuyendo la resistencia, pudiendo variar de un máximo al final de la época seca, a un mínimo durante la época de lluvia y es después de una gran lluvia en que ocurren comúnmente los grandes deslizamientos.

### **3. Lavado de cementantes**

El agua subterránea puede sacar hacia fuera del talud los cementantes solubles y así debilitar los vínculos granulares, consecuentemente decreciendo la cohesión y el coeficiente de fricción interna; este proceso es generalmente progresivo. El flujo de agua puede, además, disolver los cementantes naturales que pudieran existir, especialmente si existen carbonatos de calcio solubles.

Los suelos residuales poseen una gran susceptibilidad a lavado de finos que hace que las propiedades mecánicas de las zonas afectas por las corrientes estacionales de agua cambien rápidamente.

### **4. Erosión interna**

El movimiento del agua subterránea socava la arena fina y partículas sueltas de las cavidades subterráneas del talud, debilitando así su estabilidad.

### **5. Erosión por exfiltración**

El agua al aflorar produce fenómenos de erosión.

### **6. Subpresiones**

El agua subterránea confinada actúa como subpresión sobre las capas impermeables, disminuyendo la resistencia al corte y ejerciendo presiones hidrostáticas horizontales en juntas.

### **7. Aumento de densidad**

La presencia de humedad aumenta la densidad o peso de los materiales de suelo.

### **8. Fuerzas dinámicas**

El movimiento de las corrientes de agua subterránea ejerce fuerzas sobre el suelo en la dirección del flujo. Para calcular la fuerza de las corrientes de agua se requiere dibujar la red de flujo, en la cual las líneas de flujo tienden a ser generalmente paralelas a la superficie del nivel freático y las líneas equipotenciales son normales a las de flujo.

Utilizando el método del gradiente hidráulico se puede determinar la fuerza de la corriente en la red de flujo. Esta fuerza actúa como un elemento desestabilizante en la masa del suelo y puede disminuir en forma apreciable la estabilidad del talud.

## **9. Grietas por desecación**

Los fenómenos de agrietamiento determinan la extensión y ubicación de la superficie de falla y tienen un efecto muy importante en el factor de seguridad o posibilidad de deslizamiento.

### **2.3.3.9 Deslizamientos Relacionados Con Las Aguas Subterráneas**

Existen evidencias muy claras de la relación directa entre el régimen de aguas subterráneas, debido principalmente a las lluvias, y la ocurrencia de deslizamientos de tierra. Adicionalmente a las infiltraciones del agua lluvia puede existir cuerpos de agua arriba del talud en los cuales pueda ocurrir infiltración localizada. Si el régimen de agua del suelo es alterado drásticamente por irrigación, remoción de la vegetación o inundación parcial, se puede producir inestabilidad. El agua al infiltrarse forma varios tipos de corrientes subterráneas que afectan en forma diferente la estabilidad de una ladera.

Se recomienda tener en cuenta para el análisis la intensidad de la lluvia en una hora, la lluvia de 24 horas y la lluvia antecedente por períodos hasta de tres meses. Se pueden diferenciar tres procesos diferentes:

#### **1. Deslizamientos inmediatos por saturación**

Estos ocurren durante o inmediatamente después de una lluvia y están relacionados con la eliminación de la succión al producirse la saturación por acción del frente húmedo de infiltración.

#### **2. Deslizamientos diferidos por aumento de presión de poros**

Su ocurrencia está relacionada con el régimen de aguas subterráneas, el cual a su vez depende del régimen de lluvias del sitio y de la región.

Se ha encontrado que existe un lapso de tiempo entre la ocurrencia de las lluvias y los deslizamientos. Se comprobó que los niveles piezométricos reaccionan en forma consistente con las precipitaciones. Los ascensos ocurren con uno o dos meses de retraso en la mayoría de los piezómetros, aunque en algunos pocos piezómetros se observa mayor influencia de las infiltraciones locales.

Debe tenerse en cuenta que generalmente, las lluvias más intensas ocurren en la parte más alta de la cordillera. Los más altos niveles piezométricos se observan justo antes de la mayor frecuencia de deslizamientos y en las zonas de mayores ascensos de los niveles piezométricos, se encuentran localizados todos los deslizamientos de alta y mediana magnitud.

La activación de un deslizamiento puede depender no solamente de la cantidad total de lluvia sino también de la duración y de la intensidad de la lluvia y del régimen de los periodos lluviosos. Existe un valor crítico de lluvia que activa un deslizamiento pero su cuantificación previa es muy difícil. Generalmente, los valores por encima del promedio de lluvias son los que generan la mayoría de los problemas. Entre más lenta sea la lluvia, habrá más infiltración y menos escorrentía. En zonas de pluviosidad moderada las lluvias lentas pueden producir el mayor número de deslizamientos. La proporción escorrentía - infiltración depende de la intensidad de la lluvia, la pendiente, la cobertura vegetal y la permeabilidad del suelo subsuperficial.

#### **2.3.3.10 El Agua Superficial O Escorrentía**

La escorrentía es la proporción de precipitación que fluye superficialmente sobre el suelo. Cuanto más pronunciadas, impermeables y desprovistas de vegetación son las laderas y más copiosas las precipitaciones, tanto mayor es la parte de las mismas que se convierte en escorrentía. Una lluvia fuerte puede producir abundante escorrentía, pero una llovizna ligera puede absorberse en forma casi total en el suelo antes de que produzca mucha escorrentía, porque el suelo a menos que esté muy seco, se satura en forma relativamente rápida y no puede absorber más agua.

El coeficiente o porcentaje de escorrentía mide la proporción de la lluvia total que fluye superficialmente. En algunos países se trabaja con el coeficiente  $\phi$ , el cual indica la cantidad de lluvia que cae en una determinada área que se convierte en escorrentía.

Cada tormenta, de acuerdo a su duración e intensidad tiene un determinado índice  $\phi$ . La escorrentía generalmente, se concentra en corrientes de agua, las

cuales pueden formar surcos o cárcavas de erosión o pueden correr hacia los taludes. Para cuantificar la cantidad de escorrentía que llega a un punto determinado, se debe calcular la cantidad de agua disponible después de una lluvia, de acuerdo a la cuenca tributaria, teniendo en cuenta las características de la superficie del terreno, cobertura vegetal e infiltración.

### **La Cuenca Tributaria de un talud**

La cuenca tributaria corresponde al área que proporciona agua a un talud, la cual determina la cantidad de agua de escorrentía que en el momento de una lluvia puede afectar su estabilidad y está directamente relacionada con la geometría del talud. El tamaño, la forma, y la cobertura vegetal de la cuenca tributaria, afectan la cantidad de agua de escorrentía y sus características de concentración.

De las características de la cuenca tributaria puede depender la cantidad de agua infiltrada y la posibilidad de erosión de la superficie del talud. En algunos casos se ha logrado estabilizar taludes sujetos a erosión, con la construcción de una zanja de coronación que controle el agua proveniente de la cuenca tributaria.

En el estudio de una cuenca tributaria se debe tener en cuenta entre otros los siguientes factores:

1. Direcciones a lo largo de las cuales el agua se concentra formando corrientes.
2. Carácter predominante de la vegetación que la cubre.
3. Extensión de la cuenca tributaria.
4. Cálculo aproximado de las cantidades de agua que la cuenca le aporta al talud.

La extensión de una cuenca puede deducirse fácilmente de mapas o aproximadamente de la inspección ocular del talud. Su magnitud se expresa normalmente en hectáreas.

Para la caracterización de la cuenca tributaria de un talud se recomienda elaborar un plano indicando la localización de las corrientes de agua superficial.

### **La Erosión.**

La erosión hídrica es un fenómeno ocasionado por acción de fuerzas hidráulicas, las cuales actúan sobre las partículas de suelo produciendo su

desprendimiento y posterior transporte. La erosión comprende el desprendimiento, transporte y posterior depósito de materiales de suelo o roca por acción de la fuerza del agua en movimiento. El proceso puede ser analizado iniciando por el despegue de las partículas de suelo, debido al impacto de las gotas de lluvia. Adicionalmente, ocurre el proceso de flujo superficial en el cual las partículas removidas son incorporadas a la corriente y transportadas talud abajo.

Si la “velocidad” de escorrentía es superior a la velocidad máxima erosionante, se produce erosión superficial. La velocidad de escorrentía depende de la pendiente, la intensidad de la lluvia, la cantidad de agua presente y la rugosidad de la superficie del terreno.

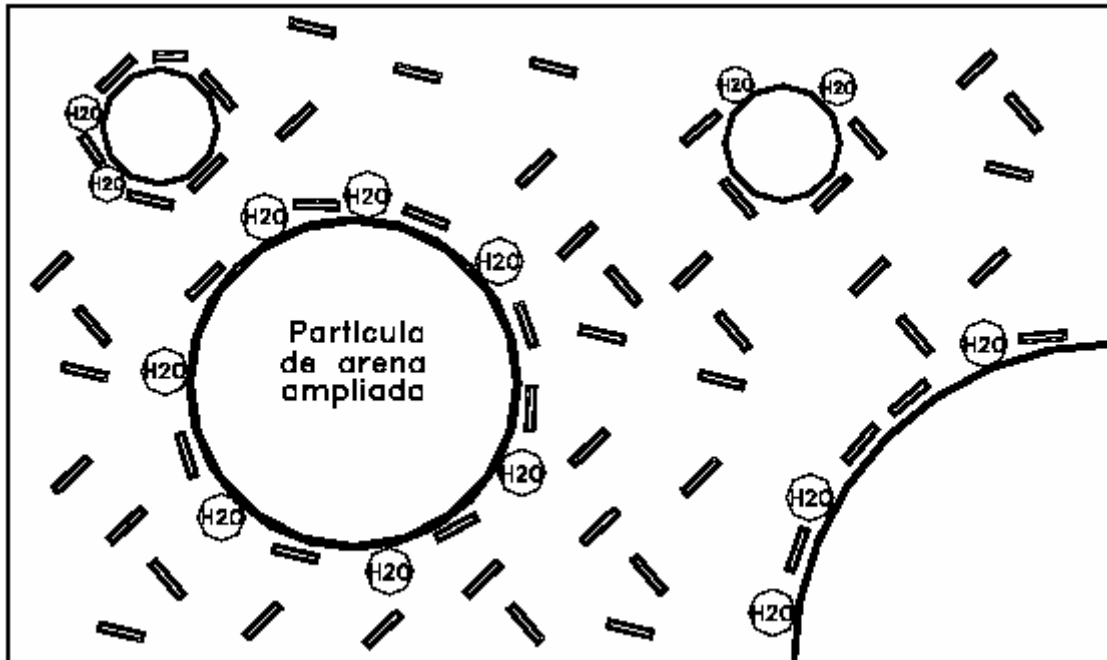
Si el gradiente hidráulico interno es alto se puede producir transporte intenso de partículas, produciéndose pequeños conductos que al ampliarse desestabilizan el talud. Si el suelo superficial es erosionable, puede desprender las partículas de suelo, formando cavernas que posteriormente producen aumento de la pendiente del talud y descargue del mismo, produciéndose deslizamientos de masa.

### **Proceso Hidrogeoquímico de Erosión**

El problema de la erosión no es un problema de corte profundo, sino un problema de fuerzas en la superficie del suelo; la influencia de la geometría y la localización de las partículas tienen gran influencia. Las partículas de suelo son soltadas o separadas entre sí por fuerzas electroquímicas. En este caso las propiedades químicas del suelo y del agua juegan un papel muy importante.

La susceptibilidad a la erosión en los suelos tropicales obedece a un proceso hidrogeoquímico, en el cual la microestructura de la mezcla de partículas granulares y arcillosas juega un papel fundamental.

Se ha observado, además, al microscopio que las partículas de arena y grava dentro de la masa de suelo generalmente, están recubiertas por una microcapa delgada de arcilla. Esta microcapa se hidrata en los procesos de humedecimiento y las partículas granulares quedan prácticamente sueltas, a pesar de que se mantiene una cementación interna dentro de la matriz.



**FIG. 2.2.5** En suelos mixtos existen fuerzas de repulsión entre las partículas de arcilla y de arena.

### **Erosionabilidad**

La susceptibilidad de un suelo a sufrir procesos de erosión se le conoce con el nombre de “erosionabilidad” y tiene relación con las propiedades físico-químicas del suelo y su estructura inter-partículas, la cual es especialmente compleja en los suelos tropicales.

La erosionabilidad de un grupo de suelos afectado por procesos intensos de erosión intensa, se ha encontrado que depende de la mezcla e interrelación de las partículas granulares con las arcillosas. Los porcentajes de arcilla activa, son generalmente pequeños y la erosión es diferencial, de acuerdo a la composición y estructura del suelo.

La susceptibilidad de un suelo a sufrir procesos de erosión varía de acuerdo con las características geológicas, mineralógicas, del suelo y del perfil de meteorización de la formación, la topografía y la cobertura vegetal.

La vegetación contribuye sustancialmente a bajar el nivel de amenaza y el riesgo de ocurrencia de la erosión. La lluvia es parcialmente interceptada por el



follaje, amortiguando el impacto de las gotas de lluvia contra la superficie del suelo. Adicionalmente, las raíces refuerzan las capas subsuperficiales del perfil, creando una malla de refuerzo que protege contra los efectos del flujo de agua.

#### **2.2.4 ESFUERZOS EN UNA MASA DE SUELO.**

##### **Concepto de esfuerzo efectivo**

Una masa de suelo saturada consiste de dos fases distintas: el esqueleto de partículas y los poros entre partículas llenos de agua. Cualquier esfuerzo impuesto sobre el suelo es soportado por el esqueleto de partículas y la presión en el agua. Típicamente, el esqueleto puede transmitir esfuerzos normales y de corte por los puntos de contacto entre partículas y el agua a su vez puede ejercer una presión hidrostática, la cual es igual en todas las direcciones. Los esfuerzos ejercidos por el esqueleto solamente, se conocen como esfuerzos efectivos y los esfuerzos hidrostáticos del agua se les denomina como presión de poros.

Los esfuerzos efectivos son los que controlan el comportamiento del suelo y no los esfuerzos totales. En problemas prácticos el análisis con esfuerzos totales podría utilizarse en problemas de estabilidad a corto plazo y las presiones efectivas para analizar la estabilidad a largo plazo. Desde el punto de vista de la relación esfuerzo – deformación, en estabilidad de taludes se deben tener en cuenta dos tipos de resistencia:

##### **1. Resistencia máxima o resistencia pico**

Es la resistencia al corte máxima que posee el material que no ha sido fallado previamente, la cual corresponde al punto más alto en la curva esfuerzo - deformación.

La utilización de la resistencia pico en el análisis de estabilidad asume que la resistencia pico se obtiene simultáneamente a lo largo de toda la superficie de falla. Sin embargo, algunos puntos en la superficie de falla han alcanzado deformaciones mayores que otros, en un fenómeno de falla progresiva y asumir que actúa simultáneamente en toda la superficie de falla puede producir errores en el análisis.

## 2. Resistencia residual

Es la resistencia al corte que posee el material después de haber ocurrido la falla. Se observó que en arcillas sobre consolidadas, la resistencia calculada del análisis de deslizamientos después de ocurridos, correspondía al valor de la resistencia residual y recomendó utilizar para el cálculo de factores de seguridad, los valores de los parámetros obtenidos para la resistencia residual  $\phi_r$  y  $c_r$ . Sin embargo, en los suelos residuales la resistencia pico tiende a ser generalmente, muy similar a la resistencia residual.

Otro factor que determina las diferencias entre la resistencia pico y residual es la sensibilidad, la cual está relacionada con la pérdida de resistencia por el remoldeo o la reorientación de las partículas de arcilla.

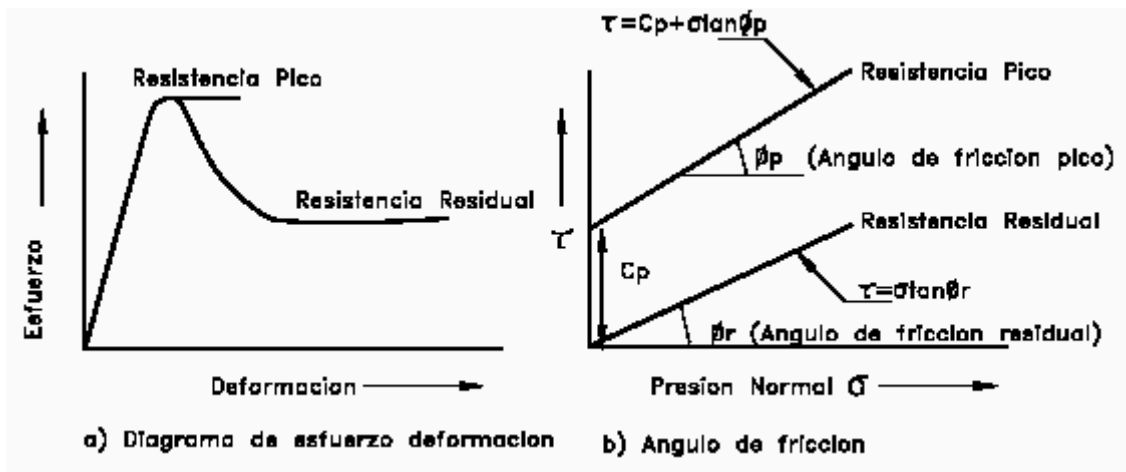


FIG. 2.2.6 Resistencias Pico y residual.

En arenas, gravas y limos no plásticos que se denominan como suelos granulares, la cohesión es muy baja y puede en muchos casos considerarse de valor cero y el ángulo de fricción depende de la angulosidad y tamaño de las partículas, su constitución, mineralogía y densidad. Generalmente, el ángulo de fricción en suelos granulares varía de  $27^\circ$  a  $42^\circ$ , dependiendo del tipo de ensayo que se realice. Por ejemplo, en un ensayo Triaxial drenado el ángulo de fricción es  $4^\circ$  a  $5^\circ$  menor que el medido en un ensayo de Corte Directo. En arcillas normalmente consolidadas y limos arcillosos se puede considerar la fricción igual a cero y la cohesión como el valor total del esfuerzo de resistencia obtenida.

En suelos residuales generalmente, predominan las mezclas de partículas granulares y arcillosas y el ángulo de fricción depende de la proporción grava-arena-limo y arcilla y de las características de cada tipo de partícula presente.

### **Parámetros de presión de poros**

El análisis de esfuerzos efectivos requiere del conocimiento de las presiones de poro en el campo. Estas presiones de poro pueden ser estimadas si los cambios de Esfuerzo dentro del suelo se pueden determinar. Para esta estimación se pueden utilizar los parámetros de presión de poros A y B propuestos por Skempton (1954) para calcular las presiones de poro en exceso.

$$\Delta u = B[\Delta\sigma_3 + A(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)] \quad \text{EC. 2.2.4}$$

Donde:

u = Exceso de presión de poros

A = Parámetro de presión de poros A

B = Parámetro de presión de poros B

$\sigma_1$  = Cambio en el esfuerzo principal mayor

$\sigma_3$  = Cambio en el esfuerzo principal menor.

Los parámetros A y B deben ser determinados de ensayos de laboratorio o seleccionados de la experiencia. Para suelos saturados B se acerca a 1.0 pero su valor disminuye drásticamente con la disminución en el grado de saturación. Los valores del parámetro A dependen de las deformaciones y generalmente, alcanzan valores máximos en el momento de la falla. Suelos normalmente consolidados tienden a generar excesos de presión de poros positivos durante el corte, en contraste los suelos sobreconsolidados pueden esperarse que generen presiones en exceso negativas. La tabla muestra valores típicos de parámetro A en el momento de la falla.

**CUADRO 2.2.2 Valores típicos del parámetro A**

Tipo de arcilla	Valor del parámetro A de Skempton
Altamente sensitiva	0.75 a 1.5
Normalmente consolidada	0.5 a 1.0
Arcilla arenosa compactada	0.25 a 0.75
Arcilla ligeramente sobreconsolidada	0.0 a 0.5
Arcillas gravosas compactadas	- 0.25 a +0.25
Arcillas muy sobreconsolidadas	-0.5 a 0.0

El valor de A está muy influenciado por el nivel al cual el suelo ha sido previamente deformado, el esfuerzo inicial del suelo, la historia de esfuerzos y la trayectoria de esfuerzos, tales como carga y descarga (Lambe y Whitman, 1969).

### 2.2.5 RESISTENCIA CORTANTE DE LOS SUELOS

El problema de la determinación de la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos puede decirse que constituye uno de los puntos fundamentales de toda la Mecánica de Suelos. En efecto, una valoración correcta de este concepto constituye un paso previo imprescindible para intentar, con éxito, cualquier aplicación de la Mecánica de Suelos al análisis de estabilidad de taludes.

La modelación o representación matemática del fenómeno de falla al cortante en un deslizamiento se realiza utilizando las teorías de la resistencia de materiales. Las rocas y los suelos al fallar al corte se comportan de acuerdo a las teorías tradicionales de fricción y cohesión, según la ecuación generalizada de Coulomb:

$$\tau = c' + (\sigma - \mu) \tan \phi' \text{ (Para suelos saturados)}$$

$$\tau = c' + (\sigma - \mu) \tan \phi' + (\mu - \mu_a) \tan \phi'' \text{ (para suelos parcialmente saturados)}$$

Ec.2.2.5

Donde:

$\tau$  = Esfuerzo de resistencia al corte

$c'$  = Cohesión o cementación efectiva

$\sigma$  = Esfuerzo normal total

$\mu$  = Presión del agua intersticial o de poros

$\mu_a$  = Presión del aire intersticial

$\phi'$  = Angulo de fricción interna del material

$\phi''$  = Angulo de fricción del material no saturado.

El análisis de la ecuación de Coulomb requiere predefinir los parámetros, ángulo de fricción y cohesión, los cuales se consideran como propiedades intrínsecas del suelo. La presencia del agua reduce el valor de la resistencia del suelo dependiendo de las presiones internas o de poros de acuerdo a la ecuación de Coulomb, en la cual el factor  $u$  está restando al valor de la presión normal. La presión resultante se le conoce con el nombre de presión efectiva  $\sigma'$

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

$\phi'$  = Ángulo de fricción para presiones efectivas.

$c'$  = Cohesión para presiones efectivas.

### **Angulo de Fricción**

El ángulo de fricción es la representación matemática del coeficiente de rozamiento, el cual es un concepto básico de la física:

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

El ángulo de fricción depende de varios factores entre ellos algunos de los más importantes son:

- a. Tamaño de los granos
- b. Forma de los granos
- c. Distribución de los tamaños de granos
- d. Densidad

### **Cohesión.**

La cohesión es una medida de la cementación o adherencia entre las partículas de suelo. La cohesión en mecánica de suelos es utilizada para representar la resistencia al cortante producida por la cementación, mientras que en la física este término se utiliza para representar la tensión.

En suelos eminentemente granulares en los cuales no existe ningún tipo de cementante o material que pueda producir adherencia, la cohesión se supone igual a cero y a estos suelos se les denomina Suelos no Cohesivos.

## **Cohesión aparente**

En los suelos no saturados el agua en los poros produce un fenómeno de adherencia por presión negativa o fuerzas capilares. Esta cohesión aparente desaparece con la saturación.

### **2.2.6 PRESIÓN LATERAL DE LOS SUELOS.**

Los taludes verticales o casi verticales de suelo son soportados por muros de retención, tablestacas en voladizo vertical, ataguías de tablestacas, cortes apuntados y otras estructuras similares. El adecuado diseño de estas estructuras requiere la estimación de la presión lateral de tierra, que es una función de varios factores tales como: a) el tipo y magnitud del movimiento de los muros, b) los parámetros de resistencia cortante de los suelos, c) el peso específico del suelo y d) las condiciones de drenaje en el relleno.

#### **2.2.6.1 Calculo De Los Empujes De Tierra.**

Ya desde antes de 1640, Galileo señaló la diferencia entre sólidos, semi-líquidos y líquidos. Este naturalista aseveraba que los semi-líquidos, a diferencia de los líquidos mantienen su forma cuando se les apila, y que, si se les hace un hueco o cavidad en la superficie, la agitación hace que se rellene el hueco, mientras que en los sólidos, la cavidad no se rellena. Esta es una descripción muy burda de la propiedad llamada pendiente natural de los materiales granulares, una propiedad muy fácil de observar en arenas limpias y secas, aunque los suelos o terrenos con diversas cantidades de arcilla y humedad tienen diferentes pendientes. Es importante no confundir el ángulo de reposo natural con el ángulo de fricción interna.

Fue Coulomb (1773) quien aplicó a los suelos las leyes fundamentales de la fricción. Él descubrió que la resistencia a lo largo de una superficie de falla dentro de un suelo es función tanto de la carga por unidad de área como de la superficie de contacto. Puede considerarse como la primera contribución importante a la Mecánica de Suelos.

La resistencia de los suelos a la deformación depende, sobre todo, de su resistencia a la fuerza cortante ( $s$ ). Esta resistencia equivale, a su vez, a la suma de dos componentes:

*Fricción ( $\phi$ ) y cohesión ( $c$ ).* La resistencia friccional surge de la irregularidad de los contactos entre partículas y es proporcional a la fuerza perpendicular entre ellas. La cohesión que es la resistencia máxima a la tensión de un suelo, es resultado de las fuerzas de atracción que hay entre gránulos en contacto íntimo y no depende de la presión normal. Sin embargo es muy raro encontrar esta cohesión verdadera; lo más común es que los suelos tengan cierta resistencia friccional.

El primer intento para calcular la presión de tierras sobre elementos de soporte con metodología científica fue desarrollada por *Coulomb* sobre la hipótesis de que la tierra es incompresible, que su deformación antes de la falla es despreciable y que la falla ocurre a lo largo de superficies planas de deslizamiento; la resistencia al esfuerzo cortante del suelo fue, naturalmente, interpretada por *Coulomb* por medio de su propia ecuación.

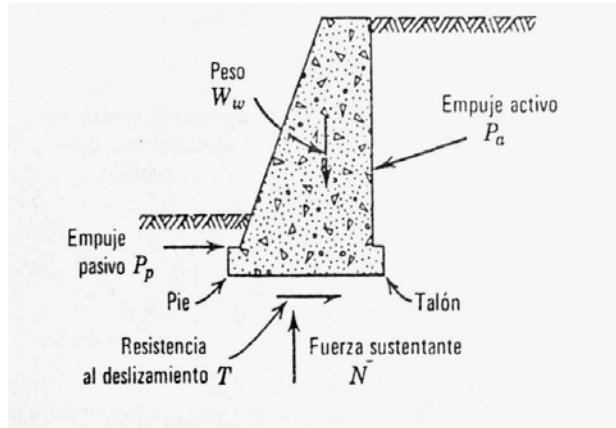
$$s = c + \sigma \operatorname{tg} \phi \quad \text{EC. 2.2.6}$$

Las teorías y métodos de cálculo expuestos por *Coulomb* atrajeron gran atención de parte de todos los ingenieros cuyas prácticas, hasta entonces ciegamente empíricas, frecuentemente culminaban en fracasos, y desde entonces su influencia ha sido notoria en el campo teórico inclusive hasta nuestros días. Hasta hace algunos años, en que los avances generales de la Mecánica de Suelos introdujeron ideas nuevas en este campo específico, pues entre teoría y realidad se marcó un claro divorcio.

#### **2.2.6.2 Estados De Rankine Activo Y Pasivo.**

Como primer paso para el cálculo del empuje activo y de la resistencia pasiva, se calcularon las condiciones de equilibrio límite para el estado geo-estático de presiones que se producen en el suelo dependiendo de su naturaleza.

Las fuerzas que se originan al interior de la masa de suelo, así como la forma de la sección del muro de retención se muestran en la siguiente figura.



**FIG. 2.2.7 Esquema de fuerzas actuantes en un muro de retención.**

Una masa de suelo está en estado de equilibrio plástico si cada punto de la misma se encuentra al borde de la rotura. Rankine investigó los estados de tensión correspondientes a aquellos estados de equilibrio plástico que se producen simultáneamente en todos los puntos de una masa semi-infinita de suelo sujeta solo a su propio peso. La consideración de los estados de equilibrio plástico, aplicables a una masa semi –infinita, tiene como propósito principal servir de introducción a estados más complicados de equilibrio plástico, que son los que tienen importancia práctica. Los coeficientes de empuje pasivo  $K_P$  y empuje activo  $K_A$  según la teoría de Rankine quedan definidos por las siguientes expresiones matemáticas.

$$K_A = \operatorname{tg}^2 ( 45^\circ - \Phi/2 ). \quad \text{Ec. 2.2.7}$$

$$K_P = \operatorname{tg}^2 ( 45^\circ + \Phi/2 ). \quad \text{Ec. 2.2.8}$$

### **2.2.6.3 Uso De La Teoría De Empujes Para Diseño De Muros De Retención.**

El muro de retención se suele utilizar para formar la pared permanente de una excavación, siempre que las condiciones de espacio hagan impracticable el formar un talud. Estas condiciones se presentan, por ejemplo, cuando va existir una carretera o una zona de edificación inmediatamente adyacente a una excavación. Para construir el muro, se forma un talud provisional al borde de la excavación, se construye el muro y a continuación se rellena el espacio comprendido entre el trasdós o respaldo del muro y el talud provisional. Actualmente los muros de retención pueden ser construidos además de mampostería de piedra de:



mampostería de elementos prefabricados, concreto simple y concreto reforzado; la elección de los materiales dependerá de las exigencias de resistencia, espacio y economía.

El “*Empuje Activo*” que se desarrolla al colocar el relleno y cuando actúan otras sobrecargas sobre la superficie del terreno, tiende a empujar el muro hacia el exterior. Este movimiento hacia fuera es contrarrestado por la *resistencia al deslizamiento* en la base del muro por el “*Empuje Pasivo*” del suelo por delante del pie del muro. El empuje activo también tiende a volcar el muro en torno a su pie. Este vuelco es contrarrestado por el peso del muro y la componente vertical del empuje activo. Así pues, el peso del muro es importante por dos conceptos: se opone al vuelco y da lugar a una resistencia al deslizamiento en la base. Un muro de este tipo se denomina como muro de gravedad debido a que resiste por su peso.

Las magnitudes de las fuerzas que actúan sobre un muro no pueden determinarse únicamente a partir de la estática y además estas magnitudes resultarán afectadas por las secuencias de las operaciones de construcción y relleno. De aquí que el proyecto de un muro de este tipo se basa no sólo en un cálculo para determinar las posibles fuerzas sino en el cálculo de las fuerzas que existirían si el muro comenzase a fallar, es decir a girar o a deslizarse hacia el exterior.

Cuando un talud es inestable, se recomienda, con cierta frecuencia, su retención por medio de muros; la solución en general es costosa y debe compararse con otras soluciones alternativas. En general, se debe cuidar que la cimentación del muro quede por debajo de la superficie de falla; se debe prevenir contra el peligro que se presenta durante la construcción, al remover el suelo al pie del talud, cuando se va a cimentar la estructura y debe dotársele de buen drenaje. Para garantizar su estabilidad debe analizarse en el diseño la seguridad al deslizamiento, al volcamiento y la falla por capacidad de carga. En términos generales el diseño de una estructura de retención requiere de evaluaciones cuidadosas durante la construcción de la obra; más cuando las estructuras sean más altas y cuanto más plástico sea el suelo.

Al proyectar estructuras de sostenimiento, el ingeniero debe asegurar solamente que no se producirá el colapso o falla. Desplazamientos de varios centímetros o incluso decenas de varios centímetros no tienen mayor importancia en la mayoría de los casos, siempre que se asegure que no se producirán repentinamente desplazamientos más grandes. Por ello, el método para el proyecto de estructuras de retención suele consistir en analizar las condiciones que existirían en una condición de falla, introduciendo convenientes factores de seguridad para evitar el colapso. Este método se conoce como diseño límite y requiere la utilización de la *mecánica del equilibrio límite*.

La humedad y el contenido de arcilla de un suelo tiene mucha importancia en los problemas prácticos de diseño de muros de retención; sin embargo, los métodos desarrollados para suelos granulares secos constituyen la base de los procedimientos teóricos, los cuales son utilizados con ciertas modificaciones en las formulaciones en casos particulares más complicados.

### **2.2.7 RIESGOS GEOLÓGICOS.**

Los procesos geodinámicos que afectan a la superficie terrestre dan lugar a movimientos del terreno de diferente magnitud y características, que pueden constituir **riesgos geológicos** al afectar, de una forma directa o indirecta a las actividades humanas.

Fenómenos tan variados como la erosión, disolución, movimientos sísmicos, erupciones volcánicas, y precipitaciones pueden producir deslizamientos y desprendimientos en laderas, coladas de tierra, aterramientos, hundimientos, subsidencias, y otros de tipos de movimientos de masa. Estos movimientos del terreno son el reflejo del carácter dinámico del medio geológico y de la evolución natural del relieve, pero también pueden ser provocados o desencadenados por el hombre al interferir con la naturaleza y modificar sus condiciones.

Los movimientos del terreno, desde un deslizamiento de cierta magnitud hasta un terremoto de gran intensidad, causan en ocasiones cifras muy elevadas de víctimas y pérdidas económicas. Por lo que la ciencia moderna debe estudiar

sus causas y poder de esta forma prevenir y/o mitigar en la medida de lo posible estas devastadoras manifestaciones geológicas.

La Ingeniería Geológica, como ciencia aplicada al estudio y solución de los problemas producidos por la interacción entre el medio geológico y la actividad humana, tiene una de sus principales aplicaciones en la *evaluación, prevención y mitigación* de los riesgos geológicos, es decir, los daños ocasionados por los procesos geodinámicos.

Los problemas derivados de la doble interacción entre el medio geológico y las actividades humanas hacen necesario el planteamiento de actuaciones adecuadas para conseguir un equilibrio entre las condiciones naturales y la ocupación del territorio, incorporando los métodos de prevención y mitigación de los riesgos geológicos a la planificación. Estas actuaciones deben partir del conocimiento de los procesos geodinámicos y del comportamiento geomecánico del terreno.

Los daños causados por los deslizamientos y los hundimientos dependen de la velocidad y magnitud de estos procesos. Los movimientos de ladera rápidos son los que ocasionan mayores riesgos y pueden causar víctimas, mientras que los lentos y subsidencias presentan menor potencial de daños. Los hundimientos causan daños cuando repercuten en la superficie. En muchas ocasiones los procesos de mayor riesgo son de pequeña escala, como los desprendimientos de bloques rocosos y los colapsos repentinos. Frente a movimientos de gran magnitud, la prevención es la actuación más efectiva para evitar riesgos.

Cuando los deslizamientos se producen como consecuencia de terremotos o tormentas que actúan con intervalos de tiempo muy irregulares, su ocurrencia no se puede predecir en el tiempo, pero sí conocerse los factores y condiciones geológicas que hacen que una zona sea susceptible, mostrando las áreas de alta peligrosidad durante una posible tormenta o terremoto. En este caso la prevención se basa en la identificación y estudio de los procesos y factores que los controlan, lo que permite la realización de mapas previsores para su aplicación a labores de ordenamiento territorial.

### **2.2.8 RIESGO Y VULNERABILIDAD DE TALUDES.**

Para evitar o reducir los riesgos geológicos e incorporar la influencia de estos a la planificación y ocupación del territorio, es necesaria la evaluación de la peligrosidad y riesgo.

La vulnerabilidad es el grado de pérdida de un determinado elemento o grupo de elementos en riesgo, como resultado de la ocurrencia de un fenómeno natural de una magnitud determinada.

El análisis de vulnerabilidad requiere de un conocimiento detallado de la densidad de población, infraestructura, actividades económicas y los efectos de un determinado fenómeno sobre estos elementos en riesgo. Este tipo de trabajos es generalmente, realizado por profesionales de disciplinas diferentes a las ciencias de la tierra.

La vulnerabilidad es afectada por la naturaleza del sitio, si está arriba o abajo el deslizamiento, y la naturaleza del elemento en riesgo. La velocidad del movimiento también afecta la vulnerabilidad, a mayores velocidades generalmente, las vulnerabilidades son mayores. Esto puede conducir a diferentes grados de daño en el camino o trayectoria de un deslizamiento. Para estructuras y personas, a mayor profundidad del deslizamiento, generalmente el daño es mayor y la vulnerabilidad mayor.

Para deslizamientos de gran velocidad no existe una guía para evaluar la vulnerabilidad, es necesario utilizar criterios relativamente subjetivos.

Algunos materiales son susceptibles a fallar por acción de un evento sísmico. Para el análisis de la susceptibilidad sísmica se deben tener en cuenta los siguientes factores:

#### **1. Subsistencia sísmica**

La subsistencia sísmica es una de las más importantes propiedades dinámicas. Esto se debe principalmente al gran volumen de poros y a la poca cementación de la estructura de estos materiales depositados por el viento. La presencia de macroporos, de tamaño varias veces mayor a la de la partícula. Generalmente, la cementación entre partículas es pobre y predominan las partículas de cuarzo.

La susceptibilidad a la subsidencia sísmica puede analizarse realizando un ensayo de consolidación dinámica, en un equipo de compresión triaxial dinámica. Cuando el esfuerzo dinámico alcanza el esfuerzo dinámico crítico (CDS) la estructura del suelo colapsa.

## **2. Fragilidad**

Algunos materiales relativamente duros tienden a desmoronarse en un evento sísmico debido generalmente, a la fragilidad del sistema de discontinuidades. Esta situación es común en suelos residuales fracturados pero poco meteorizados. Una situación similar ocurre en materiales cementados muy porosos como la piedra Pómez, en la cual la presencia de grandes poros facilita la deformación interna por acción de los esfuerzos sísmicos y se produce la falla de la cementación interna de las partículas. Un caso muy común de falla en eventos sísmicos corresponde a los taludes de fuerte pendiente en suelos granulares no muy cimentados. Generalmente, estas fallas ocurren a tensión produciéndose grandes grietas, las cuales producen deslizamientos de tierra.

Las grietas de tensión aparecen entre 15 y 30 metros detrás de la corona en taludes hasta de 100 metros de altura. Estudios dinámicos realizados por Ashford y Sitar (1994) muestran una reducción entre el 85 y el 90% de la resistencia estática simple en el caso de carga cíclica.

## **3. Licuabilidad**

Es la facilidad con que un suelo puede perder toda su resistencia al cortante y comportarse como un líquido. Esta susceptibilidad es propia de los limos o arenas no cementados saturados que se encuentran a poca profundidad. Los rellenos aún compactados son materiales muy susceptibles a licuación.

Para determinar la susceptibilidad de un suelo a licuación existen varios criterios (Kramer, 1996):

### **a. Criterio geológico**

Los depósitos de suelo que son susceptibles a licuación son los materiales uniformes granulares sueltos tales como depósitos fluviales, coluviales y eólicos saturados. La licuación se ha observado en abanicos aluviales, playas y otros depósitos de semigravedad.

La susceptibilidad a la licuación de depósitos antiguos es generalmente menor que la de los depósitos nuevos. Suelos del Holoceno son más susceptibles que los suelos del Pleistoceno.

La licuación solamente ocurre en suelos saturados, por lo tanto la profundidad del nivel de agua influye en la susceptibilidad a la licuación. La licuación es más común en los suelos donde el nivel freático se encuentra subsuperficial. Los rellenos o depósitos hechos por el hombre en estado suelto son muy susceptibles a la licuación.

### **b. Criterio composicional**

La forma, tamaño y gradación de las partículas influye en la susceptibilidad a la licuación. La plasticidad tiene un mayor efecto que el tamaño de granos, los suelos no plásticos son muy susceptibles a la licuación, especialmente los limos y las arenas finas.

Algunas arcillas también son susceptibles a la licuación de acuerdo al criterio de Wang (1979). Las arcillas susceptibles a licuación generalmente tienen las siguientes propiedades:

Fracción menor que 0.005 mm = 15%

Límite líquido = 35%

Contenido de agua = 0.9 LL

Índice de liquidez = 0.75.

Las gravas también son susceptibles a la licuación, aunque en menor proporción que las arenas. La susceptibilidad a la licuación también es influenciada por la graduación. Los suelos bien graduados son generalmente, menos susceptibles que los suelos pobremente graduados. Los suelos de partículas redondeadas son más susceptibles que los suelos con granos angulares.

### **c. Criterio de estado**

La susceptibilidad a la licuación depende del estado en que se encuentre el material, esfuerzos, densidad, relación de vacíos. La licuación puede ocurrir en una masa de suelo o puede ocurrir a lo largo de una superficie o línea de falla en las cuales los esfuerzos de cortante son el factor preponderante. En el primer caso, la licuación tiene como resultado un cambio de volumen o asentamiento y en el segundo, se produce un deslizamiento o falla al cortante.

### **4. Dilatancia**

La deformación asociada con un esfuerzo sísmico es muy importante en suelos granulares y en los enrocados de grandes presas. Se observa en presas de enrocado que la aceleración en la parte superior del terraplén es varias veces mayor que la aceleración en su base y en ocasiones excede el coeficiente sísmico de diseño. Lo que ocurre en estos casos es que el conjunto de partículas gruesas que conforman el enrocado es generalmente, muy resistente a la deformación y aunque se presenta un estado crítico de aceleración, la deformación generada no alcanza a producir la falla.

Se han realizado ensayos dinámicos hasta la falla de modelos de taludes en forma de terraplén, suelos granulares y se ha observado que el terraplén empieza a fallar con una dilatancia visible. La aceleración que produce la falla al cortante de una superficie depende de la frecuencia de la excitación sísmica y del tamaño de los granos y la falla no ocurre hasta que se ha generado una dilatancia considerable.

### **5. Amplificación por Efecto Topográfico**

Los efectos aparentes de amplificación topográfica fueron observados por Celebi (1987) en el sismo de Chile de 1985 de magnitud 7.8, notándose amplificaciones espectrales hasta de 10 en taludes de 20 metros de altura.

Boore (1972) realizó estudios numéricos de la respuesta sísmica de los taludes de gran altura y concluyó que el movimiento en el talud consistía en tres fases: una onda directa, una onda reflejada, y una onda difractada. El resultado mostró que

había una amplificación importante en la parte alta del talud y que a lo largo de los lados del talud podría ocurrir amplificación y atenuación dependiendo en la geometría del talud y la frecuencia del movimiento. La amplificación tenía un valor hasta del 100% y disminuía con el ángulo del talud y la longitud de onda.

Sitar y Clough (1983) encontraron que las aceleraciones tienden a amplificarse en la cercanía de la cara del talud y la amplificación topográfica varía entre 40 y 76%. La mayor amplificación ocurre en la cresta del talud cuando la frecuencia del sismo está cercana a la frecuencia natural de la topografía.

Sitar (1997) menciona un caso en Santa Mónica donde las aceleraciones amplificadas llegaron a obtener valores de 0.93g. de aceleración horizontal y 0.25g. de aceleración vertical, los cuales produjeron deslizamientos importantes. Estas fallas ocurrieron en depósitos de edad Cuaternario de arena pobremente cementada, en taludes de 40 a 60 metros de altura y pendientes de 45° a 60°. Las fallas más severas ocurrieron generalmente, hasta una distancia de 50 metros de la cresta de los taludes, cantidad aproximadamente igual a la altura de los mismos y, la mayoría de las fallas ocurrieron hasta 100 metros arriba de la cresta. Este ejemplo de amplificación demuestra el gran efecto que tiene la topografía sobre el comportamiento sísmico de los suelos. Ashford (1997) concluyó que el efecto de un talud fuerte sobre la respuesta sísmica puede ser normalizado como una función de la relación entre la altura del talud y la longitud de la onda sísmica. Considerando, el efecto del ángulo del talud es aparente que la amplificación tiende a aumentar en taludes de más de 60° y disminuye con el ángulo de inclinación.

### **2.2.9 CRITERIOS DE SEGURIDAD EN INGENIERÍA GEOLÓGICA.**

Es práctica habitual en ingeniería geotécnica estimar la seguridad frente a condiciones geológicas y geotécnicas mediante un coeficiente de seguridad, que indica de forma determinista la relación entre fuerzas estabilizadoras y las desestabilizadoras con respecto a una situación de equilibrio límite. El factor de seguridad FS puede definirse como el coeficiente por el cual debe reducirse la resistencia al corte del terreno para que un talud alcance el estado de equilibrio



límite (Morgenstern, 1991). El valor elegido para este coeficiente depende del grado de conocimiento de los parámetros de resistencia del terreno, presiones hidrostáticas, superficies de rotura potenciales y magnitud de las fuerzas externas que actúan o podrían actuar sobre el terreno.

Cuando después de todo el proceso de cálculo y diseño se llega a un valor de Factor de seguridad (FS) del orden de 2,0 o superior todo el mundo queda satisfecho y se olvida el asunto. En la banda contraria, si se está hacia el 1,1 también queda clara la decisión. Pero si el resultado queda por debajo de más o menos 1,5 y por encima de 1,2 se entra en la franja que, según algunos, debería estar prohibida.

Por otra parte todo el que ha tenido que tomar una decisión con un Factor de Seguridad (FS) en esa banda sabe lo difícil que resulta, pues ya se ha dicho que no hay una normativa en la que descargar responsabilidades. Y no puede haberla porque el nivel de confianza en un resultado depende de los sucesivos niveles de confianza asumidos a lo largo de todo el proceso. Si la fase de investigación ha sido exhaustiva, y se tiene confianza en que la modelización se ha llevado a cabo de forma correcta, no surge la más mínima duda a la hora de tomar una decisión, pero si han quedado lagunas en el proceso, el valor que se obtenga carece de importancia porque es ficticio. Suponiendo que todas las fases se han cubierto con suficiente garantía, el valor que se tome aceptable depende, en primer lugar, del nivel de riesgo, y después de la magnitud de las actuaciones implicadas, ya que en la propia esencia de la Ingeniería se encuentra el buscar un equilibrio entre inversión y resultados. No es infrecuente que se lleguen a plantear soluciones faraónicas para salvar una situación que, simplemente, puede obviarse.

Todas estas circunstancias hacen que no se puedan tabular las decisiones en función del Factor de Seguridad. Lo importante a considerar es que este último debe ser tomado como un parámetro estadístico, y que no necesariamente un valor para el factor de seguridad (FS) de 0,9 significa catástrofe irremediable, sino que hay una probabilidad muy alta de que realmente ocurra, aunque es evidente que nadie en su sano juicio aceptaría ese valor.

Para el caso en donde se encuentren factores de seguridad menores que uno, será necesario llevar un procedimiento de construcción muy cuidadoso, ejecutarlo por pasos, con bermas laterales, particularmente en el caso de turbas o rellenos suaves.

#### **2.2.10 PREVENCIÓN DE RIESGOS POR MOVIMIENTOS DE SUELO Y MITIGACIÓN DE RIESGOS.**

La prevención de los riesgos geológicos consiste en prever o conocer con anticipación la ocurrencia de un fenómeno, en tiempo y lugar (por lo general se conoce únicamente el lugar), con el fin de:

- Evitar el proceso.
- Controlar o “frenar” dicho proceso.
- Avisar, prepararse o protegerse de él.

El tipo de actuación dependerá de las características del proceso, de su velocidad y de su magnitud.

La prevención se basa en el conocimiento de las características y leyes de los procesos, en el análisis de datos del pasado, observaciones científicas y monitorización y detección de las anomalías y cambios en parámetros físicos y fenómenos precursores. El término predicción, tiene como significado ser un anuncio de lo que va a ocurrir, aunque en la realidad no se ha logrado una gran eficacia en términos de desastres geotécnicos.

Es posible conocer las zonas o lugares donde actúan y actuarán los procesos geológicos, por ejemplo las zonas sísmicas, de actividad volcánica o susceptibles a deslizamientos de tierra. Sin embargo, algunos procesos no se pueden predecir en el tiempo, evitar y controlar; por lo que, en caso de constituir un riesgo potencial, sólo se puede actuar protegiéndose de él y mitigando sus efectos.

La mitigación consiste en moderar o disminuir las pérdidas y daños mediante el control del proceso, en los casos en que esto sea posible, y/o la protección de los elementos expuestos, reduciendo su vulnerabilidad.

Por otro lado cuando los efectos no son de gran magnitud, velocidad y extremadamente violentos existen también medidas preventivas, aunque bajo este concepto se incluyen además las acciones encaminadas a evitar los procesos geológicos y sus efectos, a diferencia de la mitigación que únicamente trata de reducir sus efectos adversos ya que es incapaz de evitar la ocurrencia del proceso geológico.

Existen zonas que potencialmente pueden ser afectadas por un proceso de gran intensidad o magnitud que no deberían ser ocupadas en ningún caso. Para identificar estas zonas, o las que pueden ocuparse con restricciones o condiciones, es necesario realizar mapas de susceptibilidad y/o peligrosidad, en donde se divide el territorio según su grado de peligro potencial. Son asimismo necesarios los estudios geológicos previos a la utilización del territorio o la construcción de las infraestructuras.

#### **2.2.11 INVESTIGACIÓN DE DESLIZAMIENTOS**

Las propiedades de los suelos, así como los parámetros de diseño pueden obtenerse y desarrollarse por un ingeniero geotecnista que esté familiarizado con terraplenes y taludes.

Para un adecuado diseño de suelos, taludes y terraplenes reforzados deberán de realizarse trabajos de exploración y muestreo en campo, obteniendo una clara estratigrafía, sobretodo en donde existan suelos erráticos. Es importante determinar con precisión el nivel de aguas freáticas y las presiones piezométricas en la vecindad. Debe de reportarse la presencia de cualquier flujo peligroso, gases o actividad microbiológica.

La presencia, probabilidad y magnitud de la actividad sísmica en el sitio donde se construirá el terraplén, muro o talud, deberá de ser evaluada. Como mínimo, en el diseño por sismo deberá de considerar las aceleraciones horizontal y vertical.

La investigación de los procesos de deslizamiento por inestabilidad de laderas requiere la identificación de los procesos, el estudio de las causas, de los factores que las controlan y el análisis de los movimientos.

Los reconocimientos geológicos son necesarios para la selección de la metodología para la solución del problema de inestabilidad. Los resultados de las investigaciones in situ permiten abordar los trabajos de prevención y los análisis de estabilidad para el diseño de medidas estabilizadoras para mitigar los riesgos, así como también otras aplicaciones directas de ingeniería civil.

La investigación de una ladera, talud o deslizamiento consiste en obtener toda la información posible sobre las características topográficas, geológicas, geotécnicas y ambientales que permitan realizar un diagnóstico de los problemas lo más preciso posible y un diseño efectivo de solución. Para el propósito de la investigación es necesario conocer cuáles son los parámetros básicos que afectan la estabilidad.

#### **2.2.11.1 Parámetros Geométricos.**

La conformación topográfica del talud: altura, pendiente, curvatura, largo y ancho, actuando en forma conjunta o separada, afectan la estabilidad de un talud, por cuanto determinan los niveles de esfuerzos totales y las fuerzas de gravedad que provocan los movimientos.

La topografía puede controlar la ruta de meteorización y la ruta de infiltración y movimiento de agua a través del material del talud, afectando la cantidad de agua disponible, lo cual determina la ocurrencia y características de los niveles freáticos.

El nivel de esfuerzos es también determinado por el volumen y ubicación de los bloques o masas de materiales, factores que dependen de las características topográficas. Entre los parámetros topográficos a estudiar se pueden extraer los siguientes:

##### **1. Pendiente**

Los perfiles más profundos de meteorización se encuentran en los taludes suaves más que en los empinados. Para cada formación, en un estado determinado de meteorización existe un ángulo de pendiente a partir del cual un talud es inestable.

Mientras algunos suelos residuales de origen ígneo permiten ángulos del talud superiores a 45°, en Lutitas meteorizadas saturadas éste no debe exceder los 20° y hasta valores de la mitad del ángulo de fricción. Según Skempton, teóricamente en suelos granulares limpios y secos el ángulo de inclinación del talud con la horizontal no debe sobrepasar el del ángulo de fricción del material.

## **2. Curvatura**

Se define como concavidad o convexidad ya sea tanto en sentido longitudinal como transversal y afecta el equilibrio de la masa en sí, así como la capacidad de infiltración y de erosión por su efecto en la velocidad del agua de escorrentía.

## **3. Largo - ancho**

Entre más largo sea un talud, mayor recorrido tendrán las aguas de escorrentía sobre éste y por lo tanto el talud estará más expuesto a la erosión superficial.

## **4. Áreas de infiltración arriba del talud**

Es importante identificar áreas de concentración de agua arriba del talud, que coinciden con depresiones topográficas o zonas de regadío intenso. Entre más grande sea la zona que aporte agua al talud, será mayor la cantidad de agua que está afectando la estabilidad del talud.

### **2.2.11.2 Parámetros Geológicos**

La Geología generalmente, define las características o propiedades del suelo o roca. La formación geológica determina la presencia de materiales duros o de baja resistencia y las discontinuidades pueden facilitar la ocurrencia de movimientos a lo largo de ciertos planos de debilidad.

Los elementos geológicos principales a estudiar son los siguientes:

#### **1. Formación Geológica**

Los materiales de origen ígneo-metamórfico poseen un comportamiento diferente a los suelos de origen sedimentario, aluviones, coluviones, y otros.

#### **2. Estructura y discontinuidades**

En los suelos residuales y rocas la estratificación y las discontinuidades actúan como planos de debilidad o como conductores de corrientes de agua subterránea y las características de estas pueden facilitar los movimientos.

### **3. Meteorización**

La descomposición física o química produce alteraciones en la roca o suelo, las cuales modifican substancialmente los parámetros de resistencia y permeabilidad, facilitando la ocurrencia de deslizamientos.

#### **2.2.11.3 Parámetros Hidrológicos e Hidrogeológicos**

Los cambios en el régimen de aguas subterráneas actúan como detonadores de movimientos en las laderas o taludes y estos se encuentran generalmente, relacionados con las lluvias y la hidrología superficial.

En un estudio de deslizamientos se deben tener en cuenta los parámetros relacionados con la hidrogeología y en especial los siguientes factores:

##### **1. Características de las lluvias**

La ocurrencia de períodos lluviosos intensos produce ascensos en los niveles piezométricos y la saturación disminuye las tensiones capilares.

##### **2. Régimen de aguas subterráneas**

Los niveles de agua freáticas pueden fluctuar de manera considerable con el tiempo y modificar la resistencia de los materiales y el estado de esfuerzos. Es importante determinar las áreas de recarga y descarga, partiendo de la base del conocimiento del clima regional y análisis del terreno, incluyendo el tipo y distribución de la roca, fallas, fracturas, manantiales y humedales.

#### **2.2.11.4 Parámetros Geotécnicos**

##### **1- Resistencia al Cortante**

La resistencia al corte representa la modelación física del fenómeno de deslizamiento. Los parámetros de ángulo de fricción y cohesión determinan el factor de seguridad al deslizamiento de una determinada superficie dentro del terreno.

Los ángulos de fricción varían de cero en materiales muy blandos, a 50 grados en gravas angulosas o mantos de arenisca y las cohesiones de cero en materiales granulares limpios, a más de 10 Kg/cm<sup>2</sup> en suelos muy bien cementados y valores superiores en las rocas masivas.

## **2- Permeabilidad**

La permeabilidad mide la resistencia interna de los materiales al flujo del agua y puede definir el régimen de agua subterránea, concentración de corrientes, etc.

Los valores del coeficiente de permeabilidad varían de 100 cm/seg., en roca fracturada o suelos compuestos por arenas y gravas, hasta  $10^{-10}$  cm/seg., en arcillas impermeables o en pizarras y granitos sanos.

## **3- Sensitividad**

La sensitividad se define como la relación de la resistencia pico al corte entre una muestra inalterada y otra remoldeada. En algunos suelos arcillosos esta relación puede ser hasta de 4, lo que equivale a que se pierde gran parte de la resistencia al remoldearse; y en la literatura se conoce de casos catastróficos, donde por acción del cambio de esfuerzos, el suelo se remoldea in situ, pierde su resistencia y se produce el deslizamiento.

## **4- Expansividad**

Los suelos arcillosos al contacto con el agua expanden su volumen produciéndose movimientos de extensión dentro de la masa del suelo. En suelos sensitivos se puede producir pérdida de resistencia al corte por acción del remoldeo generado por el proceso expansivo, factor que se ha detectado en suelos de origen volcánico.

La expansividad de un suelo se puede medir por medio de ensayos de presión de expansión o expansión libre o por su relación con los límites de plasticidad. La expansividad de suelos arcillosos en los rellenos de juntas puede generar deslizamientos de rocas.

## **5- Erosionabilidad**

La erosionabilidad es la facilidad con la cual el suelo puede ser desprendido y transportado por acción del agua. Este factor puede afectar la estabilidad de un talud, en cuanto produce cambios topográficos desestabilizantes o genera conductos internos de erosión.

### **2.2.11.5 Parámetros Ambientales Y Antrópicos.**

El clima ejerce una influencia en la ruta de meteorización. Las reacciones químicas se duplican con cada 10°C de aumento de la temperatura. Factores tales como: evaporación, fuerzas sísmicas, vegetación y modificaciones causadas por el hombre, pueden producir alteración del talud lo cual afecta su inestabilidad.

Recomendaciones para el planeamiento del estudio detallado:

#### **1. Topografía**

Consistente en planos planimétricos con líneas de nivel y perfiles del talud.

#### **2. Geología**

Determinación del tipo de formación, estructura y meteorización.

#### **3. Agua subterránea**

Comprende los niveles piezométricos dentro del talud, las variaciones de estos niveles, las indicaciones exteriores del agua, los efectos de la actividad humana en el agua subterránea y la química del agua.

#### **4. Clima**

Debe tenerse en cuenta la precipitación, temperatura y cambios barométricos y la intensidad, horario y dirección de los rayos solares sobre el talud.

#### **5. Sismicidad y vibraciones**

Incluye la aceleración de diseño y la posibilidad de ocurrencia de estos fenómenos, así como la vibración de máquinas, tránsito de vehículos y otros.

#### **6. Historia de deslizamientos en la zona**

Procesos naturales, erosión, evidencia de movimientos en el pasado y la influencia de la actividad humana como son los cortes, rellenos, cambios en el agua, superficie, vegetación, construcción de represas y otras construcciones.

#### **7. Caracterización de movimientos**

Clasificación, estudio de las propiedades de los materiales, resistencia, permeabilidad, determinación de la superficie de falla y correlación de los movimientos con el agua subterránea, la geología, la actividad humana y otros factores importantes.



### **2.2.11.6 Descripción De Suelos Y Rocas.**

La buena descripción de los suelos y rocas presentes es uno de los factores más importantes para una buena investigación y esta debe hacerse por un profesional muy calificado y con gran experiencia. Desafortunadamente, existen diferentes esquemas de descripción que varían no solamente en los términos utilizados sino también en la definición de cada uno de ellos.

La descripción de los materiales debe incluir:

- a. Color
- b. Tamaño de granos y otros detalles de la textura,
- c. Grado de descomposición,
- d. Grado de desintegración (Microfracturación),
- e. Resistencia,
- f. Clasificación del suelo o roca,
- g. Otras características tales como fragilidad, etc.
- h. Tamaño, angulosidad, porcentaje y distribución de las partículas más duras,
- i. Espaciamiento y naturaleza de las discontinuidades (caracterización de las juntas).
- j. Estructura geológica.

### **2.2.11.7 Ensayos De Laboratorio.**

Se deben realizar ensayos que permitan obtener las propiedades de los suelos para los análisis, en tal forma que sean lo más representativos de las situaciones reales en el campo. Los ensayos comúnmente utilizados para análisis de laderas y taludes son los siguientes:

- a. Humedad o contenido de agua.
- b. Límites de Atterberg o plasticidad.
- c. Gravedad Específica.
- d. Distribución granulométrica.
- e. Resistencia al cortante.

### **2.2.12 ESTABILIDAD DE TALUDES.**

Se comprende bajo el nombre genérico de taludes cualesquiera superficies inclinadas respecto a la horizontal que hayan de adoptar permanentemente las estructuras de tierra, bien sea en forma natural o como consecuencia de la intervención humana en una obra de ingeniería. Desde este primer punto de vista los taludes se dividen en naturales (laderas) o artificiales (cortes y terraplenes).

Una vez conocidos los datos geológicos, hidrogeológicos y geométricos, tanto de la masa deslizada como de la ladera, y las propiedades geomecánicas de los materiales, pueden establecerse los modelos geológicos, hidrogeológicos y geotécnicos para llevar a cabo los análisis de estabilidad de los taludes susceptibles a deslizamientos.

La determinación cuantitativa de la estabilidad, en términos deterministas a través de la obtención de un factor de seguridad o mediante el cálculo de las relaciones tenso-deformacionales, es un requisito fundamental en los proyectos de ingeniería que conciernen con laderas inestables.

El análisis de estabilidad de taludes mediante los métodos de equilibrio límite proporcionan lo siguiente:

- El coeficiente de seguridad de la ladera, a partir del conocimiento de la superficie de rotura y de las propiedades de los materiales.
- Los parámetros resistentes,  $c$  y  $\phi$ , del plano de rotura, fijando en el modelo la superficie de deslizamiento y valor del factor de seguridad, relacionándolos entre sí.

#### **2.2.12.1 Factores Influyentes En La Estabilidad.**

Los factores que controlan los movimientos de las laderas son aquellos capaces de modificar las fuerzas internas y externas que actúan sobre el terreno.

La estabilidad de un talud está determinada por factores geométricos, geológicos, hidrogeológicos y geotécnicos o relacionados con el comportamiento mecánico del terreno. La combinación de los factores citados puede determinar la condición de rotura a lo largo de una o varias superficies, y que sea cinemáticamente posible el movimiento un de cierto volumen de masa de material.

Los factores geológicos, hidrogeológicos y geotécnicos se consideran factores condicionantes, y son intrínsecos a los materiales naturales. En los suelos, la litología, estratigrafía y las condiciones hidrogeológicas determinan las propiedades resistentes y el comportamiento del talud. Junto a los factores condicionantes de la estabilidad de los taludes, también denominados “pasivos”, existen en contraparte factores desencadenantes o “activos” que provocan la rotura una vez se cumplan ciertas condiciones. Estos últimos son factores externos que actúan sobre los suelos o macizos rocosos, modificando sus características o propiedades y las condiciones de equilibrio del talud. El conocimiento de todos ellos permitirá un correcto análisis del talud, la evaluación del estado de estabilidad del mismo y el diseño de las medidas que deberán ser adoptadas para evitar o estabilizar los movimientos.

A efecto de su incidencia en el comportamiento geomecánico de los suelos y de las rocas, los factores o agentes que controlan los movimientos de laderas pueden agruparse en aquellos que contribuyen a reducir la resistencia al corte y aquellos que incrementan los esfuerzos de corte. En la mayoría de los casos son varias las causas que contribuyen al movimiento de una ladera; aunque con frecuencia se atribuyen a la acción de algún factor desencadenante, que por lo general son las lluvias y los terremotos; lo cual refleja que las inestabilidades no se hubieran producido de no existir una serie de condiciones predeterminadas que favorezcan el fenómeno.

Dentro de los factores condicionantes están las propiedades físicas y resistentes de los materiales, directamente relacionados con la litología. Las características morfológicas y geométricas de la ladera son aspectos fundamentales para la predisposición a la inestabilidad. El relieve juega un papel definitivo, ya que es necesaria cierta pendiente para que se produzcan los movimientos gravitacionales, por lo que las regiones montañosas son las más propensas a movimientos de ladera. No obstante, en ocasiones y dependiendo de otros factores, es suficiente una pendiente muy baja para que tengan lugar dos tipos de inestabilidades, como lo son los flujos de barro y de tierra.

La estructura geológica, estratigrafía y litología determinan la potencialidad de los movimientos en los diferentes tipos de materiales y la existencia de planos de discontinuidad que pueden actuar como superficies rotura. Aspectos como la composición, resistencia, deformabilidad, grado de alteración, porosidad y permeabilidad determinan la posibilidad del terreno a sufrir roturas y desplazamiento bajo la acción de determinados factores desencadenantes.

El comportamiento hidrogeológico de los materiales está asociado a sus características litológicas y estructurales y al grado de alteración y meteorización, aspectos en íntima relación con las condiciones climáticas de una zona determinada. En regiones lluviosas es frecuente la presencia de importantes espesores de materiales alterados y meteorizados sobre los sustratos rocosos, y de niveles freáticos elevados que influyen decisivamente en las condiciones de estabilidad. El agua juega un papel negativo en la resistencia de los materiales afectando de la siguiente manera:

- Reduce la resistencia al corte por la generación de presiones intersticiales y por la reducción de los parámetros resistentes en determinados tipos de suelos.
- Aumenta los esfuerzos de corte por el incremento del peso del material y por la generación de fuerzas desestabilizadoras en las discontinuidades.

Estas son provocadas directamente por la ocurrencia de factores como las precipitaciones, los cambios en las condiciones hidrogeológicas, la modificación de la geometría, la erosión y la ocurrencia de terremotos.

#### **2.2.12.1.1 Precipitaciones Y Condiciones Climáticas.**

El desencadenamiento de los movimientos de ladera por causas meteorológicas y climáticas está relacionado fundamentalmente con el volumen, intensidad y distribución de las precipitaciones y con el régimen climático. En consecuencia debe de considerarse la respuesta del terreno a precipitaciones intensas durante horas o días, y la respuesta estacional durante el período lluvioso.

La rápida infiltración del agua lluvia, saturando el terreno superficialmente e incrementando las presiones intersticiales, explica la generación de los movimientos. La falta de vegetación en las laderas, la presencia de materiales sueltos y la existencia previa de inestabilidades juegan un papel fundamental por la mayor capacidad de infiltración y movilización de los materiales.

El desencadenamiento de nuevos deslizamientos profundos o de gran magnitud no está directamente relacionado con fenómenos meteorológicos estacionales, sino que obedece a condiciones climáticas a largo plazo, con regímenes de precipitación y condiciones de humedad suficientes para modificar de forma sustancial los niveles freáticos y el contenido del agua en el suelo. El mecanismo principal que contribuye a la inestabilidad es la elevación del nivel freático por la infiltración neta de agua, desempeñando el aumento de peso específico en el terreno. En general, cuanto menos permeables sean los suelos, menor será la influencia de las precipitaciones cortas y mayor la de régimen climático y las condiciones estacionales.

#### **2.2.12.1.2 Procesos Erosivos.**

La erosión o socavación del pie de las laderas da lugar a la pérdida de resistencia en esta zona y a la modificación del estado tensional, lo que unido a la falta de apoyo del material suprayacente puede provocar la inestabilidad y la generación de deslizamientos. La erosión puede ser también interna, debido a diferentes factores sobre la estabilidad de la ladera.

#### **2.2.12.1.3 Terremotos.**

Los terremotos pueden provocar movimientos de todo tipo en laderas, dependiendo de las características de los materiales, de la magnitud y la distancia del epicentro. Antiguos deslizamientos en condiciones cercanas al equilibrio límite pueden también ser reactivadas por las fuerzas sísmicas. Además en materiales finos y sueltos, como arenas y limos, pueden producirse procesos de licuefacción, afectando también a deslizamientos antiguos con materiales sueltos, saturados y sin cohesión.

#### **2.2.12.1.4 Acciones Antrópicas.**

Es importante la identificación de las acciones antrópicas y factores medioambientales que modifican las condiciones naturales de las laderas. Deben considerarse los casos en que los deslizamientos han sido estabilizados por acciones antrópicas, ya que posibles cambios en las condiciones geológicas o hidrogeológicas podrían reactivar los movimientos.

La evaluación preliminar de las condiciones de estabilidad de una zona puede realizarse combinando factores como la presencia de masas deslizadas y otros factores condicionantes, como litologías susceptibles y grado de pendiente de laderas.

Un aspecto importante es el contenido de agua en el terreno, que ayuda además a la clasificación del movimiento; las clasificaciones pueden realizarse de una manera simple, según:

- Ausencia de señales de humedad en la ladera.
- Presencia de agua, pero no libre; el material se puede comportar como plástico; pero no fluye.
- El material tiene suficiente agua para comportarse en parte como líquido.

Dentro del estudio de los factores condicionantes y desencadenantes que causan la inestabilidad debe prestarse especial atención a aquellos que más influencia ejercen en la ocurrencia de los movimientos de ladera, como son:

- Litologías y grado de meteorización o alteración.
- Estructura geológica, distribución y orientación de planos de discontinuidad.
- Comportamiento geomecánico y propiedades físicas y resistentes de los materiales.
- Parámetros hidrogeológicos, niveles piezométricos y su variación.
- Condiciones meteorológicas.
- Análisis de esfuerzos por acción sísmica.
- Otros posibles factores desencadenantes naturales o antrópicos.

Existe una estrecha relación entre los factores descritos anteriormente y los tipos de movimiento: los factores condicionantes definen los mecanismos de rotura y los tipos de movimiento, mientras que los factores desencadenantes, generalmente, influyen en la magnitud de los procesos. Pudiendo ser estos últimos variables o transitorios como por ejemplo el contenido excesivo de agua en el terreno, como también las sacudidas sísmicas.

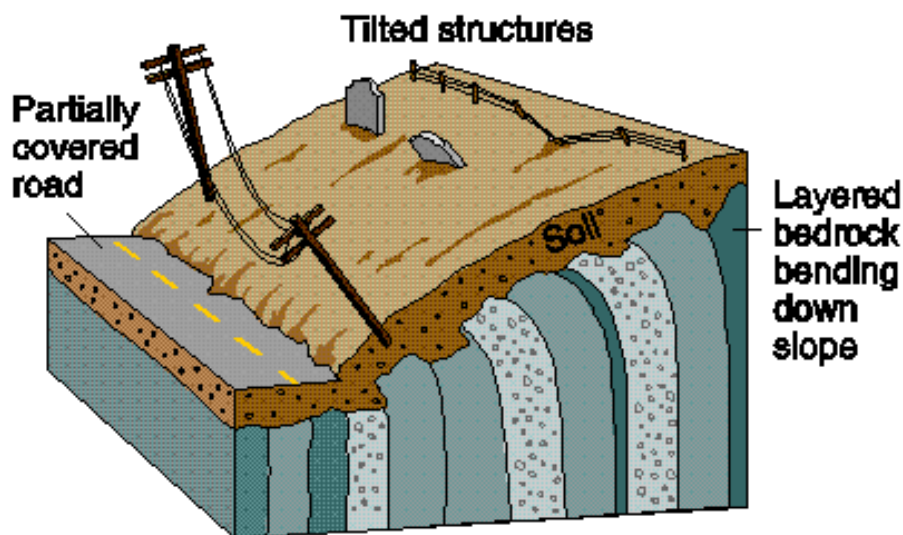
### 2.2.12.2 Tipos De Falla O Rotura.

Los tipos de falla más frecuentes en taludes son los que se mencionan a continuación:

#### a) *Falla por deslizamiento superficial*

Cualquier talud está sujeto a fuerzas naturales que tienden a hacer que las partículas y porciones del suelo próximas a su frontera deslicen hacia abajo; el fenómeno es más intenso cerca de la superficie inclinada del talud a causa de la falta de presión normal confinante que allí existe.

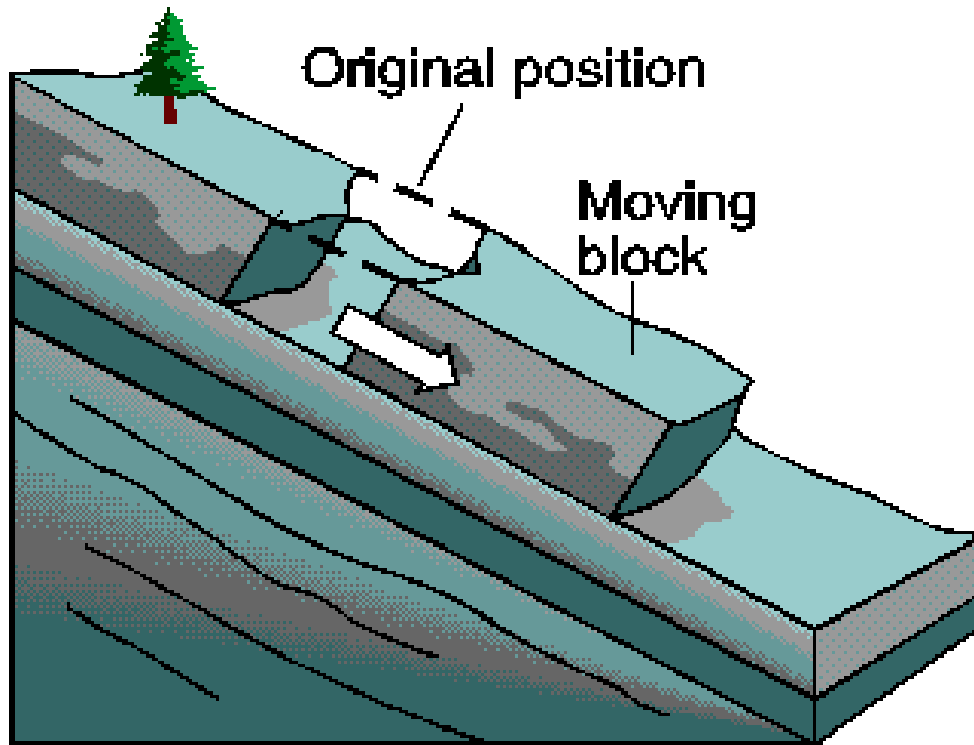
El fenómeno se pone de manifiesto a los ojos del ingeniero por una serie de efectos notables, tales como inclinación de los árboles, por efecto del arrastre producido por las capas superiores del terreno en que enraízan, movimientos relativos y rupturas de bardas, muros etc.; acumulación de suelos en las depresiones y valles y falta de los mismos en las zonas altas.



**FIG. 2.2.8** *Falla por reptación.*

*b) Deslizamiento en laderas naturales sobre superficies de falla preexistentes.*

En muchas laderas naturales se encuentran en movimiento hacia abajo una masa importante del material; producido por un proceso de deformación bajo esfuerzo cortante en partes más profundas, que llega muchas veces a producir una verdadera superficie de falla. Estos movimientos, a veces son tan lentos que pasan inadvertidos.



**FIG. 2.2.9** Falla por deslizamiento de bloques.

*c) Falla por movimiento del cuerpo del talud*

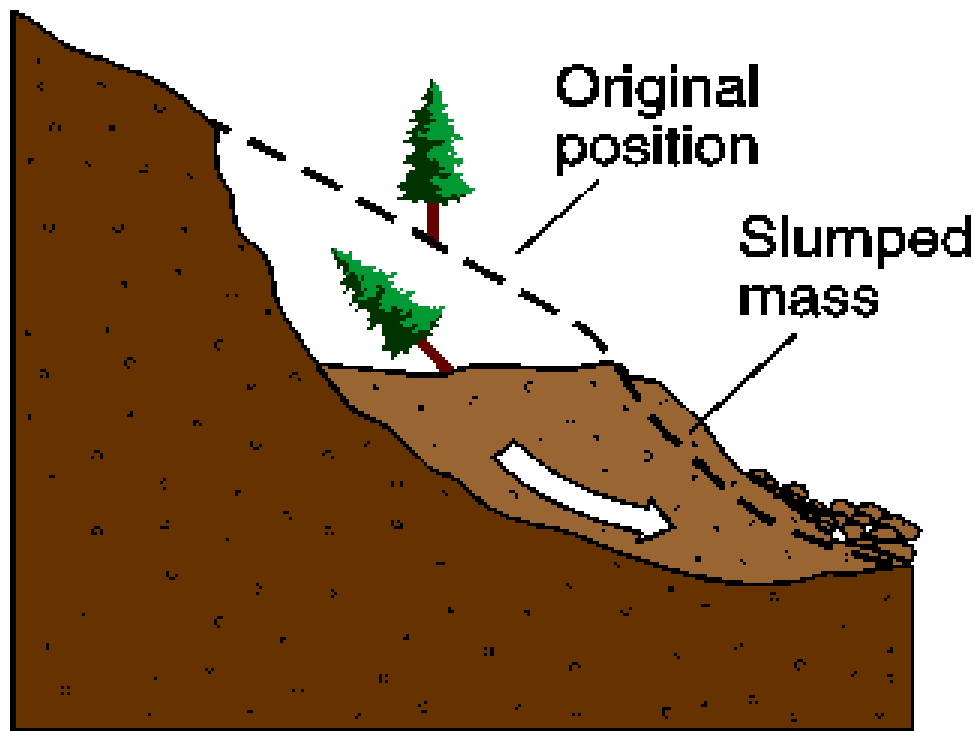
En contraste con los movimientos superficiales lentos, pueden ocurrir en los taludes movimientos bruscos que afectan a masas considerables de suelo, con superficies de falla que penetran profundamente en su cuerpo. Estos fenómenos reciben comúnmente el nombre de deslizamientos de tierras. Dentro de estos existen dos tipos claramente diferenciados. En primer lugar, un caso en el cual se define una superficie de falla curva, a lo largo de la cual ocurre el movimiento del talud; estas son las fallas llamadas por rotación. En segundo lugar, se tienen las fallas que ocurren a lo largo de superficies débiles, asimilables a un plano en el



cuerpo de talud o en su terreno de cimentación. Las fallas por rotación pueden presentarse pasando la superficie de falla por el pie del talud, sin interesar el terreno de cimentación o pasando adelante del pie.

*d) Flujos*

Este tipo de falla consiste en movimientos mas o menos rápidos de zonas localizadas de una ladera natural, de manera que el movimiento en sí y la distribución aparente de las velocidades y de los desplazamientos asemejan el fluir de un líquido viscoso. No existe, en sí, una superficie de falla, o ésta se desarrolla en un lapso muy breve al inicio del fenómeno.

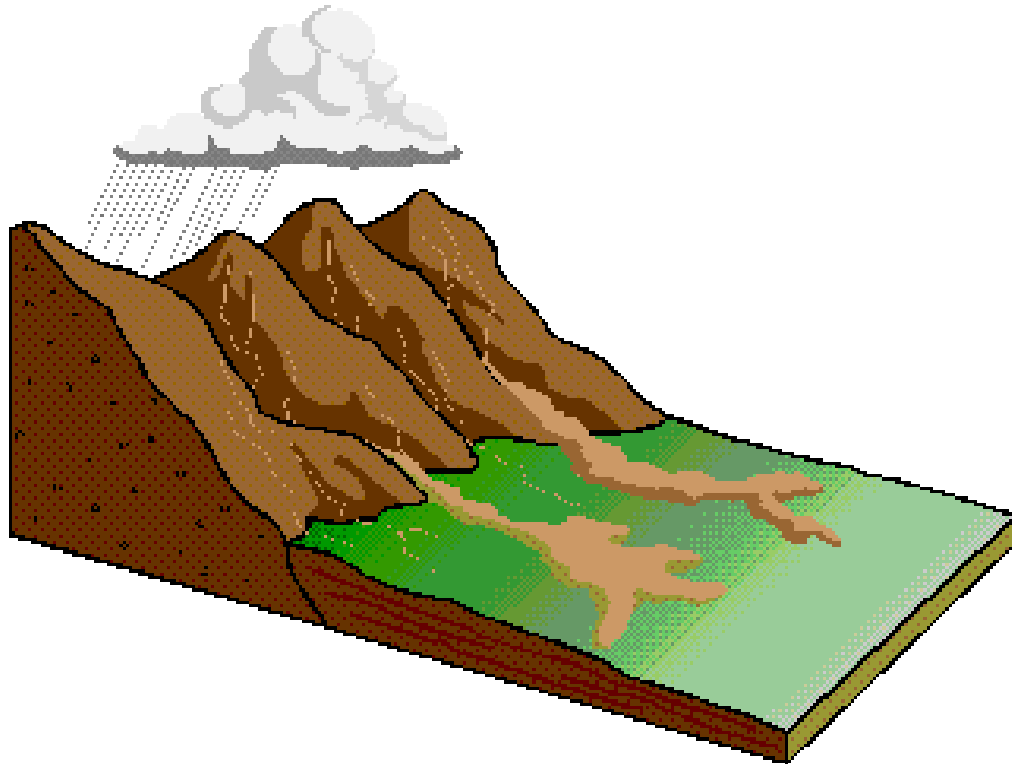


**FIG. 2.210. Falla rotación por flujo.**

*e) Fallas por erosión*

Estas también son fallas de tipo superficial provocadas por arrastres de viento, agua, etc., en los taludes. El fenómeno es tanto más notorio cuando más empinadas sean las laderas de los taludes. Una manifestación típica del fenómeno suele ser la aparición de irregularidades en el talud, originalmente uniforme. Desde

el punto de vista teórico esta falla suele ser imposible de cuantificar detalladamente, pero la experiencia ha proporcionado normas que la atenúan grandemente si se las aplica con cuidado.



**FIG. 2.2.11. Falla por erosión superficial.**

*f) Fallas por licuación*

Estas fallas ocurren cuando en la zona del deslizamiento el suelo pasa rápidamente de una condición más o menos firme a la correspondiente a una suspensión, con pérdida casi total de resistencia al esfuerzo cortante.

*g) Falla por falta de capacidad de carga en el terreno de cimentación*

De entre las cuales podemos mencionar la falla debida al volcamiento del talud debido a su incapacidad de soportar las sollicitaciones de carga que actúan sobre él.

### **2.2.12.3 Análisis De La Estabilidad De Taludes**

Es práctica común en ingeniería definir la estabilidad de un talud en términos de un factor de seguridad (FS), obtenido de un análisis matemático de estabilidad. El modelo debe tener en cuenta la mayoría de los factores que afectan la estabilidad. Estos factores incluyen geometría del talud, parámetros geológicos, presencia de grietas de tensión, cargas dinámicas por acción de sismos, flujo de agua, propiedades de los suelos, y otras propias del lugar. Sin embargo, no todos los factores que afectan la estabilidad de un talud se pueden cuantificar para incluirlos en un modelo matemático. Por lo tanto, hay situaciones en las cuales un enfoque matemático no produce resultados satisfactorios. A pesar de las debilidades de un determinado modelo, determinar el factor de seguridad asumiendo superficies probables de falla, permite al Ingeniero tener una herramienta muy útil para la toma de decisiones.

Se pueden estudiar superficies planas, circulares, logarítmicas, parabólicas y combinaciones de ellas. La mayoría de los trabajos que aparecen en la literatura sobre el tema asumen que el suelo es un material isotrópico y han desarrollado métodos de análisis de superficies circulares. Sin embargo, el mecanismo de falla en materiales residuales, donde aparece el suelo, la roca meteorizada y la roca sana, así como formaciones aluviales y coluviales no isotrópicas requieren de nuevos enfoques y del estudio de superficies de falla no simétricas. En los últimos años se han desarrollado algunos modelos de superficies de falla con forma no geométrica, pero se requiere todavía de un gran esfuerzo de investigación en este tema.

#### **Condiciones drenadas o no drenadas**

Las fallas de los taludes pueden ocurrir en condiciones drenadas o no drenadas. Si la inestabilidad es causada por cambios en la carga, tal como la remoción de materiales de la parte baja del talud o aumento de las cargas en la parte superior, en suelos de baja permeabilidad, estos pueden no tener tiempo suficiente para drenar durante el tiempo en el cual ocurre el cambio de carga. En ese caso se dice que las condiciones son no drenadas.

Generalmente, los suelos tienen permeabilidades suficientes para disipar las presiones de poro en exceso y se comportan en condiciones drenadas.

### **Análisis con esfuerzos totales o efectivos**

Los problemas de estabilidad de taludes pueden analizarse suponiendo sistemas de esfuerzos totales o efectivos. En principio, siempre es posible analizar la estabilidad de un talud utilizando el método de presión efectiva, porque la resistencia del suelo es gobernada por las presiones efectivas tanto en la condición drenada, como en la condición no drenada. Pero en la práctica sin embargo es virtualmente imposible determinar con precisión cuales son los excesos de presión de poro que se van a generar por los cambios en las cargas. Debido a esta razón no es posible desarrollar análisis precisos de estabilidad en estas condiciones, utilizando procedimientos de esfuerzos efectivos. Sin embargo, se puede trabajar todo el análisis utilizando presiones efectivas, sin que se requiera especificar los valores de los excesos de poro en las condiciones no drenadas.

### **Resistencias al cortante**

La resistencia al cortante para utilizar en los análisis puede ser medida de dos formas:

- a. En el laboratorio o en ensayos de campo, en tal forma que las cargas aplicadas, sean lo suficientemente lentas para que se produzca drenaje.
- b. En el laboratorio utilizando ensayos consolidados no drenados.

Las envolventes de falla determinadas usando estos dos métodos se han encontrado que son las mismas para todos los fines prácticos. Estudios realizados por Skempton revelan que las resistencias drenadas pico de arcillas sobreconsolidadas duras, son mayores en el laboratorio que las resistencias drenadas que pueden ser movilizadas en el campo en un periodo de tiempo. Skempton recomienda realizar los ensayos remoldeando la arcilla en el laboratorio a un contenido de agua cercano al límite líquido, reconsolidándolo en el laboratorio y midiendo la resistencia en una condición normalmente consolidada.

En los casos en los cuales ya ha ocurrido la falla del talud, se recomienda utilizar las resistencias residuales.

Para suelos parcialmente saturados tales como arcillas compactadas o suelos arcillosos por encima del nivel freático, las resistencias no drenadas deben obtenerse utilizando ensayos no consolidados no drenados en muestras con el mismo grado de saturación que el suelo en el campo. La envolvente de falla para esos suelos generalmente, es curva y por lo tanto es importante utilizar el mismo rango de presiones de confinamiento en los ensayos de laboratorio que en el campo.

Para suelos que son completamente saturados, el ángulo de fricción para condiciones no drenadas es igual a cero. La resistencia no drenada para suelos saturados puede ser determinada de ensayos no consolidados no drenados.

### **Pesos unitarios y presiones de poro**

Los problemas de estabilidad de taludes pueden formularse correctamente en términos de esfuerzos totales, utilizando pesos unitarios totales y límites externos de presión de poros.

Los pesos unitarios totales son pesos húmedos por encima del nivel freático y saturados por debajo del nivel freático. En el caso de que se utilicen pesos sumergidos, se debe ignorar la presencia de nivel freático.

Las condiciones de presión de poros son generalmente, obtenidas de las características de las aguas subterráneas y pueden especificarse para los análisis utilizando los siguientes métodos:

#### **1. Superficie freática**

Esta superficie o línea en dos direcciones se define como el nivel libre del agua subterránea. En una superficie freática la presión de poros es calculada de acuerdo a las condiciones de estado de régimen permanente. Este concepto se basa en la suposición de que todas las líneas equipotenciales sean ortogonales. En el caso de líneas freáticas de gran pendiente, el cálculo anterior puede resultar

sobre estimado y se requiere tener en cuenta que las líneas equipotenciales tienden a ser curvas.

## **2. Datos piezométricos**

Es la especificación de presiones de poros en puntos discretos dentro del talud y la utilización de un esquema de interpolación para estimar las presiones de poro requeridas a cualquier punto. Las presiones piezométricas pueden determinarse mediante piezómetros, redes de flujo o soluciones numéricas, utilizando diferencias finitas o elementos finitos. Aunque este sistema está disponible solamente en muy pocos de los programas de computador existentes, se recomienda por su confiabilidad para representar las condiciones reales en el campo.

### **2.2.12.4 Métodos De Calculo para la Estabilización.**

El análisis de los movimientos de los taludes o laderas durante muchos años se ha realizado utilizando las técnicas del equilibrio límite. Este tipo de análisis requiere información sobre la resistencia del suelo, pero no se requiere sobre la relación esfuerzo-deformación.

Se estudia un cuerpo libre en equilibrio, partiendo de las fuerzas actuantes y de las fuerzas resistentes que se requieren para producir el equilibrio. Calculada esta fuerza resistente, se compara con la disponible del suelo o roca y se obtiene una indicación del Factor de Seguridad.

El sistema de equilibrio límite supone que en el caso de una falla, las fuerzas actuantes y resistentes son iguales a lo largo de la superficie de falla equivalentes a un factor de seguridad de 1.0. El análisis se puede realizar estudiando directamente la totalidad de la longitud de la superficie de falla o dividiendo la masa deslizada en tajadas o dovelas. Cada día se han mejorado los sistemas de Dovelas desarrollados a inicios del siglo XX y existe Software muy fácil de utilizar. Generalmente, los métodos son de iteración y cada uno posee un cierto grado de precisión.

**CUADRO 2.2.3 Métodos de análisis de estabilidad de taludes.**

Método	Superficies de falla	Equilibrio	Características
Ordinario o de Fellenius (Fellenius 1927)	Circulares	De fuerzas	Este método no tiene en cuenta las fuerzas entre las dovelas y no satisface equilibrio de fuerzas, tanto para la masa deslizada como para dovelas individuales. Sin embargo, este método es muy utilizado por su procedimiento simple. Muy impreciso para taludes planos con alta presión de poros. Factores de seguridad bajos.
Bishop simplificado (Bishop 1955)	Circulares	De momentos	Asume que todas las fuerzas de cortante entre dovelas son cero. Reduciendo el número de incógnitas. La solución es sobredeterminada debido a que no se establecen condiciones de equilibrio para una dovela.
Janbú Simplificado (Janbú 1968)	Cualquier forma de superficie de falla.	De fuerzas	Al igual que Bishop asume que no hay fuerza de cortante entre dovelas. La solución es sobredeterminada que no satisface completamente las condiciones de equilibrio de momentos. Sin embargo, Janbú utiliza un factor de corrección $F_0$ para tener en cuenta este posible error. Los factores de seguridad son bajos.
Sueco Modificado. U.S. Army Corps of Engineers (1970)	Cualquier forma de la superficie de falla.	De fuerzas	Supone que las fuerzas tienen la misma dirección que la superficie del terreno. Los factores de seguridad son generalmente altos.
Lowe y Karafiath (1960)	Cualquier forma de la superficie de falla.	De fuerzas	Asume que las fuerzas entre partículas están inclinados a un ángulo igual al promedio de la superficie del terreno y las bases de las dovelas. Esta simplificación deja una serie de incógnitas y no satisface el equilibrio de momentos. Se considera el más preciso de los métodos de equilibrio de fuerzas.
Spencer (1967)	Cualquier forma de la superficie de falla.	Momentos y fuerzas	Asume que la inclinación de las fuerzas laterales son las mismas para cada tajada. Rigurosamente satisface el equilibrio estático asumiendo que la fuerza resultante entre tajadas tiene una inclinación constante pero desconocida.
Morgenstern y Price (1965)	Cualquier forma de la superficie de falla.	Momentos y fuerzas	Asume que las fuerzas laterales siguen un sistema predeterminado. El método es muy similar al método Spencer con la diferencia que la inclinación de la resultante de las fuerzas entre dovelas se asume que varía de acuerdo a una función arbitraria.
Sarma (1973)	Cualquier forma de la superficie de falla.	Momentos y fuerzas	Asume que las magnitudes de las fuerzas verticales siguen un sistema predeterminado. Utiliza el método de las dovelas para calcular la magnitud de un coeficiente sísmico requerido para producir la falla. Esto permite desarrollar una relación entre el coeficiente sísmico y el factor de seguridad. El factor de seguridad estático corresponde al caso de cero coeficiente sísmico. Satisface todas las condiciones de equilibrio; sin embargo, la superficie de falla correspondiente es muy diferente a la determinada utilizando otros procedimientos más convencionales.
Elementos finitos	Cualquier forma de la superficie de falla.	Analiza esfuerzos y deformaciones.	Satisface todas las condiciones de esfuerzo. Se obtienen esfuerzos y deformaciones en los nodos de los elementos, pero no se obtiene un factor de seguridad.
Espiral logarítmica	Espiral logarítmica	Momentos y fuerzas.	Existen diferentes métodos con diversas condiciones de equilibrio.

El Factor de Seguridad es empleado por los Ingenieros para conocer cual es el factor de amenaza de que el talud falle en las peores condiciones de comportamiento para el cual se diseña. Fellenius (1927) presentó el factor de seguridad como la relación entre la resistencia al corte real, calculada del material en el talud y los esfuerzos de corte críticos que tratan de producir la falla, a lo largo de una superficie supuesta de posible falla. Así:

$$\text{F.S.} = \text{Resistencia al corte} / \text{Esfuerzo al cortante}$$

En superficies circulares donde existe un centro de giro y momentos resistentes y actuantes:

$$\text{F.S.} = \text{Momento resistente} / \text{Momento actuante}$$

Existen, además, otros sistemas de plantear el factor de seguridad, tales como la relación de altura crítica y altura real del talud y método el probabilístico. La mayoría de los sistemas de análisis asumen un criterio de "equilibrio límite" donde el criterio de falla de Coulomb es satisfecho a lo largo de una determinada superficie.

Otro criterio es el de dividir la masa a estudiar en una serie de tajadas, dovelas o bloques y considerar el equilibrio de cada tajada por separado. Una vez realizado el análisis de cada tajada se analizan las condiciones de equilibrio de la sumatoria de fuerzas o de momentos.

$$\text{F.S.} = \Sigma \text{Resistencias al corte} / \Sigma \text{Esfuerzos al cortante}$$

### **Métodos De Análisis**

A continuación se presentan algunos métodos de análisis universalmente conocidos para el cálculo del Factor de Seguridad.



## Método de tablas o número de estabilidad

Para taludes simples homogéneos se han desarrollado tablas que permiten un cálculo rápido del Factor de Seguridad. Existe una gran cantidad de tablas desarrolladas por diferentes Autores. La primera de ellas fue desarrollada por Taylor en 1937 y 1948, las cuales son aplicables solamente para análisis de esfuerzos totales, debido a que no considera presiones de poro. Desde entonces varias tablas han sido sucesivamente presentadas por Bishop y Morgenstern (1960), Hunter y Schuster (1968), Janbú (1968), Morgenstern (1963), Spencer (1967), Terzaghi y Peck (1967) y otros, las cuales se resumen en la tabla siguiente:

**CUADRO 2.2.4 Listado de tablas para cálculo de estabilidad de taludes disponibles en la literatura**

Autor	Parámetros	Inclinación de talud	Método analítico utilizado	Observaciones
Taylor (1948)	$c_u$ $c, \phi$	0-90° 0-90°	$\phi = 0$ Círculo de fricción	Análisis no drenado. Taludes secos solamente.
Bishop y Morgenstern (1960)	$c, \phi, r_u$	11-26.5°	Bishop	Primero en incluir efectos del agua.
Gibsson y Morgenstern (1960)	$c_u$	0-90°	$\phi = 0$	Análisis no drenado con cero resistencia en la superficie y $c_u$ aumenta linealmente con la profundidad.
Spencer (1967)	$c, \phi, r_u$	0-34°	Spencer	Círculos de pie solamente.
Janbú (1968)	$c_u$ $c, \phi, r_u$	0-90°	$\phi = 0$ Janbú GPS	Una serie de tablas para diferentes efectos de movimiento de agua y grietas de tensión.
Hunter y Schuster (1968)	$c_u$	0-90°	$\phi = 0$	Análisis no drenado con una resistencia inicial en la superficie y $c_u$ aumenta linealmente con la profundidad.
Chen y Giger (1971)	$c, \phi$	20-90°	Análisis límite	
O'Connor y Mitchell (1977)	$c, \phi, r_u$	11-26°	Bishop	Bishop y Morgenstern (1960) extendido para incluir $N_c = 0.1$
Hoek y Bray (1977)	$c, \phi$ $c, \phi$	0-90° 0-90°	Círculo de fricción Cuña	Incluye agua subterránea y grietas de tensión. Análisis de bloque en tres dimensiones.
Cousins (1978)	$c, \phi$	0-45°	Círculo de fricción	Extensión del método de Taylor (1948).
Charles y Soares (1984)	$\phi$	26-63°	Bishop	Envolvente de falla no lineal de Mohr-Coulomb.
Barnes (1991)	$c, \phi, r_u$	11-63°	Bishop	Extensión de Bishop y Morgenstern (1960) para un rango mayor de ángulos del talud.

## **Comparación de los diversos métodos**

La cantidad de métodos que se utilizan, los cuales dan resultados diferentes y en ocasiones contradictorios son una muestra de la incertidumbre que caracteriza los análisis de estabilidad. Los métodos más utilizados por los ingenieros geotécnicos en todo el mundo son los simplificados de Bishop y de Janbú, los cuales en su concepción teórica no satisfacen equilibrios de fuerzas o de momentos. Los valores de factores de seguridad que se obtienen por estos dos métodos generalmente, difieren en forma importante de resultados utilizando procedimientos que satisfacen el equilibrio, como son los métodos de Spencer y de Morgenstern-Price.

Aunque una comparación directa entre los diversos métodos no es siempre posible, los factores de seguridad determinados con el método de Bishop difieren por aproximadamente el 5% con respecto a soluciones más precisas, mientras el método simplificado de Janbú generalmente, subestima el factor de seguridad hasta valores del 30%, aunque en algunos casos los sobrestima hasta valores del 5%. Los métodos que satisfacen en forma más completa el equilibrio son más complejos y requieren de un mejor nivel de comprensión del sistema de análisis. En los métodos más complejos y precisos se presentan con frecuencia problemas numéricos que conducen a valores de FS muy trabajosos de calcular.

El método más exacto y también el más complejo es el de MORGENSTERN Y PRICE. Es un método de aplicación a líneas de rotura cualquiera. Se basa en la suposición de que la relación entre las fuerzas tangenciales y normales en las caras laterales de las dovelas se ajusta a una función, que es preciso definir previamente, multiplicada por un parámetro. Este parámetro es la incógnita que completa el problema. La efectividad del método estriba en que satisface todas las ecuaciones de equilibrio.

En la práctica, el método de MORGENSTERN Y PRICE resulta mucho más laborioso en su aplicación, por lo que su utilización se ve relegada a casos muy especiales o a temas relativos a la comparación de otros métodos más simples. No hay que olvidar, que la elección de la función que es la incógnita que resuelve el problema de forma adecuada requiere una buena dosis de juicio ingenieril.

### 2.2.12.5 Procesos Constructivos De Estabilización

Una vez estudiado el talud, definidos los niveles de amenaza y riesgo, el mecanismo de falla y analizados los factores de equilibrio, se puede pasar al objetivo final que es el diseño del sistema de prevención control o estabilización.

Existen varias formas de enfocar y resolver cada problema específico y la metodología que se requiere emplear depende de una serie de factores técnicos, sociales, económicos, políticos; con una gran cantidad de variables en el espacio y en el tiempo.

A continuación se presentan algunas de las metodologías que se han utilizado para disminuir o eliminar el riesgo a los deslizamientos de tierra:

#### Prevención

La prevención incluye el manejo de la vulnerabilidad, evitando la posibilidad de que se presenten riesgos o amenazas. La prevención debe ser un programa del estado, en todos sus niveles mediante una legislación y un sistema de manejo de amenazas que permita disminuir los riesgos a deslizamiento en un área determinada.

**CUADRO 2.2.5 Métodos de prevención de la amenaza o el riesgo**

Método	Ventajas	Desventajas
Disuación con medidas coercitivas	Son muy efectivas cuando la comunidad está consciente del riesgo y colabora con el estado.	El manejo de los factores socioeconómicos y sociales es difícil.
Planeación del uso de la tierra	Es una solución ideal para zonas urbanas y es fácil de implementar.	No se puede aplicar cuando ya existe el riesgo.
Códigos técnicos	Presenta herramientas precisas para el control y prevención de amenazas.	Se requiere de una entidad que los haga cumplir.
Aviso y Alarma	Disminuye en forma considerable el riesgo cuando es inminente.	Generalmente, se aplica después de ocurrido el desastre.

#### Medidas De Corrección.

Las medidas de corrección o estabilización de laderas están encaminadas a prevenir los procesos y mitigar los daños. Su aplicación depende principalmente de la tipología, magnitud y velocidad de los movimientos, y de preferencia deben realizarse antes de la ocurrencia de deslizamientos.

Las acciones encaminadas a prevenir o mitigar el problema se deciden en función de:

- El volumen de la masa inestable.
- Las pautas del movimiento, velocidad del proceso y comportamiento de la masa inestable.
- La profundidad de los planos de rotura.
- La pendiente y altura de la ladera.
- El tipo de materiales presentes.
- La accesibilidad de ladera.

Las actuaciones más efectivas, y muchas veces las menos costosas, son las que intervienen directamente sobre las causas que desencadenan las inestabilidades. En el caso de los deslizamientos son recomendables, sobre todo cuando presentar cierta magnitud o profundidad, las obras de drenaje y la modificación de la geometría, al actuar sobre los factores principales que condicionan las inestabilidades: las presiones intersticiales y la distribución de las fuerzas debidas al peso del terreno.

El drenaje y las medidas para evitar la entrada de agua son siempre beneficiosas para la estabilidad de la ladera; pero deben ser diseñadas de acuerdo a las características hidrogeológicas y en base a estudios de detalle. En el caso de deslizamientos y movimientos tipo flujo no muy rápido y poco profundo, las medidas más recomendables son las de drenaje superficial mediante la excavación de canaletas perimetrales que eviten la llegada de agua a la masa de suelo.

Otras medidas, como la instalación de anclajes y bulones, son recomendados en caso de inestabilidad en macizos rocosos para evitar los deslizamientos y desprendimientos de bloques, no siendo efectivos en deslizamientos de suelos; en este último caso, son más efectivos los elementos resistentes, como pilotes, muros y pantallas. Aunque existen metodologías alternativas en suelos, a base de tecnologías recientes como estabilización química, por medio de la bio-ingeniería, el uso de geotextiles o tierra armada. Dependiendo su uso de las características propias de la zona a estabilizar.

### **2.2.13 ANÁLISIS GEODINÁMICO DE LOS SUELOS.**

Los procesos geodinámicos que afectan a la superficie terrestre dan lugar a movimientos del terreno de diversas características, magnitud y velocidad. Los más frecuentes y extendidos son los movimientos de ladera, que engloban, en general, a los procesos gravitacionales que tienen lugar en las laderas. Aunque en algunos casos fenómenos como los sismos tienen incidencias importantes en la geodinámica al ser un factor desencadenante del misma.

#### **2.2.13.1 Acción Sísmica.**

Los movimientos sísmicos pueden activar deslizamientos de tierra. En el caso de un sismo existe el triple efecto de aumento de esfuerzo cortante, disminución de resistencia por aumento de la presión de poros y deformación asociados con la onda sísmica; pudiéndose llegar a la falla cortante y hasta la licuación, en el caso de suelos granulares saturados.

Los factores que deben tenerse en cuenta para los análisis de taludes y laderas expuestos a eventos sísmicos son los siguientes:

- a. El valor de las fuerzas sísmicas aplicadas sobre las masas de suelo potencialmente deslizables.
- b. La disminución de la resistencia debida a las cargas vibratorias, las cuales inducen deformaciones cíclicas, esta resistencia puede disminuirse en más del 50% en suelos sensitivos y en la mayoría de los casos, la disminución de resistencia puede llegar a un 20% durante el sismo.
- c. El aumento de presión de poros especialmente, en suelos limosos y arenas finas, en los cuales se puede producir una disminución de resistencia tal que produzca el fenómeno de licuación.
- d. El aumento de fuerza sísmica generado por la amplificación en los mantos de suelos blandos.
- e. La posibilidad de ocurrencia de fenómenos de resonancia relacionados con la similitud entre la frecuencia natural de vibración del talud y la del evento sísmico.
- f. La magnitud de las deformaciones en la masa de suelo.

Las situaciones adquieren un alto grado de criticidad cuando se combinan altas susceptibilidades, debidas a factores topográficos, geológicos, climáticos y sísmicos.

#### **2.2.13.2 Respuesta Sísmica De Los Suelos.**

La ocurrencia de un deslizamiento relacionado con un sismo depende de la intensidad del sismo y de otros factores topográficos, geológicos e Hidrogeológicos.

El efecto de un evento sísmico conduce en ocasiones a la desestabilización de un talud. Es evidente que la incidencia de casos de inestabilidad aumenta con la magnitud del sismo, especialmente, cuando la magnitud del sismo es de seis o mayor y la fuente de liberación de energía es poco profunda, caso en el cual la posibilidad de fallas por licuación aumenta.

La ocurrencia de una falla en materiales secos por acción de un sismo es particularmente grave en taludes de gran altura por el aumento de esfuerzos en el pie y la falla a tensión en la mitad superior del talud. Es común que después de un sismo fuerte aparezcan grietas de tensión en taludes de gran altura.

#### **Aceleración pico**

La aceleración producida por un sismo, la cual está relacionada con la intensidad del movimiento en un determinado sitio es el parámetro más comúnmente utilizado para el análisis sísmico de taludes.

La aceleración máxima horizontal es el valor absoluto de la aceleración horizontal obtenida de un acelerograma, tomando la suma de dos componentes ortogonales. Las aceleraciones verticales han recibido una atención menor que las horizontales debido a que se supone que su efecto sobre las estructuras es menor. Generalmente, se asume que la aceleración pico vertical es los dos tercios de la aceleración pico horizontal; sin embargo, en sitios muy cercanos al epicentro las aceleraciones verticales adquieren valores mayores y en sitios muy alejados, valores mucho menores.

Los movimientos con picos altos de aceleración no son necesariamente más destructivos que aquellos con picos menores, debido a que el tiempo de ocurrencia del sismo interviene en forma importante en el comportamiento tanto de las estructuras como de los suelos.

### **Otros parámetros del movimiento sísmico**

Existen otros parámetros importantes que se utilizan con frecuencia en el análisis sísmico, ellos son:

- a. Velocidad pico
- b. Desplazamiento pico
- c. Periodo predominante de vibración
- d. Longitud de onda
- e. Espectro respuesta

### **Ampliación De La Onda En El Sitio.**

La importancia de la respuesta de la onda en cada sitio ha sido demostrada en los sismos de los últimos años. Los resultados de esos estudios han servido para desarrollar recomendaciones de clasificaciones y espectro de diseño para utilización en los códigos sísmicos. De acuerdo con la clasificación del sitio, hay una amplificación de la onda de la roca al suelo.

### **Licuación.**

Los fenómenos de licuación consisten en la pérdida rápida de resistencia al esfuerzo cortante, temporal o definitivo. Tal pérdida conduce al colapso a cualquier estructura vial edificada sobre o hecha de un material que entra en licuación.

Las dos causas a que puede atribuirse esa pérdida de resistencia son:

1. Incremento de los esfuerzos cortantes actuantes y aumento correspondiente de presión de poro.

2. Desarrollo rápido de elevadas presiones en el agua intersticial, como consecuencia de un sismo, una explosión u otros factores intensos. Esta segunda causa se asocia a un colapso estructural rápido del suelo cuyos vacíos, saturados de agua, tienden a reducirse, desarrollándose presiones en aquella.

La licuación ha producido las fallas más dramáticas y espectaculares, debido a la magnitud de la masa de suelo que se pone en juego al producirse este fenómeno, el cual puede cubrir áreas muy extensas.

Los suelos susceptibles a la licuación son las arenas sueltas, uniformes, finas y saturadas en donde la deformación tiende a compactar la estructura transmitiéndose al agua las presiones que generan el fenómeno; los depósitos de limos no plásticos sueltos son particularmente peligrosos.

Los suelos granulares más susceptibles a la licuación son los finos, de estructura suelta, saturados. Estas características describen a las arenas finas y uniformes y a los suelos finos no plásticos o sus mezclas.

Las arenas sueltas y los limos con índice de plasticidad menor que 6 son los materiales más peligrosos, tanto formando parte del cuerpo del terraplén, como en un terreno de cimentación o en un talud natural.

En la práctica se pueden identificar los suelos licuables como los suelos granulares sueltos cuya resistencia a la penetración estándar es menor o igual a 5 golpes por pie.

En suelos tales como arenas saturadas relativamente sueltas, es posible que una sollicitación dinámica rápida, como la que puede presentarse durante un sismo, origine en el agua elevadas presiones que crecen a un ritmo mayor de lo que alcanzan a disiparse por la salida del agua de los poros de la estructura del material.

Al incrementarse las presiones del agua interior, se debilita el contacto entre los granos de la arena disminuyendo su resistencia al esfuerzo cortante hasta valores nulos o muy próximos a cero, en estas condiciones la masa de arena se comporta como un líquido, fluyendo bajo la acción de las cargas que provocan el fenómeno.



Esta menor resistencia conduce a un menor factor de seguridad en los taludes que se forman en estos suelos, que fallan sin causa aparente. En la falla, la arcilla se remoldea hasta llegar a la condición de un líquido, estado que se conserva de manera perdurable, pues la falta de iones en el agua impide la reestructuración.

### **Deslizamientos Cosísmicos**

El conocimiento de las situaciones en las cuales se produjeron deslizamientos de tierra activados por eventos sísmicos, ha servido de guía un tanto empírica para poder predecir la ocurrencia de deslizamientos. Es lógico esperar que la actividad de deslizamiento disminuya al aumentar la distancia al epicentro y existe una distancia a partir de la cual no ocurren deslizamientos de determinado tamaño.

La cinemática, geometría y evolución de los fenómenos de deslizamiento dependen principalmente de la litología, estructura y condiciones de saturación de los suelos o rocas, así como de la intensidad del evento sísmico.

Las deformaciones tienden a ser fracturas de fragilidad en rocas duras y deformaciones plásticas en rocas blandas y suelos. Las formaciones rocosas se caracterizan principalmente, por los caídos y avalanchas de roca y las rocas muy fracturadas o meteorizadas por los flujos o avalanchas de residuos de roca.

Los suelos generalmente, generan deslizamientos de rotación o traslación y flujos de suelo o lodo saturado. Las rocas y los suelos cohesivos pueden presentar fracturación o agrietamientos de tensión. Los suelos granulares saturados pueden presentar flujos por licuación. Los deslizamientos son generalmente poco profundos pero cubren áreas relativamente grandes.

La frecuencia y distribución de los deslizamientos cosísmicos está relacionada con el mapa de líneas isosísmicas, siendo más frecuentes y de mayor magnitud en los sectores de mayor intensidad sísmica y menos frecuente en las áreas de intensidad sísmica baja.

La dirección de los deslizamientos puede tener una tendencia hacia la dirección más fuerte del sismo, la cual es generalmente normal a la dirección de la falla que produce el movimiento sísmico.

Después de ocurrido el sismo se continúa presentando deslizamientos aislados de materiales que fallan en un proceso más lento. Clasificación de tipos de deslizamientos causados por un sismo:

1. Deslizamientos rápidos
2. Deslizamientos lentos
3. Fracturación cosísmica

### **Comportamiento de Taludes de gran altura en arenas cementadas**

Las arenas cementadas en ocasiones presentan taludes de gran altura y pendiente fuerte las cuales son especialmente susceptibles a agrietamiento en el caso de sismos. En situaciones de presiones bajas de confinamiento en las superficies de los taludes las arenas cementadas producen un comportamiento frágil y una resistencia baja a la tensión. Como resultado se producen fácilmente grietas de tensión y su comportamiento puede ser devastador bajo cargas dinámicas. El problema es agravado por la amplificación de la aceleración en la cresta de los taludes.

### **Deslizamientos Por Actividad Volcánica.**

Algunos de los más grandes deslizamientos ocurridos están relacionados con actividad volcánica. Previamente a la erupción de un volcán se producen generalmente, sismos frecuentes de pequeña magnitud relacionados con el ascenso de masas de magma debajo del volcán

Los deslizamientos pueden estar relacionados físicamente con la erupción y coinciden con grandes explosiones en la cabeza del volcán. En las primeras etapas de la erupción se depositan flujos piroclásticos, los cuales forman nuevos domos o amplían alguno de los existentes, generándose deslizamientos en las faldas del volcán. El depósito de materiales aumenta las pendientes de los taludes y los deslizamientos pueden continuar por varios meses después de la erupción.

En ocasiones la altura del domo disminuye debido a los deslizamientos y se produce el movimiento de grandes volúmenes de residuos que cubren varios kilómetros cuadrados de área.

### **2.2.13.3 Estabilidad Sísmica De Taludes.**

Los eventos sísmicos son capaces de inducir fuerzas de gran magnitud, de naturaleza cíclica, las cuales pueden producir la falla rápida de taludes y laderas. Además, la resistencia al corte de un suelo puede reducirse a causa de cargas oscilatorias que generan deformaciones cíclicas, o debido a la generación de presiones altas de poros.

La combinación entre la acción de las cargas sísmicas y la disminución de la resistencia pueden producir una disminución general de la estabilidad. El caso mas crítico es el de materiales no plásticos de grano fino como son los limos o las arenas finas. En el análisis de estabilidad se requiere analizar los cinco factores que se indican a continuación:

- Magnitud de la fuerza sísmica.
- Disminución de la resistencia a causa de las cargas oscilatorias.
- Disminución de la resistencia por aumento de la presión de poros.
- Fenómeno de resonancia.
- Amplificación de las cargas sísmicas por la presencia de suelos blandos. Se han propuesto cuatro métodos de análisis para la evaluación de la estabilidad de taludes y laderas, en el caso de eventos sísmicos:

- Método pseudoestático en el cual las cargas del sismo son simuladas como cargas estáticas horizontales y verticales.
- Método del desplazamiento o las deformaciones, el cual se basa en el concepto de que las aceleraciones reales pueden superar la aceleración límite permitida, produciendo desplazamientos permanentes.
- Método de la estabilidad después del sismo, la cual es calculada utilizando las resistencias no drenadas, en muestras de suelo

representativas que han sido sometidas previamente a fuerzas cíclicas comparables a las del sismo esperado.

- Método de análisis dinámico por elementos finitos. Por medio de un análisis en dos o tres dimensiones, utilizando un modelo específico se pueden obtener detalles relacionados con esfuerzos, deformaciones cíclicas o permanentes.

Los dos primeros métodos son los más utilizados en la práctica de la geotecnia debido, especialmente a su facilidad de implementación.

La dificultad que se presenta es la carencia de sistemas que permitan incorporar el análisis sísmico a los métodos matemáticos de análisis de taludes aplicables a suelos residuales.

### **Análisis Sísmico De Taludes**

La predicción de deslizamientos producidos por sismos o análisis de estabilidad sísmica puede clasificarse en varios sistemas:

#### **1. Análisis pseudoestático**

El método utiliza el mismo procedimiento general de cualquiera de los métodos de equilibrio límite, con la diferencia de que se incluyen fuerzas pseudoestáticas horizontales y verticales, debidas al evento sísmico. Estas fuerzas sísmicas se asumen, que son proporcionales al peso de la masa de deslizamiento potencial y de los coeficientes sísmicos  $k_h$  y  $k_v$  expresada en términos de veces la aceleración  $g$ , producida por el sismo.

Generalmente, se recomienda analizar con carga sísmica pseudoestática solamente la superficie más crítica identificada en el análisis estático. La mayoría de los análisis solamente tienen en cuenta la fuerza sísmica horizontal  $k_x$  y su componente vertical  $k_v$  se asume igual a cero.

La magnitud del coeficiente sísmico debe simular la naturaleza de la fuerza del evento que depende de la intensidad o aceleración del sismo, duración el movimiento y frecuencia. Para un análisis muy conservador se puede asumir que el coeficiente sísmico horizontal  $k_h$  es igual a la máxima aceleración pico

esperada de un evento sísmico en el sitio. Sin embargo, este análisis conservador puede producir dificultades numéricas para  $k_h$  mayor que 0.4.

**CUADRO 2.2.6 Coeficientes sísmicos para análisis pseudoestático**

$k_h$	F.S.	Observaciones
0.10g	> 1.0	Sismo importante. Cuerpo de ingenieros, 1982.
0.15g	> 1.0	Sismo de gran magnitud, Cuerpo de ingenieros, 1982.
0.15g a 0.25g	> 1.0	Japón
0.15g	> 1.15	Seed, 1979. Con una reducción de resistencia del 20%.
½ de la aceleración máxima	> 1.0	Hynes-Griffin y Franklin, 1984, y una reducción de resistencia del 20%.

Un procedimiento es el utilizar los coeficientes indicados en la tabla; Sin embargo, en ocasiones se realiza el análisis a la inversa haciendo una gráfica de coeficiente sísmico contra factor de seguridad, el cual permite determinar la magnitud de la amenaza para diversas aceleraciones de sismo. En el cual se utiliza el método estático de análisis de estabilidad colocando una fuerza sísmica pseudoestática adicional. Existen varias formas de plantear el problema de acuerdo al tipo de falla analizado y a los parámetros sísmicos utilizados.

***Determinación del valor de aceleración máxima para el análisis***

La cuantificación de un valor de aceleración máxima para estabilidad de taludes debe tener en cuenta los siguientes criterios empíricos:

- a. Si la masa considerada para deslizamiento es rígida la aceleración inducida sobre la masa debe ser igual a la aceleración máxima esperada con sus respectivas amplificaciones por sitio y topografía.
- b. Si la masa de suelo no es rígida, como es el caso de la mayoría de situaciones y si se tiene en cuenta que la aceleración pico solo se presenta en períodos de tiempo muy pequeños no suficientes para producir una falla; se pueden utilizar valores entre 0.1 y 0.2g, dependiendo de la intensidad del sismo esperado. Se recomienda utilizar valores entre 1/3 y ½ de la aceleración máxima esperada con las respectivas amplificaciones.

### ***Limitaciones del método pseudoestático***

El método pseudoestático presenta algunas inconsistencias para modelar el efecto real de un sismo sobre un talud. Algunas de estas limitaciones son las siguientes:

- a. No es confiable en suelos que generan presiones de poros altas.
- b. No tiene en cuenta que algunos suelos presentan degradación de la resistencia hasta en un 15% debido a la onda sísmica.

## **2. Métodos de análisis de las deformaciones**

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

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

### ***Método del desplazamiento de Newmark***

Este procedimiento extiende el análisis a la consideración de la historia de aceleraciones (Acelerogramas) de la masa de deslizamiento. Este acelerograma se selecciona en tal forma que represente un modelo realístico de los movimientos del terreno esperados en el sitio y luego se compara con la aceleración límite para determinar los desplazamientos permanentes.

El método de Newmark asume que existe una bien definida superficie de falla, un material rígido y perfectamente plástico, una pérdida despreciable durante el

sismo y la ocurrencia de deformaciones permanentes solamente si el esfuerzo dinámico supera la resistencia al cortante. Adicionalmente, se supone que el talud solo se deforma hacia abajo. El procedimiento requiere que previamente se determine el valor de la aceleración crítica vertical  $k_y$ , utilizando métodos convencionales de equilibrio límite.

La principal dificultad de este método es la selección de un acelerograma apropiado que simule el movimiento del talud; sin embargo, una vez se ha seleccionado el acelerograma, se pueden calcular los desplazamientos permanentes por integración doble de las partes del acelerograma que excede la aceleración límite para la superficie de falla crítica. Existen programas de computador para desarrollar esta doble integración.

**CAPITULO III**  
**DIÁGNOSTICO DEL SITIO DE**  
**ESTUDIO.**



### **3.1 INTRODUCCIÓN**

El territorio salvadoreño, está sujeto a diversas peligrosidades de naturaleza Geo-ambiental relativas a aspectos meteorológicos y geológicos (terremotos, erupciones volcánicas, derrumbes, inundaciones); cuyos efectos ligados a las acciones antrópicas, acentúan el grado de peligrosidad natural.

Con el propósito de mitigar los riesgos derivados de estos procesos se ha tomado como área de estudio un sector del Departamento de Sonsonate (Juayúa – San José de la Majada) que por sus características geoambientales, constituye un área representativa del contexto geológico, geomorfológico e hidrogeológico de la zona montañosa del territorio Sonsonateco. Debe subrayarse que en una fase de diseño deberá procederse a una evaluación más puntual, por medio de un estudio de mayor detalle, dirigida esencialmente al análisis de todos los componentes de la peligrosidad. Resulta entonces evidente que, en cada caso, son necesarias medidas de prevención basadas en estudios particularizados. Tales estudios, entre otras cosas, deben ser acompañados de una red de monitoreo para la adquisición de datos en situaciones eventuales en que se sobrepase el umbral de riesgo, para permitir la correcta interpretación de los mecanismos precursores de los desastres naturales, y de esta forma realizar intervenciones de protección – mitigación pertinentes al caso.

#### **3.1.1 ANÁLISIS SISMO – GEOLÓGICO.**

La crisis sísmica que inició con el terremoto del 13 de Enero del 2001 y se prolongó hasta el mes de Febrero, y sus respectivas réplicas que alcanzaron magnitudes del orden de 5 en la escala de Richter, provocaron numerosas víctimas y cuantiosos daños.

En particular desde un primer plano, un papel determinante entre los procesos destructivos, ha sido la ocurrencia de desprendimientos de tierra en las pendientes, originados por la acción de la sacudida sísmica. Basta pensar en lo ocurrido el 13 de Enero en Santa Tecla, donde habitantes y viviendas fueron duramente afectados, ocurriendo un deslizamiento inducido por el sismo; el cual ocasionó muerte y destrucción, dejando a ras de suelo la Colonia “Las Colinas”.

En los territorios afectados por el sismo y en particular aquellos de la región occidental salvadoreña, el evento sísmico ha provocado daños notables a viviendas, infraestructura y edificaciones. Con la ocurrencia del terremoto del 13 de Enero se produjeron 574 derrumbes muy destructivos. Es necesario subrayar que el evento sísmico anteriormente citado fue acompañado de numerosos movimientos de reajuste (réplicas), a veces con magnitudes mayores de 5 en la escala de Richter, que en cualquier caso fueron contribuyendo a la parcial o total reactivación de anteriores derrumbes que provocaron el inicio de nuevos movimientos de masa. Del análisis de los datos anteriormente expuestos resulta evidente que si por un lado los daños sufridos por las construcciones, particularmente de aquellas de mala calidad constructiva, se han producido directamente por la acción del sismo, para muchas otras estructuras e infraestructuras, la principal causa de destrucción ha sido la movilización de muchos derrumbes.

Con el propósito de clasificar mejor la fenomenología de los derrumbes ocurridos, puntualizando factores que predisponen su ocurrencia, causas del inicio y tipología de movimiento, además de evaluar las condiciones actuales de estabilidad, se ha realizado una primera investigación esencialmente orientada a la evaluación de las condiciones de estabilidad de los taludes en la zona comprendida entre Juayúa y San José de la Majada, considerando la acción de un evento sísmico.

## **3.2 ESTRUCTURA GEOLÓGICA EN EL SALVADOR.**

### **3.2.1 PROCESO OROGENÉTICO.**

La estructura montañosa de El Salvador, está esencialmente constituida de dos cadenas alargadas en sentido Este-Oeste, y separadas por un vasto altiplano central, que representa la prosecución septentrional de la cordillera de los andes.

Tales configuraciones morfológicas, son las que caracterizan en su totalidad al margen occidental de América Central, siendo el resultado de los choques internos, de la placa de cocos (ubicada al oeste-sur oeste, y constituida de litosfera con corteza oceánica) y la placa del caribe (situada al Este-noreste, y formada de litosfera con corteza continental). Debido a estas colisiones, y en razón de la mayor densidad de la corteza oceánica respecto a la placa continental, se provoca de esta

forma el hundimiento (subducción) de la más pesada (cocos). Estos choques han transmitido, una intensa deformación de la corteza (orogénesis) que han arrastrado grandes volúmenes de roca y que se han manifestado en la superficie con el lento y gradual levantamiento de una cadena montañosa (cordillera), acompañado de procesos metamórfico-magmáticos y plasmándose en violentos terremotos y ruinosas erupciones volcánicas. El proceso orogénético que se está realizando a través de muchas decenas de millones de años, es la causa de los orígenes de un sistema llamado arco-fosa, que va procediendo del sur hacia el norte

Unido a la cadena montañosa se encuentra un arco volcánico magmático (frente volcánico de la América central), constituido de una cadena de volcanes situados a lo largo del margen del océano pacífico, el cual puede ser subdividido en:

- 1) Una cordillera meridional (cordillera costera), compuesta de numerosos volcanes activos.
- 2) Una cuenca de intra-arco (altiplano central), cuyo origen es debido a procesos tectónicos de tipo distensible;
- 3) Una cordillera septentrional (área hondureña) intensamente deformada.

Desde todo punto de vista, la evolución geomorfológica puede ser esquematizada con el siguiente modelo:

- a) Procesos orogénéticos y de elevaciones que han determinado las imersiones del área mientras contemporáneamente se den episodios eruptivos, produciendo materiales volcánicos.
- b) Prosecución del fenómeno de elevación, que determina los procesos de incisión fluvial con aumento de la energía del relieve y creación de escarpadas vallas, en correspondencia mutua con cuellos fluviales o de vertientes grandemente inclinados, o de escarpadas y riveras de erosiones fluviales.
- c) Frecuente desarrollo de movimientos de desprendimientos de tierra de tipo sacudimientos (donde se han hecho presentes escarpados verticales o subverticales), escurrimiento y desagües.

### 3.2.2 FORMACIONES GEOLÓGICAS EN EL SALVADOR.

Las formaciones geológicas son muy variadas y van desde rocas sedimentarias mesozoicas de naturaleza carbonada y cuarzosa (Formación. de Metapán, período jurásico- cretáceo) en el extremo Nor-occidental del país, hasta la de tipo aluvión por meteorización - depositación de las rocas anteriores.

El Salvador está esencialmente constituido de una combinación rocosa, pertenecientes a los períodos terciario-cuaternario, sedimentarias (piroclásticas y andesitas) las cuales han sido originadas, luego que fueron reconducidas a subseguirse de erupciones volcánicas, de los tipos explosivas y efusiva, cuya edad está comprendida dentro de los períodos Oligoceno y el Holoceno. Particularmente en la literatura geológica esta combinación de terrenos, se subdivide comúnmente en cinco diferentes unidades (formaciones) que van desde la más antigua a la más reciente, y estas son:

- ❖ Formación Morazán (Oligoceno – Mioceno)
- ❖ Formación Chalatenango (Oligoceno – Mioceno)
- ❖ Formación del Bálsamo (Mioceno – Plioceno)
- ❖ Formación de Cuscatlán (Plioceno – Pleistoceno)
- ❖ Formación de San Salvador (Holoceno)

En el análisis detallado de todas las formaciones, se ha obtenido la resultante de unas sucesiones policíclicas de:

- Niveles de piroclásticas estratificadas en bancos de 1 mts hasta 10 mts, compuestos de combinaciones de cenizas y lapidificaciones hasta varios grados de cementaciones, contenidas a veces en horizontes discontinuas, hasta en bombas volcánicas; se trata de rocas sedimentarias clásticas, constituidas de elementos silicalizados y hasta de composiciones ácidas, derivadas de erupciones volcánicas del tipo explosivo.
- Rocas basálticas o andesitas, originadas de los enfriamientos de extensas colaciones lávicas, producto de actividades volcánicas de los tipos efusivo, tratándose de rocas eruptivas que se modifican en ambientes sub aéreo.

- Depósitos sedimentarios epiclásticos, derivados de los desmantelamientos de las rocas pre existentes (esencialmente las piroclásticas, las andesititas y las basálticas, anteriormente descritas.
- Raras intercalaciones de depósitos fluviales, lacustres o costeras, (así como cascajo, arena y lodos, hasta en diferentes grados de cementaciones) o de los productos eluviales (paleosuelos) que, así como los depósitos sedimentarios epiclásticos, sobre expuestos, han sido formados durante los períodos de quietud volcánica, comprendido entre una erupción y otra.

Las distintas formaciones geológicas en El Salvador pueden representarse en seis unidades principales, Aluviones, Volcanitas Plio-Pleistocénicas y Holocénicas, Volcánicas Mio- Pliocénicas, Volcánicas Oligocénicas, Intrusivo Oligo-Miocénico y Sedimentario Mesozoico.

### **3.2.3 ESTUDIO MORFOLÓGICO.**

Todos los procesos de formación de la estructura geológica de la zona montañosa Salvadoreña han estado activos desde finales de la era mesozoica. En dichos casos, las rocas volcánicas formadas como consecuencia de las frecuentes erupciones y las deformaciones consiguientes a los procesos orogénicos, los cuales han determinado gradualmente, las emersiones de la región salvadoreña (terciario), con las particularidades de las edificaciones montañosas. Sucesivamente los eventos tectónicos distensivos han fragmentado dichas edificaciones, generando estructuras tectónicas de los tipos Horst y Graben.

Complejamente, la configuración geomorfológica resulta señalada por la presencia de altos y bajos morfológicos, correspondientes a los altos y bajos estructurales, impuestos en correspondencia con los sistemas o relieves volcánicos y de estructuras del tipo Horst (cordillera) mientras las grandes depresiones, han coincidido con cuencas de entre-arco (altiplano central) o con grandes calderas, y cráteres. Están del mismo modo presentes en escarpadas y grandes vertientes de fallas, reconducibles hacia movimientos tectónicos de los tipos block-faulting.

En El Salvador, existen 4 diferentes sectores, caracterizados por una diversa evolución morfológica:

- a) El área de las cordilleras, están más genéricamente, compuestas por los surgimientos piroclásticos, constituidos de combinaciones de cenizas y lapidaciones altamente corrosivas, fuertemente incididas por corrientes de agua afectadas por difusos desprendimientos de tierra, que han consentido el origen de medios muy articulados.
- b) El sector de la colación lávicas y de los derramamientos efusivos, están contramarcados por surgimientos basálticos, o andesíticos menos corrosivos, con presencia de vertientes poco incisas y tenuemente inclinadas, dominadas esencialmente por procesos de alteración química.
- c) Los medios en los cuales han brotado los volcanes activos, son indicadores de la existencia de relieves cónicos, a veces alineados con depresiones mas o menos grandes.
- d) La región constituida por las planicies costeras, son las grandes llanuras aluvionales, las cuales son afectadas por divagaciones e inundaciones fluviales que en el tiempo, han recibido como resultado, la deposición de potentes acumulaciones, aluvionales, lacustres o deltáicas.

Las erupciones volcánicas, han de hecho contribuido a colmar antiguas hondonadas y dan lugar así largas extensiones agrícolas, constituidas de rocas piroclásticas y efusivas. Los graduales y generalizados fenómenos de elevamiento, y los movimientos tectónicos de tipo block-faulting, han sido las causas que han procedido, en vez de una disminución de los niveles básicos de las erosiones, con la consiguiente iniciación de los procesos de incisiones y de erosiones regresivas de los cursos de las aguas. Siempre alrededor de estos procesos se han determinado la segmentación de las extensiones agrícolas, lávicas y piroclásticas, con formaciones de gargantas o profundas vallas, estas han provocado consiguientemente un aumento de la energía del relieve, que han permitido el desarrollo de los fenómenos de desprendimientos de tierra.

### **3.3 INVESTIGACIÓN GEOLÓGICA DEL SITIO DE ESTUDIO.**

#### **3.3.1 GEOLOGÍA REGIONAL.** (Ver Anexos A-5, A-6)

El Salvador, esta situado en una meseta volcánica, la cual se extiende desde Guatemala hasta Honduras, esta constituido principalmente por rocas ígneas de origen volcánico de edad terciaria a reciente, teniendo base de edad mesozoica las cuales afloran en la esquina NW del país (Metapán).

Hacia el cierre del periodo terciario, una compresión regional permitió la formación de un pliegue, corriendo paralela a la Costa del Pacifico desde Guatemala a través de El Salvador hasta Nicaragua (Cordillera Costera). Esfuerzos tensionales a lo largo de la cresta de este pliegue produjeron una zona de fallas, y formó lo que ahora se conoce como Cordillera Central de El Salvador. Esta zona de fallas es el lugar geométrico del volcanismo cuaternario en El Salvador que empezó a lo largo de las fracturas septentrionales y emigró al costado sur de la cordillera, tendiendo a ocultar la estructura. El vulcanismo del Cuaternario se ha centrado alrededor de los conos volcánicos de Nueva Concepción, Santa Ana, y Masahuat, que están compuestas de lavas basálticas y andesíticas, en adición al centro volcánico de Cacahuatique (piroclásticos en lavas andesíticas recientes) y lavas andesíticas Terciarias al sur de Santa Rosa de Lima.

Los sedimentos recientes consisten mayormente de material no-consolidado o aluviones producidos por la acción del clima y de la erosión de rocas volcánicas y de la meseta volcánica que se eleva sobre la llanura de la Costa del Pacifico. Los aluviones cubren la llanura Costera del Pacifico y se pueden encontrar depositados al pie de los montes, valles y depresiones Inter-montañas.

Las fallas más recientes de El Salvador, representantes de disturbios de la corteza terrestre y actividad sísmica que comenzaron en el Cretáceo tardío o en el Terciario temprano, tienen generalmente una tendencia del noroeste al sureste. Las fallas se encuentran generalmente con dirección hacia el océano, y representan, junto con los volcanes que tienen dirección hacia el mar, la continua salida del complejo Centroamericano en el marco del cinturón estructural trans-pacífico.

### 3.3.2 GEOLOGÍA LOCAL

La geología en el Cerro Los Naranjos y Cerro El Águila, corresponde a eventos geológicos recientes que datan del Terciario superior a Cuaternario y conforman parte de la Formación San Salvador. La conformación estructural de la zona de estudio es la siguiente:

- **Fallas**, la zona esta afectada por fallas pequeñas de tipo normal o gravitacional, estas se encuentran en el Cerro Los Naranjos principalmente y se encuentran de forma transversal sobre la zona del desprendimiento, contribuyendo así a la inestabilidad de las laderas
- **Diaclasas**, estas se observan en las rocas tipo Lava volcánica dándole a la roca una forma tabular, esta estructura se observa en el Cerro Los Naranjos y en el Cerro El Águila.

#### **Formación de San Salvador**

El período de ésta formación se encuentra entre 5 300 000 y 1 600 000 años. Se encuentran en la cadena volcánica joven que atraviesa la parte sur del país y están compuestos por productos extrusivos de los volcanes individuales. Estos productos son: corrientes de lava, cúpulas de lava, tobas fundidas, tobas, pómez, escoria y cenizas volcánicas, que se encuentran a veces con intercalaciones de sedimentos lacustres. El espesor de los estratos y la sucesión varía de volcán a volcán. También se encuentran suelos fósiles color café y negro.

#### **Edades geológicas**

La zona de estudio esta conformada por una secuencia alternada de materiales volcánicos constituidos por: lavas volcánicas, piroclásticos, cenizas. Este tipo de material esta conformando los cerros Los Naranjos y El Águila. El buzamiento de estos estratos es a favor de la ladera de los cerros. Pudiéndose observar en los cortes y laderas la siguiente estratigrafía:

- Lavas volcánicas de color gris oscuro con textura de flujo, observándose la presencia de vidrio, se presenta formando estratos de forma tabular de espesor variable entre 0.50 m hasta 2.0 m. esta roca es afectada por la



meteorización y fracturamiento. En el campo son fácilmente reconocible pues es la roca que forma los desprendimientos de bloques.

- Piroclásticos, de color gris oscuro con tonos rojizos, negruzcos dando lugar a conformar estratos de forma irregular de materiales subángulosos que no presentan cementación entre ellos, los estratos tienen un espesor entre 0.50 m hasta 2.0 m, algunos autores les llaman bloques ó bombas. Estos materiales se encuentran alterados siendo fácilmente erosionables contribuyendo de esta manera a la inestabilidad de las laderas.
- Ceniza, de color gris blanquecino, beige, conforma estratos regulares de grosor variable desde pequeñas láminas de unos centímetros hasta 3.0 m. o más, este material es muy inestable por que no tiene cemento que ligue el material, tiene la apariencia de arena gruesa a fina.

### **3.3.3 HIDROGEOLOGÍA.** (Ver Anexo A-7).

La zona de estudio presenta un drenaje del tipo radial iniciándose en la cima de los cerros Los Naranjos y El Águila, con una cota de 2050 msnm aproximadamente, conformando una serie de quebradas de invierno cuyo punto de desagües es el río Ocuila a 800 msnm aproximadamente. La zona de estudio debido a su litología, conforma una formación rocosa con porosidad y permeabilidad alta, puesto que según datos la mayor parte del agua que capta la cuenca se infiltra siendo por esto un área importante de recarga hídrica.

Los mantos acuíferos ó Unidades acuíferas afloran hacia el sector Sur de la zona de estudio, conformando en estos puntos la zona de abastecimiento de agua para la población.

Las laderas de las zonas de estudio se encuentran inestables debido a su conformación litológica y a los fenómenos de meteorización y erosión que actúan sobre ellas, generando una serie de estructuras como fallas, diaclasas, grietas, y otros. La inestabilidad se puede observar en las 17 quebradas de la zona, siendo el más afectado el Cerro Los Naranjos pues allí se encuentran los mayores deslizamientos que afectarían la mayor cantidad de viviendas ubicadas en el Cantón de San José de la Majada.

En la zona de estudio se pueden clasificar a los movimientos encontrados como desprendimientos de tipo traslacional en la mayoría y unos pequeños rotacionales. También se observa Reptación el cual es un movimiento lento, Corriente de derrubios conformado por material detrítico de diversos tamaños que se desparrama en la parte inferior de las laderas y se acumula formando pequeños conos de deyección.

Los depósitos que generan los deslizamientos en el Cerro Los Naranjos y Cerro El Águila se originan por el desprendimiento de materiales detríticos provenientes de las laderas inestables. Estos materiales son heterogéneos desde bloques de gran tamaño hasta materiales finos.

Los depósitos tienen forma de conos de deyección, se encuentran con poco movimiento al pie de la ladera. Sobre la base de los depósitos antiguos podemos mencionar que al producirse el fenómeno de avalancha, el cual acarrearía los materiales que incorpore a su paso llegaría hasta la zona poblada de San José de la Majada.

### **3.3.3.1 Erosión**

Este proceso geológico afecta al Cerro Los Naranjos y Cerro El Águila, el primero se hace más notorio entre la cota de los 1500 msnm y 1700 msnm y el segundo sobresale entre la cota 1600 msnm y 1750 msnm. La erosión se observa que va en una evolución constante pues dada la naturaleza de los materiales que componen la zona de estudio, los cuales no tienen un ligante o cemento entre ellos, por lo cual los hace un material fácil de erosionar y es así como los agentes erosivos como son el agua, viento, y gravedad actúan sobre ellos destruyéndolos conformando de esta manera la inestabilidad constante de las laderas. En el campo es notoria la erosión diferencial.

### **3.3.3.2 Meteorización.**

Este proceso geológico es de largo plazo y afecta a toda la zona de estudio, variando su intensidad, pues podemos mencionar que las zonas mas altas (mayor

a la cota de los 1400 msnm) son las más afectadas pues permanecen el mayor tiempo afectadas por densas neblinas.

Actúan sobre la zona la meteorización física y química de las rocas. Este proceso contribuye a la destrucción de los componentes de los materiales volcánicos, por lo tanto crean inestabilidad de laderas a largo plazo.

### **3.3.3.3 Amenazas Hidrológicas.**

Con respecto a todo lo anteriormente expuesto se puede determinar que las amenazas hidrológicas pueden causar inundaciones y coladas de lodo, debido a las fuertes precipitaciones de la zona pero principalmente a la obstrucción por escombros y basura en las tuberías de obra de paso existentes y a la no adecuada área hidráulica diseñada.

## **3.4 ESTUDIO HIDROLÓGICO DE LA ZONA. (Ver Anexos A-8, A-9)**

Como es conocido, el clima de El Salvador es Tropical y se caracteriza por que tiene condiciones anuales más o menos iguales, sin embargo podemos afirmar que las oscilaciones diarias son mayores que las anuales en cuanto a temperatura, esto es por que el país se encuentra localizado en la parte exterior del cinturón climático de los trópicos.

Las zonas de vegetación se encuentran asociadas a los fenómenos climáticos existentes en cada región. Para El Salvador se distinguen tres zonas climáticas, de acuerdo con la altura del nivel del mar y por lo tanto son tres los tipos de comunidades asociadas a cada zona climática y son:

<b>ZONA CLIMATICA</b>	<b>COMUNIDAD</b>
<input type="checkbox"/> <b>Tierra Caliente</b>	<input type="checkbox"/> <b>Sabana Tropical Caliente</b>
<input type="checkbox"/> <b><u>Tierra Templada</u></b>	<input type="checkbox"/> <b><u>Sabana Calurosa</u></b>
<input type="checkbox"/> <b><u>Tierra fría</u></b>	<input type="checkbox"/> <b><u>Bosques Nebulosos</u></b>

**CUADRO 3.4.1 Caracterización De Zonas Climáticas.**

Según la clasificación de Copen, Sapper y Lauer. La zona de estudio se clasifica como:

- **En la zona de los 1000 – 1600 msnm como Tierra Templada Calurosa**
- **En la zona de los 1600 – 2050 msnm como Tierra fría – Bosque nebuloso**

Desde el punto de vista meteorológico existen dos estaciones, una lluviosa y otra seca, la primera ocurre de Mayo a Octubre y la otra de Noviembre a Abril.

**Temperatura**, estas oscilan entre los 5 °C en las zonas mas altas, 30 °C en las zonas más bajas. Los meses de temperaturas bajas son Noviembre, Diciembre y los de temperaturas altas son Abril, Mayo.

**Humedad Relativa**, el promedio medio anual alcanza el 75%, siendo el valor máximo de 90% durante los meses Agosto, Septiembre.

**Vientos**, la velocidad promedio del viento es de 70 Kilómetros por hora, variando según los meses del año.

**Precipitación**, el promedio anual de lluvias en el área de estudio es de aproximadamente 3500mm de la cual el 95% cae durante la época lluviosa, casos diarios caen entre 40 – 70 mm. Excepcionalmente llega hasta 440 mm en un día.

### **3.4.1 VEGETACIÓN.**

La zona de estudio se caracteriza por presentar tres zonas de vegetación (Ver Anexo A-10):

- La zona baja que comprende desde la cota de 1000 – 1200 msnm, caracterizada por arbustos de poco tamaño y cultivos de café los cuales predominan esta zona.
- La zona intermedia que comprende, desde la cota de 1200 – 1700 msnm, caracterizada por árboles, arbustos de tamaño regular y cultivos de café que predominan en esta zona.
- La zona alta que comprende desde la cota de 1700 – 2050 msnm, caracterizada por lo que se denomina un Bosque primario con árboles de gran tamaño y gran cobertura de suelos orgánicos.

### **3.4.2 CARACTERÍSTICAS GENERALES DE LAS SUBCUENCAS (Anexo A-8)**

#### a) Topografía: (Anexo A-12)

La superficie del terreno en estudio se puede definir como plano, ligeramente inclinado y fuertemente inclinado formando pequeñas quebradas en la superficie del cerro Los Naranjos. Así también la forma de la subcuenca influye en el escurrimiento, ya que se puede definir como una cuenca larga, estrecha y en la parte superior de pendientes fuertes, por lo tanto el tiempo de concentración requerido para el agua precipitada a concentrarse en el punto de interés es mínimo.

#### b) Suelo y vegetación: (Anexo A-10)

Las características de la zona de estudio son suelos puramente fértiles en términos agrícolas, lo que nos muestra que posee una alta capacidad de infiltración debido al material orgánico que se encuentra y posteriormente a los estratos arenosos de la zona, lo que permite un control adecuado de drenaje superficial.

#### c) Clima: (Anexo A-9)

La tierra esta clasificada como tierra de temperatura de templada a tropical.

### **3.5 UBICACIÓN GEOGRAFICA (Ver Anexo A-11).**

La zona de estudio está ubicada en los Cerro Los Naranjos, Cerro El Águila y caseríos aledaños, pertenecientes al Cantón de San José de la Majada, y comunidades vecinas, Municipio de Juayúa departamento de Sonsonate. Se tiene acceso a la zona de estudio por dos vías, la primera es por carretera asfaltada desde Santa Ana – Juayúa, la segunda ruta también por carretera asfaltada desde Sonsonate – Juayúa – Santa Ana.

La zona de estudio esta ubicada entre la cota 1,000 msnm a 2050 msnm, conformando la zona un relieve irregular, identificando en la parte alta una topografía abrupta con pendientes mayores al 35%, escarpas, quebradas tipo cañón y depósitos de sedimentos tipo conos aluviales y deslizamientos, en la parte intermedia se observa un relieve de menor pendiente 20% y la topografía presenta

menor contraste como, valle juvenil, quebradas más anchas, en la parte mas baja se observan un relieve semiplano con pendientes menores al 15% conformando una zona plana y donde se encuentran la mayoría de la población de la zona de estudio.

Según la cota se reconocen que las pendientes se comportan de la siguiente manera, la zona de mayores pendientes 35% - 40% se encuentra a 1,500 – 1,850 msnm en la que se ubican las laderas con los deslizamientos activos, la segunda zona esta conformada por pendientes medias 20% - 30% y se encuentra entre la cota 1,200 - 1500, la tercera zona conformada por pendientes bajas 5% - 15% y se encuentra entre los 1,000 – 1200msnm. (Ver Anexo A-12)

### **3.6 TIPOLOGÍA DE LOS MOVIMIENTOS DE MASA.**

Desde todo punto de vista, en la mayor parte de los casos, los motivos que han determinado la iniciación de los derrumbes son siempre los provocados por tres causas fundamentales:

- a) Eventos metereológicos (lluvias torrenciales).
- b) Sacudidas sísmicas.
- c) Actividades de índole antrópica.

En mérito a la tipología de los movimientos, los derrumbes analizados de manera particular, durante los estudios efectuados se han clasificado fundamentalmente como (Ver Anexo A-13):

- **DERRUMBES (BLOQUES).** Las cuales consisten en el desprendimiento de bloques ubicados en taludes casi - verticales, o muy escapados que han sido expuestos a un movimiento formado por componentes verticales. Estos derrumbes frecuentemente ocurren a lo largo de escarpadas (zonas de pendientes muy pronunciadas). Complejamente los fenómenos comprenden las caídas libres debido al quebrantamiento o separación de los fragmentos del cuerpo del talud.

- ESCURRIMIENTOS. Son provocados por procesos de ablandamiento de los estratos pseudocoherentes por obra del agua (que da lugar a una masa fangosa de alta densidad) o arrastrando consigo terrenos sueltos, con movimiento resultante similar a aquellos constituidos por fluidos viscosos.
- DERRUMBES COMPLEJOS (escurrimientos/desagües). En estos casos los escombros de los desprendimientos de tierra derivados de procesos de escurrimientos o sacudimientos están implicados en movimientos de tipo colada.

Estos tipos de falla de naturaleza compleja forman la causa y tipología de los movimientos. Habiendo mostrado muchos elementos en común, tomando en cuenta las causas iniciales, sirviendo como detonante las sacudidas sísmicas (DERRUMBES), intensas precipitaciones pluviales (ESCURRIMIENTOS) o la combinación de ambas (DERRUMBES COMPLEJOS); sin embargo se han producido resultados diferentes partiendo del contexto geológico-geomorfológico, en los cuales se han llevado a cabo los derrumbes.

### **3.6.1 ÁREA DE CORDILLERAS**

Estas son las áreas que han presentado la mayor densidad de desprendimientos de tierra. Los movimientos que provocan los derrumbes, son preponderantemente de los tipos mencionados anteriormente. En particular, se tratan de fenómenos de derrumbes o escurrimiento tipo desagües.

Los factores que han favorecido el desarrollo de los cuerpos de derrumbes, se han constituido principalmente por las elevadas pendientes escarpadas de las vertientes, y por la presencia de una combinación de rocas (piroclásticas) en diferentes grados de cohesión (niveles sobre lapidificaciones y hasta cenizas). A su vez, las elevadas pendientes de las vertientes se deben a partir de procesos de incisión producidos por erosiones laterales de las corrientes de agua. En otros casos se trata de escarpados artificiales, cerca de obras de infraestructura vial llevados a cabo por el ser humano mismo.

La probable existencia de mantos acuíferos suspendidos al interior de los niveles piroclásticos más permeables intrapoladas dentro de horizontes esencialmente

impermeables han manifestado fenómenos de aumento de las presiones neutras y del peso de volumétrico, disminuciones del ángulo de fricción interna, anulación casi total de la cohesión y mayor amplificación de las ondas sísmicas aunado a la probabilidad de ocurrencia del fenómeno de licuefacción de los suelos, contribuyendo del mismo modo al desarrollo de los movimientos en masa.

A estos factores acontece también añadir, la intensa obra de deforestación, que en el transcurrir del tiempo ha dejado al descubierto por completo vertientes de sus coberturas vegetales naturales, favoreciéndose así los procesos de arrollamiento difuso, de grandes incisiones fluviales y consecuentemente, de desprendimientos de tierra.

Es preciso hacer notar la presencia de habitantes y de infraestructura, situadas aledañas a las pendientes muy inclinadas de la cordillera, o de los centros habitacionales ubicados al pie de escarpadas subverticales, concediendo a estas áreas condiciones de elevado riesgo de derrumbes.

### **3.6.2 ÁREAS COLINARIAS O CON VERTIENTES MODERADAMENTE ESCARPADAS.**

Las configuraciones geomorfológicas de las áreas investigadas están complejamente caracterizadas por pendientes moderadamente onduladas, debido esencialmente a la presencia de extensas colaciones lávicas cerca de composiciones basálticas o andesíticas producto de la intensa actividad volcánica reciente de la zona. Contribuyendo a la existencia de rocas coherentes y resistentes en vertientes poco inclinadas, en esta área los movimientos de deslizamiento de tierra son menos probables. Sin embargo, se ha manifestado la presencia de escarpados o pendientes subverticales, debido a los procesos morfogenéticos anteriormente descritos, debido a lo anterior en estos sectores se han dado fenómenos de tipo desprendimientos por sacudidas.

En todo caso las causas iniciales pueden ser, indudablemente debidas a las sacudidas sísmicas, y además a los eventos de intensas lluvias y a las actividades de índole antrópico.



### **3.7 PRUEBAS DE LABORATORIO.**

#### **3.7.1 ELECCIÓN DE LAS PRUEBAS DE LABORATORIO A REALIZAR.**

Las pruebas de laboratorio a ejecutar se eligieron en base a los siguientes aspectos a técnicos:

- Investigar parámetros básicos del suelo como lo son su clasificación y contenido de humedad.
- Analizar el comportamiento del suelo frente a la acción de las ondas sísmicas y de esta manera comprobar si el suelo puede o no ser susceptible al fenómeno de la licuación.
- Conocer el comportamiento geomecánico del suelo del lugar, a través de parámetros como resistencia al cortante y su propio peso.

#### **3.7.2 TIPO DE PRUEBAS A REALIZAR.**

Las pruebas de laboratorio que se realizaron a las muestras son las siguientes:

- Análisis Granulométrico (Según norma ASTM D 422)
- Peso Volumétrico (Según norma ASTM D 854-92)
- Límites de consistencia de Atterberg (Según norma ASTM D 4318-93)
- Contenido de humedad (Según norma ASTM D-2216)
- Clasificación de suelos MÉTODO S.U.C.S. (Según norma ASTM D-2487)
- Prueba de compresión triaxial. No consolidada - no drenada “rápida” (Según norma ASTM D-2850).

#### **3.7.3 METODOLOGÍA Y EXTRACCIÓN DE LAS MUESTRAS.**

(Anexos B-5, B-6)

Se extrajo una muestra inalterada, porción cuasi – cúbica del suelo del lugar (queso) con dimensiones de 40 cms x 40 cms x 40 cms, en el Km 85 ½ de la carretera que del Municipio de Juyúa conduce al Cantón San José de la Majada, ubicado en el lateral izquierdo en el sentido del estacionamiento progresivo. La metodología para la selección del sitio de extracción de la muestra fue la siguiente:

- El sitio cumple con la consideración de ser un punto de muestreo representativo de la zona de estudio. Además posee la cualidad de formar parte de un talud con inestabilidad comprobada, debido a evidencias de derrumbes anteriores. (Anexo B-1, B-2).
- Forma parte de un talud considerado para el análisis como talud tipo, de dimensiones (Altura máxima 25 m), estratigrafía (Uni-estrato de tierra blanca) y cualidades geotécnicas consistentes para tomarla en cuenta en el análisis como un modelo para análisis de estabilidad sísmica de los taludes de la zona.

### 3.7.4 METODOLOGÍA DE REALIZACIÓN DE LAS PRUEBAS DE LABORATORIO.

La forma en la cual se realizaron las pruebas de laboratorio en los suelos muestreados fue como a continuación se describe:

- Elección del punto de muestreo.
- Obtención, protección de la muestra inalterada (queso) con una capa de parafina y transporte al laboratorio de suelos y materiales.
- Ejecución de las pruebas de laboratorio e informe de los resultados.

### 3.7.5 RESULTADOS DE LAS PRUEBAS DE LABORATORIO.

**CUADRO 3.7.1 Resultado de pruebas de laboratorio.** (Ver Anexo C)

<b>PRUEBA</b>	<b>NORMA</b>	<b>RESULTADO</b>
Análisis Granulométrico	ASTM D 422	—
Peso Volumétrico	ASTM D 854-92	<b>1.64 gr/cm<sup>3</sup></b>
Limites de consistencia de Atterberg	ASTM D 4318-93	<b>NO PLASTICO</b>
Contenido de humedad	ASTM D-2216	<b>30.00 %</b>
Clasificación de suelos MÉTODO S.U.C.S	ASTM D-2487	<b>SM</b>
Prueba de compresión triaxial. No consolidada - no drenada "rápida"	ASTM D-2850	<b>C = 0.40 Kg/cm<sup>2</sup></b>
		<b>φ = 36.20 °</b>

**CAPITULO IV**  
**ANÁLISIS PARA EL DISEÑO**  
**SISMORRESISTENTE DE TALUDES.**

## **4.1 INTRODUCCIÓN.**

El primer paso en un estudio de estabilidad de taludes es la determinación del nivel de riesgo, ya que tanto las actuaciones siguientes, como las inversiones económicas que conllevan, dependen de lo que se pretende salvar. En líneas generales, debe analizarse la probabilidad de pérdidas de vidas humanas, y después estimar la posible cuantía en daños materiales; esto permitirá establecer las directrices de la campaña de investigación. Esa campaña comienza con un estudio exhaustivo de las características topográficas, geológicas, geotécnicas, hidrológicas, y climáticas; para determinar cuales serán las peores condiciones a que va a ser sometido el talud, añadiendo a continuación las acciones previstas, así como las derivadas de negligencias o accidentes, estas dos últimas muy importantes, ya que suelen ser la causa de muchos de los problemas.

Luego se procede a la modelización, para lo cual es necesario disponer, aparte de una buena dosis de sentido común, del suficiente número de reconocimientos y ensayos que permitan hacerse una idea fiable de la geometría y las características geotécnicas de los materiales en juego. Es imperdonable “estimar” parámetros fundamentales que pueden medirse, tales como densidad, cohesión, ángulos de fricción interna, y solamente es permisible acudir a esas “estimaciones” para definir las características de materiales a utilizar en el futuro, y de los que ahora no se tienen datos; o cuando se dispone de tal cantidad de datos reales de la zona que puede acudirse a evaluaciones estadísticas, aunque esto solo a efectos de anteproyecto, porque en Geotecnia, como en otras Ciencias, lo que es necesario medir, debe ser medido. Hay que decidir entre estabilidad a corto o largo plazo, presiones totales o efectivas, reducción o no de la cohesión. En general habrá que calcular un Factor de Seguridad (FS) a corto plazo, que suele considerarse como el tiempo que van a durar las actuaciones, y otro Factor de Seguridad (FS) a largo plazo, que contempla el periodo de vida de la obra. Para evaluar el primero no suelen tenerse en consideración acciones puntuales con largo periodo de retorno, tales como sismos o inundaciones graves, pero puede ser necesario incluir fuertes sobrecargas y vibraciones inducidas por el tránsito, inundaciones locales y escorrentías mal controladas al no existir todavía un adecuado sistema de

drenaje, y todas aquellas que el proyectista pueda prever. Como puede apreciarse, no existe un procedimiento definido para el cálculo de taludes, ya que las variables son tantas que invalidan una metodología normalizada.

Suponiendo que todas las fases se han cubierto con suficiente garantía, el valor que se tome para el Factor de Seguridad (FS) aceptable depende, en primer lugar, del nivel de riesgo, y después de la magnitud de las actuaciones implicadas, ya que en la propia esencia de la Ingeniería se encuentra el buscar un equilibrio entre inversión y resultados. Por ejemplo el plantearse la ejecución de determinadas obras, para obtener un Factor de Seguridad (FS) alto no siempre es deseable, pues implica una actuación excesivamente costosa.

Para terminar, la mejor conclusión que se puede sacar de todo lo anterior es que los problemas de estabilidad de taludes no pueden resolverse con soluciones tabuladas, ya que no hay dos deslizamientos iguales por la sencilla razón de que el disparo de una inestabilidad suele tener su origen en la convergencia de múltiples condicionantes de carácter local.

## **4.2 ANÁLISIS PARA LA ELECCIÓN DE LA METODOLOGÍA MÁS APROPIADA EN ZONAS SÍSMICAS.**

La introducción de fuerzas de inercia para simular la acción sísmica en el análisis de estabilidad de taludes parece el camino lógico, y basándose en él se han desarrollado los conocidos como métodos pseudo estáticos y métodos dinámicos.

Los primeros consisten en suponer que la masa de suelo, o las rebanadas en que se divide, se ven sometidas a una aceleración, tanto positiva como negativa, en direcciones horizontal y vertical, que se supone es la máxima que va a producir el sismo. Es frecuente que la Normativa Sismorresistente proporcione los valores de esa aceleración según zonas geográficas y para diferentes periodos de retorno, pero en el análisis de la estabilidad de taludes se ha generalizado el cálculo de la Aceleración Crítica ( $a_N$ ), que puede definirse como aquella que es capaz de producir deformaciones irreversibles en la masa de suelo, y cuya formulación es:

$$a_N = (FSE - 1) \operatorname{sen} \beta \quad (\text{Ec. 4.2.1})$$

Conocida como fórmula de Newmark, en la que  $a_N$  es la aceleración crítica expresada como fracción de la aceleración de la gravedad, FSE es el Factor de Seguridad calculado con los métodos estáticos,  $\beta$  es el ángulo medio del talud.

Las cargas cíclicas actúan reduciendo por tanto la resistencia a cortante, a la vez que aumenta el amortiguamiento; y si las deformaciones son importantes, a partir de un cierto momento tras iniciarse el terremoto, los parámetros geotécnicos del suelo no se parecen en nada a los originales. Otro factor de riesgo importante es la licuefacción, que puede ocurrir en el propio talud o en su zona de influencia si existen capas arenosas susceptibles. Durante ese proceso se generan presiones intersticiales que pueden igualar a las efectivas, con lo que la resistencia al corte se anula prácticamente.

En el caso de ocurrencia de un evento sísmico, los taludes se ven sometidos a las siguientes acciones:

1. Amplificación de la señal sísmica por efecto del relieve.
2. Fuerzas de inercia inducidas por las masas propias.
3. Cambio en los parámetros geotécnicos característicos de los materiales constitutivos del talud.

Para el análisis sismorresistente de taludes los métodos de cálculo más recomendados de acuerdo a la geología, tipología de falla y nivel de certidumbre deseado son los siguientes:

- **Método de Spencer.**- Este, como los que se citan a continuación, también pertenecen a la categoría de los denominados rigurosos. Supone que de la interacción entre rebanadas aparece una componente de empuje con ángulo de inclinación constante, por lo que, mediante iteraciones, analiza tanto el equilibrio en momentos como en fuerzas en función de ese ángulo, hasta hacerlo converger hacia un mismo valor, calculando entonces el Factor de seguridad (FS) correspondiente. Es aplicable tanto a roturas circulares como generales.

- **Método de Morgenstern y Price.**- Es de aplicación general, y trata de alcanzar tanto el equilibrio de momentos como de fuerzas. La diferencia estriba en que la interacción entre rebanadas viene dada por una función que evalúa esa interacción a lo largo de la superficie de deslizamiento.
- **Método Pseudoestático.** (Kramer 1996) - Significó un cambio radical respecto a los anteriores, ya que se busca la aceleración horizontal necesaria para que la masa de suelo alcance el equilibrio límite. El Factor de seguridad (FS) es calculado reduciendo la resistencia a cortante del suelo hasta que la aceleración se anula. Considerando una falla plana.

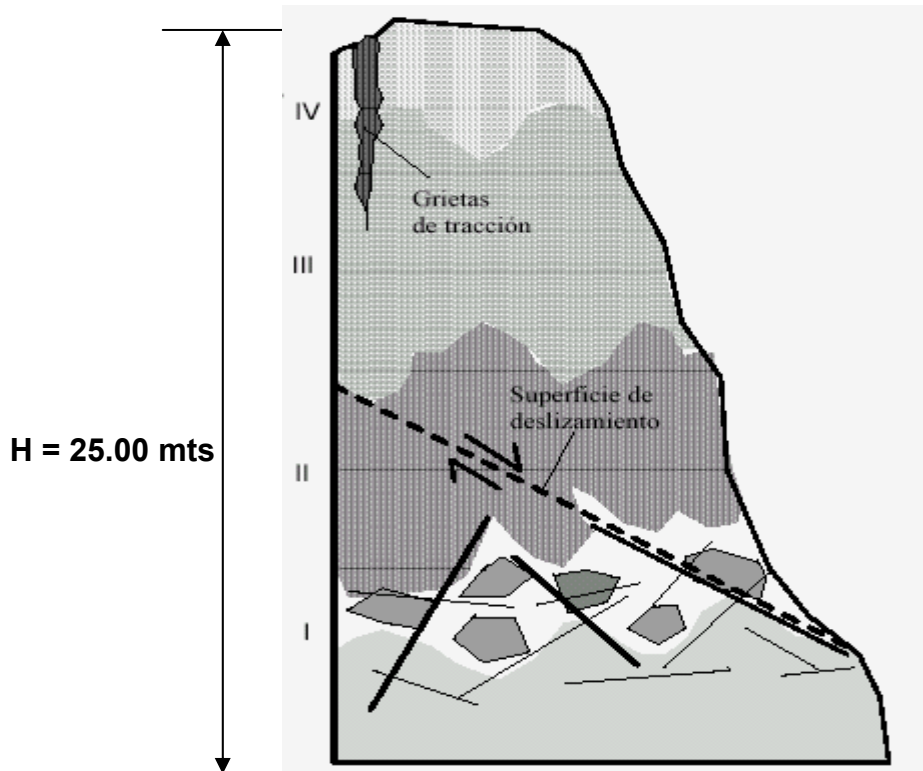
De los métodos de cálculo anteriormente citados se tendrá que elegir el que mejor pueda representar las condiciones de la zona de estudio, además de utilizar como datos de entrada los parámetros con los que se cuenta actualmente; lo cual tiene por objetivo evitar hacer uso de suposiciones que puedan desvirtuar la validez de la investigación realizada hasta el momento. De acuerdo a lo especificado anteriormente se elige como metodología válida para ser aplicada la siguiente: **MÉTODO PSEUDOESTÁTICO (Análisis Dinámico) y MÉTODO DE CULMANN (Análisis Estático) comprobados por el MÉTODO DE NEWMARK.**

### 4.3 RESULTADOS DE LABORATORIOS Y DATOS UTILIZADOS.

#### 4.3.1 DATOS PRUEBAS DE LABORATORIO. (Ver Anexo C)

<b>PRUEBA</b>	<b>NORMA</b>	<b>RESULTADO</b>
Análisis Granulométrico	ASTM D 422	—
Peso Volumétrico	ASTM D 854-92	<b>1.64 gr/cm<sup>3</sup></b>
Limites de consistencia de Atterberg	ASTM D 4318-93	<b>NO PLASTICO</b>
Contenido de humedad	ASTM D-2216	<b>30 %</b>
Clasificación de suelos MÉTODO S.U.C.S	ASTM D-2487	<b>SM</b>
Prueba de compresión triaxial. No consolidada - no drenada "rápida"	ASTM D-2850	<b>C = 0.4 Kg/cm<sup>2</sup></b>
		<b>φ = 36.2 °</b>

#### 4.3.2 PARÁMETROS GEOMÉTRICOS DEL TALUD TIPO A ANALIZAR.



**FIG. 4.3.1 Estratigrafía de los taludes presentes en la zona de estudio.**

(Ver Anexo B-1, B-2, B-3, B-4)

**Zona I.** Formada en su base fundamentalmente por roca de tipo Andesítica, en forma de manto o en fragmentos de gran tamaño.

**Zona II.** Capa formada en su mayoría por material piroclástico constituyendo un estrato suelto sin ningún cementante entre sus partículas.

**Zona III.** Capa de Ceniza Volcánica con cohesión muy baja, clasificada como SM de color Beige a café claro. Estrato de mayor espesor.

**Zona IV.** Capa de Suelo orgánico que se forma en la cabecera del talud debido a la existencia de vegetación en la zona.

Debe hacerse notar que este es el talud que se presenta del Km 89 ½ - 93. En la zona de estudio (Taludes más inestables) Km 86, el cuerpo del talud está formado por un uniestrato del tipo de zona III (Ceniza volcánica), inclinación casi vertical y con una altura máxima de 25 m; por lo tanto estos serán los datos geométricos y estratigráficos a usarse para el análisis del talud tipo.



## 4.4 MEMORIA DE CÁLCULO.

### 4.4.1 ANÁLISIS ESTÁTICO.

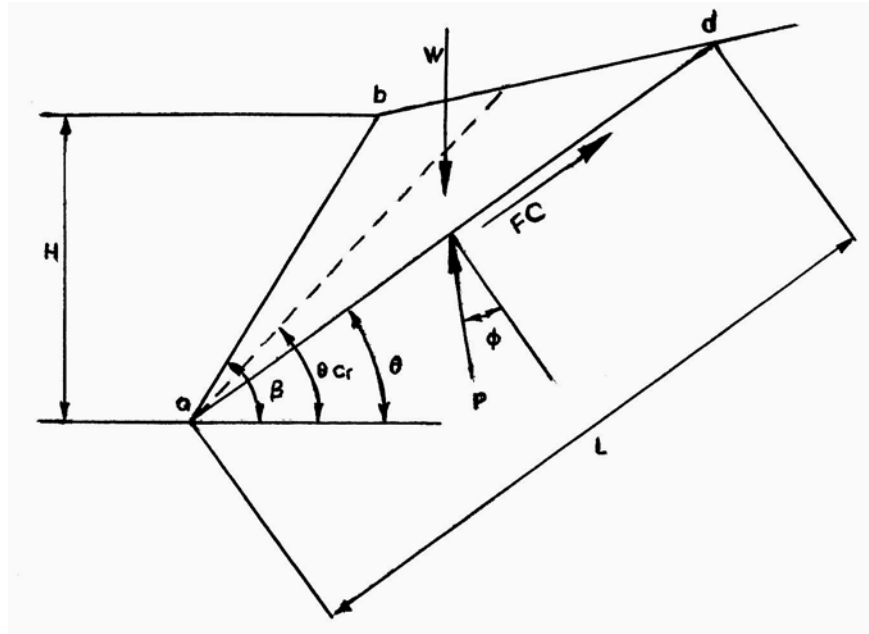


FIG. 4.4.1. Esquema general del plano de falla.

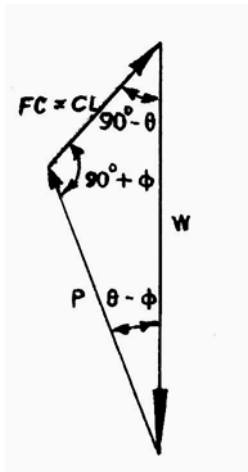


FIG. 4.4.2

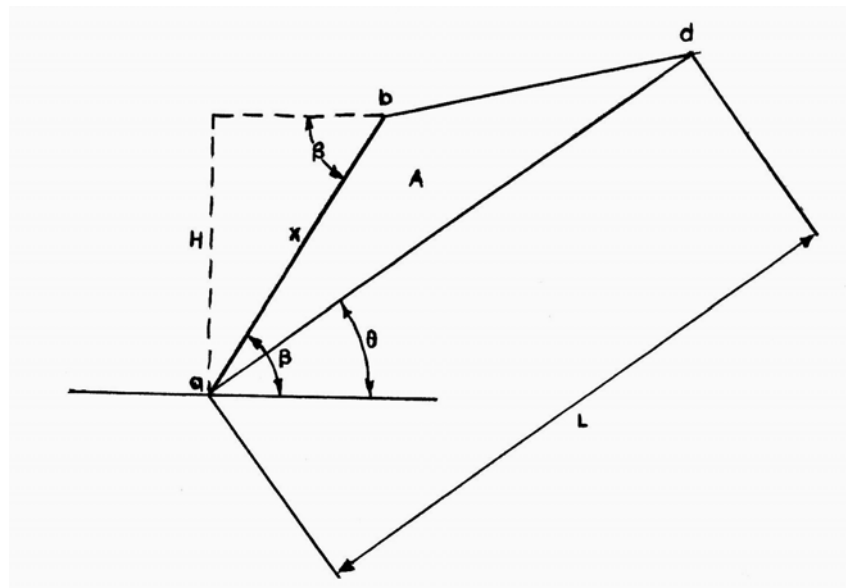


FIG. 4.4.3

FIG. 4.4.2 Esquema vectorial de equilibrio de fuerzas.

FIG. 4.4.3 Esquema de geometría del plano de falla.

Donde:

W = Peso de la cuña de falla.

A = Área de la cuña de falla.

H = Altura de talud.

P = Fuerza de Reacción debida a la fricción del Suelo.

FC = Fuerza debida a la cohesión del Suelo.= CL

$\beta$  = Ángulo de inclinación del talud.

$\theta$  = Ángulo que forma el plano de falla con la horizontal.

$\phi$  = Ángulo de fricción interna del suelo.

*De la figura*

$$x = \frac{H}{\text{sen}(\beta)} = H \text{csc}(\beta) \quad \text{Ec. 4.4.1}$$

*Siendo el área del triángulo que forma el plano de falla.*

$$A = \frac{1}{2} Lx \text{sen}(\beta - \theta) \quad \text{Ec. 4.4.2}$$

*El peso de tal plano de falla es:*

$$W = A\gamma_m \quad \text{Ec. 4.4.3}$$

*Sustituyendo los valores de las Ecuaciones 4.4.1 y 4.4.2 en 4.4.3 Tenemos:*

$$W = \frac{1}{2} LH \text{csc}(\beta) \text{sen}(\beta - \theta) \gamma_m \quad \text{Ec. 4.4.4}$$

*Usando la ley de los senos del Triángulo de la figura*

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

$$\frac{FC}{W} = \frac{\text{sen}(\theta - \phi)}{\text{sen}(90^\circ + \phi)} \quad \text{Ec. 4.4.5}$$

Usando una identidad Trigonométrica y desarrollándola para  $\theta = 90^\circ$

$$\text{sen}(\theta + \phi) = \text{sen } \theta \cos \phi + \cos \theta \text{sen } \phi$$

$$\text{sen}(90^\circ + \phi) = \text{sen}(90^\circ) \cos \phi + \cos(90^\circ) \text{sen } \phi$$

Pero como:  $\text{sen } 90^\circ = 1$  ,  $\cos 90^\circ = 0$

$$\text{sen}(90^\circ + \phi) = \cos(\phi) \quad \text{Ec. 4.4.6}$$

Sustituyendo los valores de FC y W. tenemos

$$\frac{CL}{\frac{1}{2} LH \csc(\beta) \text{sen}(\beta - \theta) \gamma_m} = \frac{\text{sen}(\theta - \phi)}{\cos(\phi)} \quad \text{Ec. 4.4.7}$$

Despejando los ángulos relacionados.

$$\frac{C}{H \gamma_m} = \frac{\frac{1}{2} \csc(\beta) \text{sen}(\beta - \theta) \text{sen}(\theta - \phi)}{\cos(\phi)} \quad \text{Ec. 4.4.8}$$

Haciendo uso del teorema de máximos y mínimos obtenemos el valor de  $\theta$  crítico así:

$$\frac{\partial 2}{\partial \theta} = \frac{\frac{1}{2} \csc(\beta) \text{sen}(\beta - \theta) \text{sen}(\theta - \phi)}{\cos(\phi)} = \theta_{cr} = \frac{(\beta + \phi)}{2} \quad \text{Ec. 4.4.9}$$

Sustituyendo el valor de  $\theta_{cr}$  en la ec. 4.4.8 tenemos:

$$\frac{C}{H \gamma_m} = \frac{\frac{1}{2} \csc(\beta) \text{sen}\left(\beta - \left(\frac{\beta + \phi}{2}\right)\right) \text{sen}\left(\left(\frac{\beta + \phi}{2}\right) - \phi\right)}{\cos(\phi)}$$

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

$$\frac{C}{H\gamma_m} = \frac{\frac{1}{2} \csc(\beta) \operatorname{sen}^2\left(\frac{\beta - \phi}{2}\right)}{\cos(\phi)} \quad \text{Ec. 4.4.10}$$

Sustituyendo por una identidad trigonométrica

$$\operatorname{sen}^2\left(\frac{\beta - \phi}{2}\right) = \frac{1 - \cos(\beta - \phi)}{2}$$

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

$$\frac{C}{H\gamma_m} = \frac{1 - \cos(\beta - \phi)}{4 \operatorname{sen}(\beta) \cos(\phi)} = Ne \quad \text{Ec. 4.4.11}$$

En donde  $Ne$  es llamado número de estabilidad y define la relación existente entre el ángulo de fricción interna del suelo y el ángulo de reposo. Resulta evidente entonces que para proponer un equilibrio límite resulta suficiente realizar una división entre los elementos de la Ec. 4.4.11, dando como resultado la obtención de un factor de seguridad.

$$Ne = \frac{1 - \cos(\beta - \phi)}{4 \operatorname{sen}(\beta) \cos(\phi)} \quad \text{Ec. 4.4.12}$$

$$FSE = \frac{C}{NeH\gamma_m} \quad \text{Ec. 4.4.13}$$

Siendo la Ec. 4.4.13 la que define el factor de seguridad estático buscado en el análisis de estabilidad.

**USANDO LOS DATOS OBTENIDOS EN CAMPO PARA EL TALUD TIPO TENEMOS:**

Datos:

$$C = 0.40 \text{ Kg/cm}^2 = 4.0 \text{ T/m}^2$$

$$\phi = 36.2^\circ$$

$$\beta = 90^\circ$$

$$\gamma_m = 1.64 \text{ gr/cm}^3 = 1.64 \text{ T/m}^3$$

*Usando los resultados del análisis anterior y sustituyendo los datos de laboratorio en las ecuaciones 4.4.12 y 4.4.13 tenemos:*

$$N_e = \frac{1 - \cos(\beta - \phi)}{4 \text{sen}(\beta) \cos(\phi)} = \frac{1 - \cos(90^\circ - 36.2^\circ)}{4 \text{sen}(90^\circ) \cos(36.2^\circ)}$$

$$N_e = 0.1268$$

$$FSE = \frac{C}{N_e H \gamma_m} = \frac{4}{0.1268 * 25 * 1.64}$$

$$FSE = 0.769$$

De acuerdo en lo establecido en la tabla 6.2 del capítulo 6 de la "NORMA TÉCNICA PARA EL DISEÑO DE CIMENTACIONES Y ESTABILIDAD DE TALUDES" (ANEXO D) de la República de El Salvador se concluye lo siguiente:

$$FS \text{ (Estático)} < 1.4$$

**TALUD ESTUDIADO ALTAMENTE INESTABLE.**

#### 4.4.2 ANÁLISIS DINÁMICO.

$$FSD = \frac{CL + [(W + Fv) \cos(\beta) - Fh \sin(\beta)] \tan(\phi)}{(W + Fv) \sin(\beta) + Fh \cos(\beta)} \quad \text{Ec. 4.4.14}$$

Donde:

FSD = Factor de seguridad dinámico.

C = Cohesión

L = Longitud de plano de falla.

W = Peso de la cuña de falla.

$\beta$  = Ángulo de inclinación del talud.

$\phi$  = Ángulo de fricción interna del suelo.

Fh = Fuerza Horizontal

Fv = Fuerza Vertical.

$$Fh = Kh * W$$

$$Fv = Kv * W$$

De acuerdo en lo establecido en la sección 5.3.3 de la “NORMA TÉCNICA PARA EL DISEÑO DE CIMENTACIONES Y ESTABILIDAD DE TALUDES” de la República de El Salvador (ANEXO D) se establece lo siguiente:

$$Kh = 0.16 \text{ (zona I)}$$

$$Kv = 0.00$$

Por lo tanto:  $Fh = 0.16 W$  y  $Fv = 0.00$ , y reacomodando de acuerdo a lo anterior la ecuación 4.4.14 tenemos:

$$FSD = \frac{CL + [W \cos(\beta) - Fh \sin(\beta)] \tan(\phi)}{W \sin(\beta) + Fh \cos(\beta)} \quad \text{Ec. 4.4.15}$$

La ecuación anterior es la general a usarse en nuestro país para falla plana considerando el efecto sísmico; sin embargo en nuestro caso particular  $\beta = 90^\circ$  y por lo tanto:

$$FSD = \frac{CL + [W \cancel{\cos(90^\circ)} - Fh \cancel{\sin(90^\circ)}] \tan(\phi)}{W \cancel{\sin(90^\circ)} + Fh \cancel{\cos(90^\circ)}}$$

$$FSD = \frac{CL + [-Fh] \tan(\phi)}{W}$$

$$FSD = \frac{CL - Fh \tan(\phi)}{W} \quad \text{Ec. 4.4.16}$$

Sustituyendo el valor de  $Fh = Kh \cdot W$  en la ecuación 4.4.16 Tenemos:

$$FSD = \frac{CL - KhW \tan(\phi)}{W}$$

$$FSD = \frac{C - Kh(W/L) \tan(\phi)}{(W/L)} \quad \text{Ec. 4.4.17}$$

Retomando la ecuación 4.4.4 para calcular W

$$W = \frac{1}{2} LH \csc(\beta) \sin(\beta - \theta) \gamma_m$$

$$W/L = \frac{1}{2} H \csc(\beta) \sin(\beta - \theta) \gamma_m \quad \text{Ec. 4.4.18}$$

Debido a que el valor de  $\theta$  crítico es una incógnita se sustituye su valor en función de  $\beta$  y  $\phi$ , de acuerdo al análisis estático realizado en la ecuación 4.4.9

$$W/L = \frac{1}{2} H \csc(\beta) \sin\left(\beta - \frac{(\beta + \phi)}{2}\right) \gamma_m$$

$$W/L = \frac{1}{2} H \csc(\beta) \sin\left(\frac{(\beta - \phi)}{2}\right) \gamma_m \quad \text{Ec. 4.4.19}$$

La ecuación anterior es la general a usarse en nuestro país considerando el efecto sísmico; sin embargo en nuestro caso particular  $\beta = 90^\circ$  y por lo tanto:

$$W / L = \frac{1}{2} H \cancel{\csc(90^\circ)} \text{sen}\left(\frac{(\beta - \phi)}{2}\right) \gamma_m$$

$$W / L = \frac{1}{2} H \text{sen}\left(\frac{(\beta - \phi)}{2}\right) \gamma_m \quad \text{Ec. 4.4.20}$$

**USANDO LOS DATOS OBTENIDOS EN CAMPO PARA EL TALUD TIPO TENEMOS:**

Datos:

$$C = 0.40 \text{ Kg/cm}^2 = 4.0 \text{ T/m}^2$$

$$\phi = 36.2^\circ$$

$$\beta = 90^\circ$$

$$\gamma_m = 1.64 \text{ gr/cm}^3 = 1.64 \text{ T/m}^3$$

Usando los resultados del análisis anterior y sustituyendo los datos de laboratorio en las ecuaciones 4.4.20 y 4.4.17 tenemos:

$$W / L = \frac{1}{2} H \text{sen}\left(\frac{(\beta - \phi)}{2}\right) \gamma_m$$

$$W / L = \frac{1}{2} (25) \text{sen}\left(\frac{(90^\circ - 36.2^\circ)}{2}\right) 1.64 = W / L = 9.275 \text{ T / m}^2$$

Y el Factor de Seguridad Dinámico es:

$$FSD = \frac{C - Kh(W / L) \tan(\phi)}{(W / L)} = \frac{4 - [(0.16)(9.275)(\tan(36.2^\circ))]}{9.275} = 0.3142$$

FS (Dinámico) = 0.3142
------------------------



De acuerdo en lo establecido en la tabla 6.2 del capítulo 6 de la “*NORMA TÉCNICA PARA EL DISEÑO DE CIMENTACIONES Y ESTABILIDAD DE TALUDES*” de la República de El Salvador (Anexo D) se concluye lo siguiente:

$$FS \text{ (Dinámico)} < 1.1$$

### **TALUD ESTUDIADO ALTAMENTE INESTABLE**

#### **4.4.3 ANÁLISIS DE LA ACELERACIÓN CRÍTICA.**

$$a_N = (FSE - 1) \text{ sen } \beta \quad (\text{Ec. 4.1})$$

Conocida como fórmula de Newmark, en la que FSE es el Factor de Seguridad calculado con los métodos estáticos, y  $\beta$  es el ángulo medio del talud. La fórmula de Newmark, y la introducción de  $a_N$  en los métodos como generador de fuerzas adicionales, se ha convertido en una metodología muy utilizada cuando la rotura de un talud no implique riesgos graves.

$$a_N = (FSE - 1) \text{ sen } \beta$$

$$a_N = (0.769 - 1) \text{ sen } 90^\circ$$

$$a_N = - 0.231 \text{ g}$$

Este resultado concuerda con el análisis realizado hasta el momento, de lo cual se deduce lo siguiente: se necesita una aceleración sísmica del suelo menor que cero para provocar la inestabilidad, lo que concuerda con el resultado del análisis de estabilidad estático en el cual no se satisface el equilibrio límite y por lo tanto es inestable estáticamente.

**CAPITULO V**  
**ALTERNATIVAS PARA LA SOLUCIÓN**  
**DEL PROBLEMA.**

## **5.1 INTRODUCCIÓN.**

Una vez estudiado el talud, definidos los niveles de amenaza y riesgo, el mecanismo de falla y analizados los factores de equilibrio, se puede pasar al objetivo final que es el **diseño del sistema de prevención, control o estabilización.**

El objetivo principal de un estudio de estabilidad de taludes o laderas es el de establecer medidas de prevención y control para reducir los niveles de amenaza y riesgo. Generalmente, los beneficios más importantes desde el punto de vista de reducción de amenazas y riesgos es la prevención. Sin embargo, la eliminación total de los problemas no es posible mediante métodos preventivos en todos los casos y se requiere establecer medidas de control para la estabilización de taludes susceptibles a sufrir deslizamientos o a deslizamientos ya activos.

Existen varias formas de enfocar y resolver cada problema específico y la metodología que se requiere emplear depende de una serie de factores técnicos, sociales, económicos, políticos; con una gran cantidad de variables en el espacio y en el tiempo.

La estabilización de deslizamientos activos o potencialmente inestables es un trabajo relativamente complejo, el cual requiere de metodologías de diseño y construcción. En el presente capítulo se presentan algunos de los sistemas de prevención, manejo, y estabilización de deslizamientos.

## **5.2 ALTERNATIVAS DE SOLUCIÓN AL PROBLEMA.**

Tan pronto se comprueba que hay un riesgo de inestabilidad en un determinado talud, se debe buscar la mejor solución y considerar aspectos de costo, obras afectadas (tanto en la cresta como al pie del talud), tiempo estimado en el que se puede presentar el problema, disponibilidad de los materiales de construcción de entre otros aspectos a considerar para la elección de la mejor alternativa para resolver el problema.

Existen tres grandes grupos de soluciones para lograr la estabilidad de un talud:

1. *Aumentar la resistencia del suelo:* soluciones que aplican drenaje en el suelo para bajar el nivel freático o la inyección de sustancias que aumenten la resistencia del suelo, tales como el cemento u otro conglomerante
2. *Disminuir los esfuerzos actuantes en el talud.-* soluciones tales como el cambio de la geometría del talud mediante el corte parcial o total de éste a un ángulo menor, o la remoción de la cresta para reducir su altura.
3. *Aumentar los esfuerzos de confinamiento del talud:* se puede lograr la estabilización de un talud mediante obras, como los muros de gravedad, las pantallas atirantadas o las bermas hechas del mismo suelo.

### **5.2.1 CAMBIO DE LA GEOMETRÍA.**

El cambio de la geometría de un determinado talud puede realizarse mediante soluciones tales como la disminución de la pendiente a un ángulo menor, la reducción de la altura (especialmente en suelos con comportamiento cohesivo) y la colocación de material en la base o pie del talud (construcción de una berma); en esta última solución es común usar material de las partes superiores del talud.

La consecuencia directa de realizar un cambio favorable en la geometría de un talud es disminuir los esfuerzos que causan la inestabilidad y, en el caso de la implantación de una herma, el aumento de la fuerza resistente. Es importante destacar que la construcción de una berma al pie de un talud debe tomar en cuenta la posibilidad de causar inestabilidad en los taludes que se encuentren debajo, además, se deben tomar las previsiones para drenar el agua que pueda almacenarse dentro de la berma, ya que es probable que pueda haber un aumento de la presión de los poros en los sectores inferiores de la superficie de falla, lo que acrecienta la inestabilidad.

### **5.2.2 DRENAJE.**

La presencia de agua es el principal factor de inestabilidad en la gran mayoría de las pendientes de suelo o de roca con mediano a alto grado de meteorización.

Por lo tanto, se han establecido diversos tipos de drenaje con diferentes objetivos. A continuación se exponen los tipos de drenaje más usados para estabilizar taludes.

- *Drenajes sub-horizontales*: son métodos efectivos para mejorar la estabilidad de taludes inestables o fallados. Consiste en tubos de 5 cm o más de diámetro, perforados y cubiertos por un filtro que impide su taponamiento por arrastre de finos. Se instalan con una pequeña pendiente hacia el pie del talud, penetran la zona freática y permiten el flujo por gravedad del agua almacenada por encima de la superficie de falla. El espaciamiento de estos drenajes depende del material que se esté tratando de drenar y puede variar desde tres a ocho metros en el caso de arcillas y limos, hasta más de 15 metros en los casos de arenas más permeables.
- *Drenajes verticales*: se utilizan cuando existe un estrato impermeable que contiene agua emperchada por encima de un material más permeable con drenaje libre y con una presión hidrostática menor. Los drenajes se instalan de manera que atraviesen completamente el estrato impermeable y conduzcan el agua mediante gravedad, por dentro de ellos, hasta el estrato más permeable, lo que aliviará el exceso de presión de los poros a través de su estructura.
- *Drenajes transversales o interceptores*: se colocan en la superficie del talud para proporcionar una salida al agua que pueda infiltrarse en la estructura del talud o que pueda producir erosión en sus diferentes niveles. Las zonas en las que es común ubicar estos drenajes son la cresta del talud para evitar el paso hacia su estructura (grietas de tensión), el pie del talud para recolectar aguas provenientes de otros drenajes y a diferentes alturas del mismo.
- *Drenajes de contrafuerte*: consiste en la apertura de zanjas verticales de 30 a 60 cm de ancho en la dirección de la pendiente del talud para rellenarlas con material granular altamente permeable y con un alto ángulo de fricción (>35'). La profundidad alcanzada deberá ser mayor que la profundidad a la que se encuentra la superficie de falla para lograr el aumento de la resistencia del suelo no solo debido al aumento de los esfuerzos efectivos gracias al drenaje

del agua que los reducía, sino también al aumento del material de alta resistencia incluido dentro de las zanjas. Esta solución puede ser útil y de bajo costo en el caso de taludes hechos con materiales de baja resistencia, tales como arcillas y limos blandos o con presencia de materia orgánica en descomposición que tengan entre tres y ocho metros de altura y superficies de falla que no pasen de los cuatro metros.

### **5.2.3 SOLUCIONES ESTRUCTURALES.**

Este tipo de soluciones generalmente se usa cuando hay limitaciones de espacio o cuando resulta imposible contener un deslizamiento con los métodos discutidos anteriormente. El objetivo principal de las estructuras de retención es incrementar las fuerzas resistentes de forma activa (peso propio de la estructura, inclusión de tirantes, etc.) y de forma pasiva al oponer resistencia ante el movimiento de la masa de suelo. Entre las soluciones estructurales más usadas se encuentran las siguientes:

- *Muros de gravedad y en cantiliver.*- la estabilidad de un muro de gravedad se debe a su propio peso y a la resistencia pasiva que se genera en la parte frontal del mismo. Las soluciones de este tipo son antieconómicas porque el material de construcción se usa solamente por su peso muerto, en cambio los muros en cantiliver, hechos de concreto armado, son más económicos porque son del mismo material del relleno, el que aporta la mayor parte del peso muerto requerido.
- **Muros.** Se debe tener en cuenta que al poner una estructura con un material de muy baja permeabilidad, como el concreto, al frente de un talud de suelo que almacene agua en su estructura, es muy probable que aumente la presión hidrostática en la parte posterior del muro. Para evitar este problema se debe colocar drenajes subhorizontales a diferentes alturas del muro con el objetivo de disipar el exceso de presión.
- *Muros de gavión.* Un tipo de muro de gravedad es el muro de gavión que al no tener ningún agente cohesionante más que la malla que une los gaviones, permite el paso de agua a través de los mismos. Estos muros además de

ser comparativamente económicos, tienen la ventaja de tolerar grandes deformaciones sin perder resistencia.

- *Pantallas*: consisten de una malla metálica sobre la cual se proyecta concreto (shotcrete) recubriendo toda la cara del talud. Es común "atirantar" esta corteza de concreto armado mediante anclajes que atraviesan completamente la superficie de falla para posteriormente ser tensados y ejercer un empuje activo en dirección opuesta al movimiento de la masa de suelo.

### **5.3 ELECCIÓN Y DISEÑO DE LAS MEDIDAS DE CORRECCIÓN AL PROBLEMA DE INESTABILIDAD DE TALUDES.**

La elección de la alternativa de solución al problema de la inestabilidad de los taludes de la zona debe tener muy en cuenta las características propias del sitio, como por ejemplo: espacio disponible entre el pie del talud y el ancho de rodaje, comportamiento mecánico de los suelos constituyentes de los taludes y su mecanismo de falla, por nombrar unos cuantos.

De lo expresado anteriormente, y tomando muy en cuenta las características propias de la zona de estudio se establece lo siguiente:

- Debido al reducido espacio existente entre el pie del talud y el ancho de rodaje, además de la altura considerable del talud tipo, "*se descarta*" como alternativa de solución el uso de soluciones estructurales como muros de retención por gravedad, de tierra armada, gaviones, o compactación de cuña de contrapeso.
- Atendiendo a lo expresado anteriormente se toma como alternativa de solución técnicamente viable el cambio de la geometría del talud, sugiriendo atacar de dos maneras, formando bermas con una altura de diseño y suavizar la pendiente resultante entre las bermas.
- Además de la solución de cambio de geometría se sugiere diseñar un sistema de drenaje, el cual evite la saturación del suelo y el debilitamiento de la estructura interna del mismo.

- Para evitar en la medida de lo posible la erosión superficial directa del cuerpo del talud; la cual provoque la ineficiencia del sistema de drenaje por efectos del asolvamiento de las mismas se sugiere el uso de métodos de bioingeniería para solucionar este problema.

### 5.3.1 DISEÑO DEL SISTEMA DE BERMAS.

Tomando en cuenta los datos de aceleración máxima durante los sismos del 2001 de la estación acelerográfica más cercana, Estación de Armenia, (Anexo E) y considerando suavizar la pendiente a un ángulo de inclinación de  $75^\circ$ , podemos usar la fórmula de Newmark, resolviendo para el factor de seguridad estático tenemos:

$$a_N = (FSE - 1) \operatorname{sen} \beta \quad (\text{Ec. 4.1})$$

$$a_N = 588.7 \text{ (cm/s}^2\text{)} = 0.60 \text{ g}$$

$$FSE = (a_N / \operatorname{sen} \beta) + 1 = (0.60 / \operatorname{sen} 75^\circ) + 1$$

<b>FSE = 3.32</b>
-------------------

Ahora usando el método de Culmann y despejando para la altura crítica tenemos:

$$N_e = \frac{1 - \cos(\beta - \phi)}{4 \operatorname{sen}(\beta) \cos(\phi)} = \frac{1 - \cos(75^\circ - 36.2^\circ)}{4 \operatorname{sen}(75^\circ) \cos(36.2^\circ)}$$

$$N_e = 0.07077$$



$$FSE = \frac{C}{NeH \gamma_m}$$

$$Hcr = \frac{C}{FSE * Ne * \gamma_m} = \frac{4}{3.32 * 0.07077 * 1.64}$$

$$Hcr = 10.38 \text{ m}$$

De acuerdo a lo expresado en la sección **2.2.13.3 Estabilidad Sísmica De Taludes**, se realizará una reducción del 20% debido al riesgo de licuación y debilitamiento durante el período lluvioso.

<b>Hcr = 8.304 m</b>	<b>USAR</b>	<b>Hcr = 8.4 m</b>
----------------------	-------------	--------------------

COMPROBACIÓN USANDO EL MÉTODO PSEUDOESTÁTICO.

$$W / L = \frac{1}{2} H \text{sen} \left( \frac{(\beta - \phi)}{2} \right) \gamma_m$$

$$W / L = \frac{1}{2} (8.4) \text{sen} \left( \frac{(75^\circ - 36.2^\circ)}{2} \right) 1.64 = W / L = 2.288 \text{ T / m}^2$$

Y el Factor de Seguridad Dinámico es:

$$FSD = \frac{C - Kh(W / L) \tan(\phi)}{(W / L)} = \frac{4 - [(0.16)(2.888)(\tan(36.2^\circ))]}{2.888} = 3.883$$

<b>FS (Dinámico) = 3.88 OK</b>
--------------------------------

El diseño del sistema de bermas en el talud tipo se muestra en el Anexo F-1

### **5.3.2 SOLUCIÓN AL PROBLEMA DE DRENAJE Y SATURACIÓN DEL SUELO.**

Para la estimación de los caudales de las escorrentías que generan las áreas tributarias definidas para cada uno de los puntos de interés se hizo uso del método de la fórmula racional, la cual es efectiva para analizar cuencas de áreas pequeñas. Determinando a continuación cada uno de los parámetros de la ecuación:

- a) Coeficiente de Escorrentía ( C ), tomando en consideración las características fisiográficas del suelo en el área de aporte y condiciones de permeabilidad del suelo, se asignó un coeficiente de escorrentía de 0.20.
- b) Intensidad de Precipitación: Fue calculada a partir de los datos de precipitaciones de lluvias proporcionados por la Finca San Rafael obteniéndose un valor de 4mm/min.
- c) El área se considera como 8 veces la longitud efectiva de la cara del talud tipo igual a  $50 \times 8 = 400 \text{ m} \times 50 \text{ m} = 20,000 \text{ m}^2 = 2 \text{ hectáreas}$ .

#### **FÓRMULAS UTILIZADAS PARA EL ANÁLISIS DE LAS SUB-CUENCAS**

Caudal:

$$Q = 168CIA$$

Donde:

Q = caudal máximo instantáneo en L/S

C = Coeficiente de escorrentía ponderado de acuerdo a la zona

I = Intensidad de lluvia en mm/min.

A = Área de aporte o tributaria de la sub-cuenca en Hectáreas

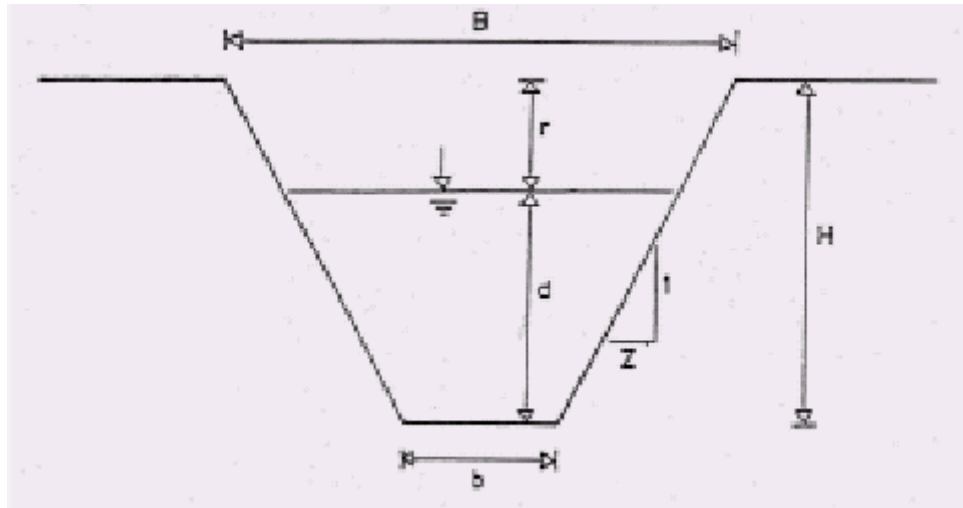
$$Q = 268.8 \text{ Lts/ s}$$

#### **5.3.2.1 Canaletas De Drenaje.**

Para calcular las dimensiones se utilizan las siguientes ecuaciones. Ver figura 5.3.1.

$$H = d + r$$

$$B = b + 2 \times Z \times H$$



**FIG. 5.3.1 Sección transversal de cancheta trapezoidal.**

Se requiere calcular las dimensiones del canal de drenaje, considerando los siguientes antecedentes:

Caudal (Q) = 0.27 m<sup>3</sup>/s

Pendiente = 2%

n = 0.013

z = 0.5 m

b = 0.5 m

Solución:

$$\left(\frac{Q \times n}{S_o^{1/2}}\right)^3 = \frac{(b \times d + Z \times d^2)^5}{(b + 2 \times d \times (1 + Z^2)^{1/2})^2}$$

Resolviendo con calculadora programable: d = 0.177 = 0.18

La profundidad total H = d + r = 0.18 + 0.62 = 0.80 m.

El ancho superior B, entonces es igual a B = 0.5 + 1 x 0.5 x 0.80 = 0.9 m.

El diseño del sistema de canchetas y sus bajantes se muestra en el Anexo F-2

### 5.3.3 USO DE LA BIOINGENIERÍA.

La revegetalización de un talud ayuda a controlar la erosión y ayuda a aumentar el factor de seguridad. Por esta razón cada día se utiliza más la vegetación en la estabilización de taludes. El efecto de la vegetación es una interacción compleja entre factores hidrológicos y mecánicos de difícil cuantificación.

Generalmente el proceso de revegetalización de taludes se ha concentrado en el uso de pastos olvidándose de los arbustos, hierbas y árboles. Como regla general nunca debe plantarse una sola especie sino una sucesión de variedades en tal forma que se recupere el sistema vegetativo original.

Como recomendación general se propone la siembra de vegetación de gran tamaño en el pie del talud, los cuales tienen por objeto servir de barreras y confinar el suelo evitando su falla en la base; reservando los arbustos y los pastos para las zonas más altas, para la cresta o cabecera del talud es recomendable un pasto para evitar la erosión, resultando contraproducente la siembra de árboles pesados y grandes.

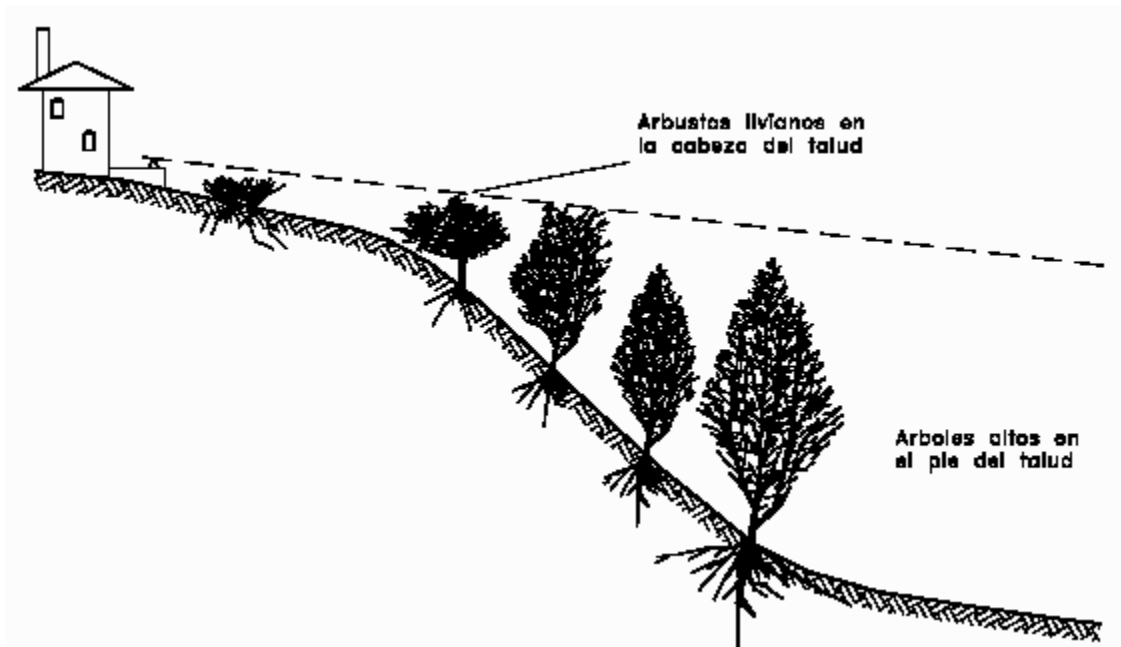
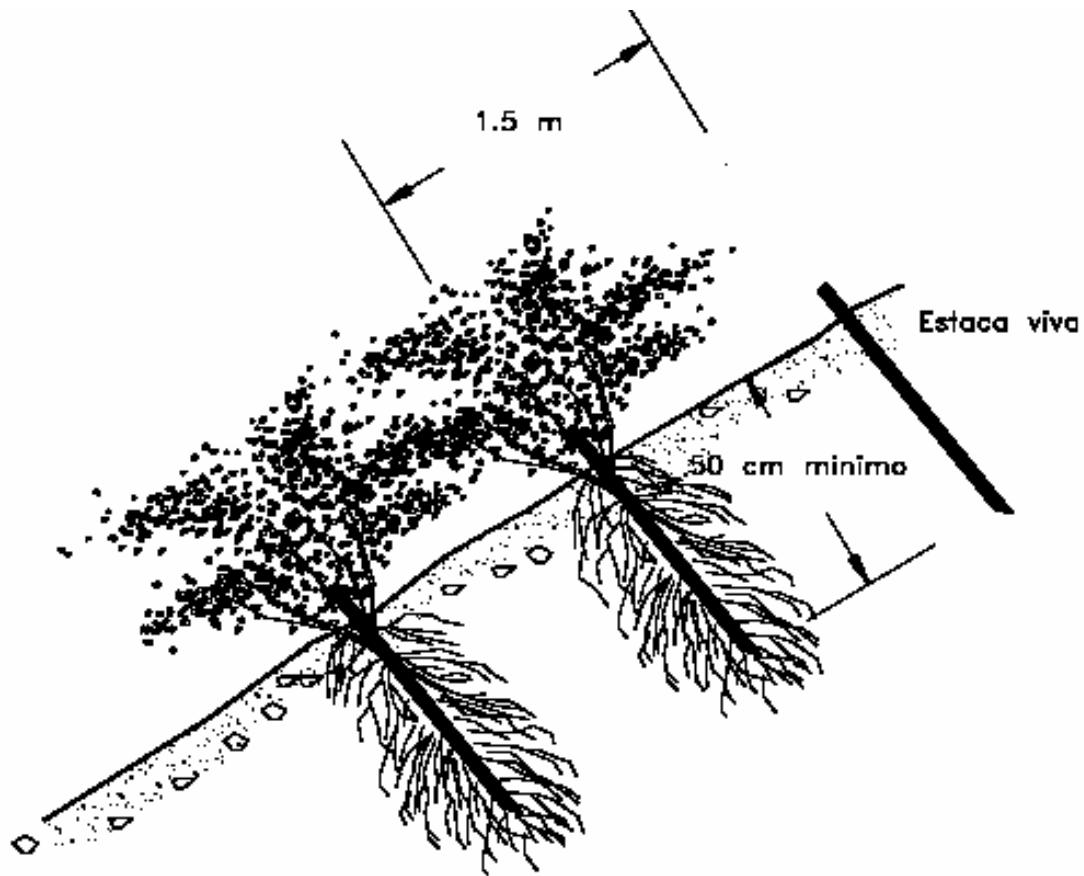


FIG. 5.3.2 Distribución correcta de siembra de vegetación en los taludes.

La estabilización de taludes por el uso combinado de vegetación y elementos estructurales adicionales trabajando de una manera conjunta e integrada, se le conoce como estabilización Biotecnológica de taludes. Este concepto de estabilización comprende parámetros ambientales muy importantes y su efectividad ha sido extraordinaria.



**FIG. 5.3.3 Trabajo de confinamiento de las raíces en la estabilización de taludes.**

## 5.4 ANÁLISIS DE COSTOS.

El análisis de los costos unitarios para las obras de mitigación propuestas y los volúmenes de obras para estabilizar el talud tipo se muestran en el Anexo G.

**CUADRO 5.4.1. Resumen de Costos de Obras de Mitigación propuestas.**

PARTIDA	DESCRIPCION PARTIDA	COSTO DE PARTIDA
1.0	COMPRA DE TERRENO	\$ 7,891.70
2.0	TRAZO POR UNIDAD DE ÁREA	\$ 2,600.00
3.0	CORTE Y CONFORMACIÓN DE BERMAS	\$ 54,803.88
4.0	DESALOJO DE MATERIAL	\$ 69,012.31
5.0	EXCAVACIÓN EN ZANJO	\$ 1,748.76
6.0	CONSTRUCCIÓN DE CANALETA	\$ 11,464.00
7.0	CONSTRUCCIÓN DE BAJANTE	\$ 6,446.27
8.0	HECHURA DE PARRILLA	\$ 3,907.00
9.0	SIEMBRA DE GRAMA	\$ 5,011.50
	<b>COSTO TOTAL</b>	<b>\$ 162,885.42</b>
	<b>IVA</b>	<b>\$ 21,175.10</b>
	<b>VALOR DE LA OFERTA</b>	<b>\$ 184,060.52</b>

TOTAL DE METROS CUADRADOS DEL TALUD TIPO = 50 m DE LARGO X  
25 m DE ALTURA = 1,250 m<sup>2</sup>

COSTO ÍNDICE = \$ 184,060.52 / 1,250 m<sup>2</sup> = \$ 147.25 / m<sup>2</sup>

**COSTO INDICE = \$ 147.25 / m<sup>2</sup>**

## 5.5 CONCLUSIONES.

- Las condiciones naturales de la ladera han sido alteradas, lo que ha traído como consecuencia la vulnerabilidad del medio ante los factores ambientales, lo que afecta negativamente la estabilidad especialmente en período lluvioso.
- Las fuertes pendientes encontradas y la falta de la vegetación adecuada en el cuerpo del talud en estudio, son factores que han generado procesos erosivos en el suelo, lo que produce las condiciones que favorecen la inestabilidad.
- Los sismos y las lluvias son procesos o eventos que pueden actuar como disparadores de movimientos de masa; pero también en un momento dado pueden ser preparadores. El primer caso, ocurre cuando la magnitud del evento sísmico o de la lluvia son suficientes para alterar el equilibrio del terreno. El segundo caso, ocurre cuando un sismo debilita la estructura del suelo dejándolo en estado de falla inminente.
- El caudal que se genera en el área de estudio no posee obras de drenaje para evacuar la escorrentía superficial, lo que produce infiltración en el subsuelo. Esto trae como consecuencia aumento en el peso de la masa de suelo y debilitamiento de su resistencia al corte.
- De acuerdo a las pruebas de suelos realizadas y en base a las condiciones en que actualmente se encuentra la ladera se determina que existe un riesgo de deslizamiento inminente. Para lograr la estabilidad de la ladera es necesario la ejecución de obras de mitigación que consisten en drenaje pluvial y cambio de la geometría del talud.
- Este trabajo no debe considerarse la última palabra respecto al tema, más bien debe ser considerado como un aporte para investigaciones futuras y más detalladas que traten sobre la comprensión de los procesos complejos que contribuyen a la transformación del paisaje en la zona de estudio. Los movimientos de masa, vistos a escala regional, son un fenómeno frecuente en el Eje Cafetero, conformando así el proceso geomorfológico de la zona.

## 5.6 RECOMENDACIONES.

- Se recomienda la construcción del drenaje propuesto en el presente trabajo para garantizar una adecuada evacuación de la escorrentía superficial. Así como también el cambio en la geometría propuesto para el aumento de la estabilidad del talud tipo.
- Sería beneficioso la implementación de un proceso de reforestación en la zona, ya que contribuiría al aumento de la estabilidad de la ladera, además de generar un efecto paisajístico agradable.
- Dado el tipo de drenaje radial en las porciones medias y altas, se recomienda realizar estudios de amenazas por avenidas torrenciales y flujos de lodo.
- Realizar estudios regionales y detallados sobre el comportamiento de las aguas subterráneas, para una mejor aproximación al análisis del contenido de humedad del suelo. Además de estudios de susceptibilidad a movimientos de masa utilizando variables como usos del suelo a diversas escalas de análisis, para detallar la influencia que tienen en el potencial de ocurrencia de movimientos de masa.
- Promover la difusión, discusión y aplicación de los procesos y resultados obtenidos, incluyendo instituciones regionales, comunidades y municipios. Limpieza y mantenimiento constante a las entradas de agua de las obras de paso en todos los puntos de la carretera.
- La mayor parte de la zona de estudio presenta potencial entre moderado a muy alto de susceptibilidad a movimientos de masa. Una somera revisión de las condiciones fisiográficas y de información histórica, permite concluir que la zona se encuentra amenazada por otros fenómenos como sismos y avenidas torrenciales. Dado el alto grado de destrucción que éstos implican, surge la necesidad de plantear estudios posteriores que evalúen el grado de amenaza y la vulnerabilidad a estos fenómenos de las comunidades asentadas allí, y que los resultados de los estudios sean tenidos en cuenta en la planificación del desarrollo de la región.



## 5.7 GLOSARIO

**Aceleración máxima.** El valor absoluto del pico máximo de aceleración en un acelerograma.

**Acelerógrafo.** Instrumento que registra la aceleración del terreno en el campo cercano de un sismo.

**Acelerograma.** Un registro de aceleración en función del tiempo.

**Astenosfera.** La capa dentro del manto que se encuentra por debajo de la litosfera, caracterizada por bajas velocidades de propagación.

**Atenuación.** Disipación de la energía sísmica con la distancia desde la fuente sísmica.

**Amortiguamiento.** Es la capacidad de un sistema para disipar energía durante vibraciones.

**Campo cercano.** Área alrededor de una fuente sísmica delimitada por una distancia desde la falla comparable con la dimensión máxima de la ruptura.

**Cortante basal.** La fuerza horizontal usada en el diseño que actúa al nivel de la base de una estructura en un sismo.

**Corteza.** La parte rocosa más exterior de la Tierra.

**Epicentro.** El punto en la superficie de la Tierra directamente. Encima del foco.

**Espectro de Respuesta.** Representación de la máxima respuesta, en términos de aceleración, velocidad o desplazamiento, de un sistema elástico con solo grado de libertad a un movimiento fuerte en función de la frecuencia natural o el período natural.

**Falla activa.** Una falla geológica a lo largo de la cual ha habido desplazamientos de falla en tiempos históricos o donde se han localizado focos de terremotos.

**Falla de desgarre.** Una falla geológica a lo largo de la cual sólo hay deslizamiento de falla horizontal.

**Falla geológica.** Una fractura o zona de fractura en rocas a lo largo de la cual los dos lados se han desplazado, el uno con relación al otro, paralelamente a la fractura.

**Falla normal.** Una falla geológica en la cual el bloque superior se ha movido hacia abajo con respecto al bloque inferior.

**Fosa oceánica.** Trinchera en el suelo oceánico en una zona de subducción donde la corteza oceánica desciende por debajo de la corteza continental.

**Fuente.** El punto, área o volumen desde donde se origina la radiación de las ondas sísmicas.

**Graben.** Bloque de corteza generalmente largo y estrecho, que se ha hundido con respecto a los bloques adyacentes y se encuentra bordeado por fallas normales.

**Grado de libertad.** Número de coordenadas independientes requeridas para definir la deformación de un sistema.

**Ingeniería sísmica.** La aplicación de los conocimientos de los sismos y las vibraciones del suelo al diseño y la construcción de obras civiles y obras públicas para proporcionar protección a vidas y recursos en caso de un terremoto.

**Intensidad.** Es una medida de la fuerza de la sacudida en un lugar y se evalúa en base a observaciones de los efectos sobre personas, edificios y el terreno. La escala más utilizada en América Latina es la de Mercalli Modificada (MM) de 12 grados (Véase Anexo A).

**Litosfera.** La parte rígida más exterior de la Tierra compuesta de la corteza y la parte exterior del manto.

**Magma.** Material de roca fundida que forman las rocas ígneas cuando se solidifican; incluye material de la corteza fundida en zonas de subducción que se conoce como lava cuando llega a la superficie.

**Magnitud.** Es una medida de la fuerza de un terremoto o más exactamente de la energía sísmica liberada, calculada en base a registros de las ondas sísmicas (sismogramas). La primera escala de magnitud la inventó Charles **Richter**. La escala de magnitud es logarítmica, por lo que un incremento de una unidad de magnitud corresponde a un aumento de 30 veces en la energía liberada, es decir, que por ejemplo un sismo de magnitud 7 libera casi mil veces más energía que un sismo con magnitud 5. Los terremotos más grandes han alcanzado magnitudes del orden de 8.5.

**Manto.** La parte más voluminosa de la Tierra entre la corteza y el núcleo, compuesta de rocas silicatadas densas y dividida en cierto número de capas concéntricas.

**Mapa de amenaza sísmica.** Mapa que se construye evaluando la amenaza en una serie de puntos y trazando curvas de igual nivel de aceleración. Tales mapas además de identificar las áreas de mayor peligro para fines de planificación, establecen los niveles de aceleración que se deben considerar en el diseño sísmico.

**Mapas de isosistas.** Mapas que muestran curvas que delimitan zonas que experimentaron la misma intensidad durante un terremoto.

**Movimiento fuerte.** Temblor del suelo en el campo cercano de un terremoto de gran amplitud, perceptible por personas.

**Núcleo.** Parte central de la Tierra, compuesta de hierro y silicatos, fundido en su parte externa y sólido en su parte central.

**Ondas internas.** Nombre colectivo para las ondas P y S.

**Ondas P.** Las ondas sísmicas que viajan más velozmente, también conocidas como ondas primarias.

**Ondas S.** Las ondas sísmicas que viajan más lentamente que las ondas P, también conocidas como ondas secundarias.

**Ondas sísmicas.** Ondas elásticas dentro de la Tierra, generadas por un terremoto o una explosión.

**Período natural.** El período de vibración de un sistema sometido a un desplazamiento.

**Período fundamental.** El período natural más alto de un sistema con múltiples grados de libertad.

**Premonitores.** Sismos de pequeña magnitud que ocurren antes de un terremoto.

**Presión de Poros.** Es la presión inducida en el fluido (agua) que llena los poros de un suelo.

**Rocas ácidas.** Roca ígnea cuyo porcentaje de Oxido de Silicio es mayor al 66%.

**Rocas básicas.** Roca ígnea cuyo porcentaje de Oxido de Silicio es menor al 52%.

**Rocas efusivas.** Rocas ígneas volcánicas que se originan por el enfriamiento rápido de las corrientes de lava expulsadas por las erupciones volcánicas.

**Rocas ígneas.** Rocas originadas por el enfriamiento del magma.

**Rocas intermedias.** Roca ígnea cuyo porcentaje de Oxido de Silicio está entre el 52% y el 66%.

**Rocas piroclásticas.** Rocas formadas por la agregación de fragmentos de lava solidificada producidos durante las explosiones volcánicas, o por la proyección en la atmósfera de lava líquida que se consolida total o parcialmente antes de caer al suelo.

**Rocas sedimentarias.** Rocas formadas por la acumulación de los productos resultantes de la destrucción de otra roca anterior, tienen una composición química muy distinta de la correspondiente a la roca primitiva.

**Réplicas.** Sismos de pequeña magnitud que siguen un terremoto.

**Tectónica.** Adjetivo para referirse a la estructura de la superficie de la Tierra, y a las fuerzas y deformaciones de la misma.

**Sismo.** Sinónimo de terremoto.

**Sismoscopio.** Instrumento que registra el movimiento del terreno en un sismo sin señales de tiempo.

**Sismógrafo.** Instrumento que registra los movimientos de la superficie de la Tierra en función del tiempo, que son causados por ondas sísmicas.

**Sismograma.** El registro producido por un sismógrafo.

**Vida útil.** El período de tiempo durante el cual está previsto el uso de una construcción.

**Volcán.** Abertura de la corteza que ha permitido al magma salir de la superficie.

**Zonificación sísmica.** Mapa de una región que indica áreas donde el nivel de amenaza sísmica es casi constante, o donde se exigen los mismos criterios para el diseño sismorresistente.

## **5.8 REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.**

### **“EVALUACION DE RIESGOS Y PREVENCION DE DESASTRES EN EL MUNICIPIO DE JUAYUA”**

DR. CHRISTOPH LEHMANN HIDRÓLOGO Y EXPERTO EN FLUJOS DE LODO Y EL GEÓLOGO JULIO RUBIO, ASESORES TÉCNICOS DE COSUDE.

AGENCIA SUIZA PARA EL DESARROLLO Y LA COOPERACION **COSUDE**  
**PROYECTO: APOYO LOCAL EN EL SALVADOR PARA PREVENCION DE DESASTRES, 2001.**

### **“ESTUDIO DE LA PELIGROSIDAD GEOMORFOLÓGICA DE UN SECTOR DEL DEPARTAMENTO DE SONSONATE, EL SALVADOR.”**

PNUD, COOPERACIÓN ITALIANA, 2001.

### **“ESTUDIO DE ESTABILIDAD DE TALUDES”**

TESIS UES, 1999.

### **“DISEÑO DE OBRAS DE PROTECCION CONTRA RIESGOS POR DESLIZAMIENTO DE SUELO EN EL CERRO SANTA LUCIA, CIUDAD DE SANTA ANA”**

TESIS UES, 2003.

### **DESLIZAMIENTOS Y ESTABILIDAD DE TALUDES EN ZONAS TROPICALES**

DR. JAIME SUÁREZ DÍAZ

ESPAÑA, 2004.

### **MANUAL DE INGENIERÍA DE TALUDES**

DR. ING. FRANCISCO JAVIER AYALA CARCEDO.

ESPAÑA, 1991.

**INGENIERÍA GEOLÓGICA**

DR. ING. LUIS I. GONZÁLEZ DE VALLEJO  
ESPAÑA, 2004.

**FUNDAMENTOS DE INGENIERÍA GEOTÉCNICA.**

DR. ING. BRAJA M. DAS  
E.E.U.U., 2001

**PRINCIPIOS DE INGENIERÍA DE CIMENTACIONES.**

DR. ING. BRAJA M. DAS  
E.E.U.U., 2003

**FUNDAMENTOS DE SISMOLOGÍA**

DR. ING. AGUSTÍN UDÍAS VALLINA  
ESPAÑA, EL SALVADOR -EDITORIALES UCA, 1996

**SISMOLOGÍA PARA INGENIEROS**

PAPELES TÉCNICOS UCA  
EL SALVADOR - UCA EDITORES, 1994

**MECÁNICA DE SUELOS.**

JUÁREZ BADILLO – RICO RODRÍGUEZ.  
TOMO I y II  
MÉXICO, 1980.

**MECÁNICA DE SUELOS Y CIMENTACIONES.**

ING. CARLOS CRESPO VILLALAZ  
MÉXICO, 1988.

***FUNDAMENTOS DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN SISMORRESISTENTE***

ING. RAÚL GÓMEZ TREMARI

***HISTORIA NATURAL Y ECOLÓGICA DE EL SALVADOR TOMO I***

MINISTERIO DE EDUCACIÓN

EL SALVADOR

***SERVICIO NACIONAL DE ESTUDIOS TERRITORIALES (SNET)***

***REPÚBLICA DE EL SALVADOR.***

*PAGINA WEB*

**INVESTIGACIÓN EN INTERNET**

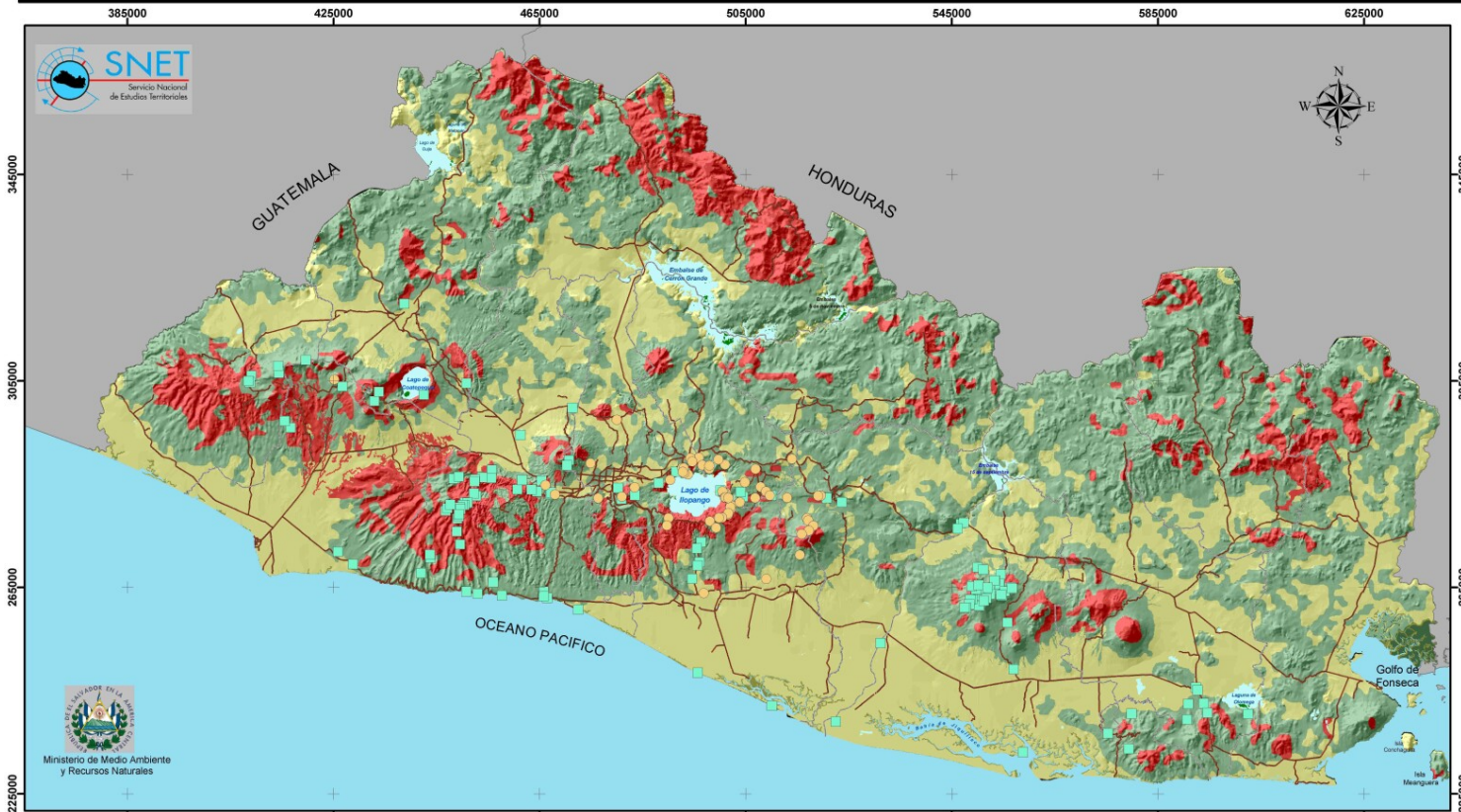
*OTRAS FUENTES DE INFORMACIÓN.*

**ANEXO A**

**MAPAS Y ESQUEMAS DE LA ZONA  
DE ESTUDIO.**



# Mapa Preliminar de Susceptibilidad a Deslizamientos



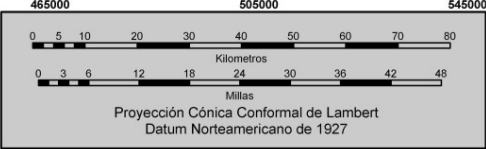
## Simbología

- Amenaza**
- Baja o Ninguna Susceptibilidad
  - Moderada Susceptibilidad
  - Alta Susceptibilidad
- Elementos Geográficos**
- Cabeceras Departamentales
  - Cuerpos de Agua
  - Límites Departamentales
  - Red Vial Primaria
  - Derrumbes de Enero 2001
  - Derrumbes de Febrero 2001



**Fuente**

- Mapa de Deslizamientos del MARN (1:250,000)
- Mapa de Deslizamientos del PNUD (1:25,000)
- Mapa de Deslizamientos del JICA (1:25,000)
- Mapa de Deslizamientos Post Mitch USGS (1:25,000)
- Mapa de Deslizamientos del CIG-MAG-COEN-D

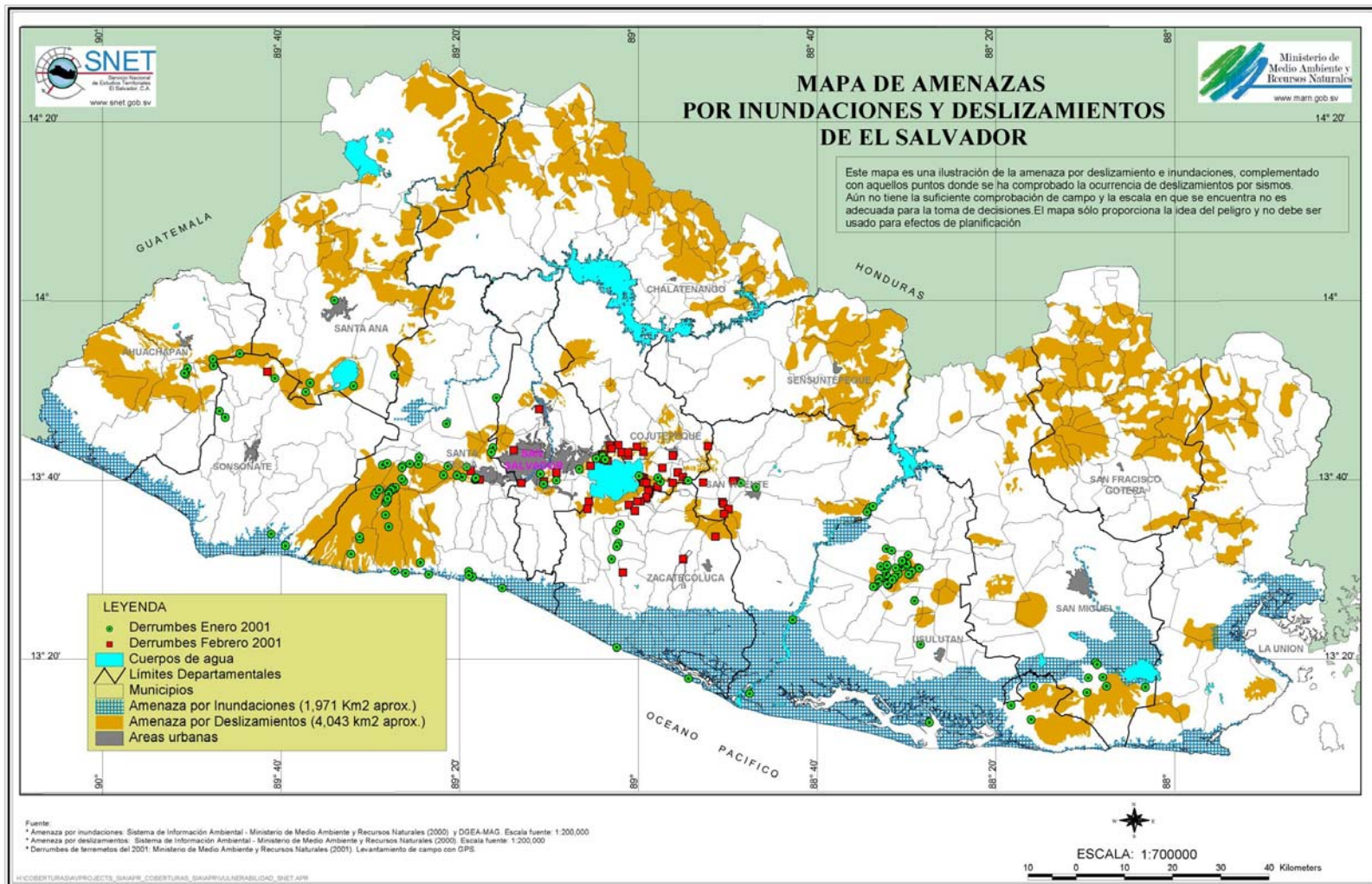


**Aclaración:**  
 La clasificación de la susceptibilidad alta, moderada y baja o sin peligro es una generalización a 1:50,000 de diferentes fuentes y escalas, y por lo tanto se considera como preliminar.  
 Debe ser evaluada a escalas más detalladas.

Fecha: Junio 2002  
 SIG-SNET



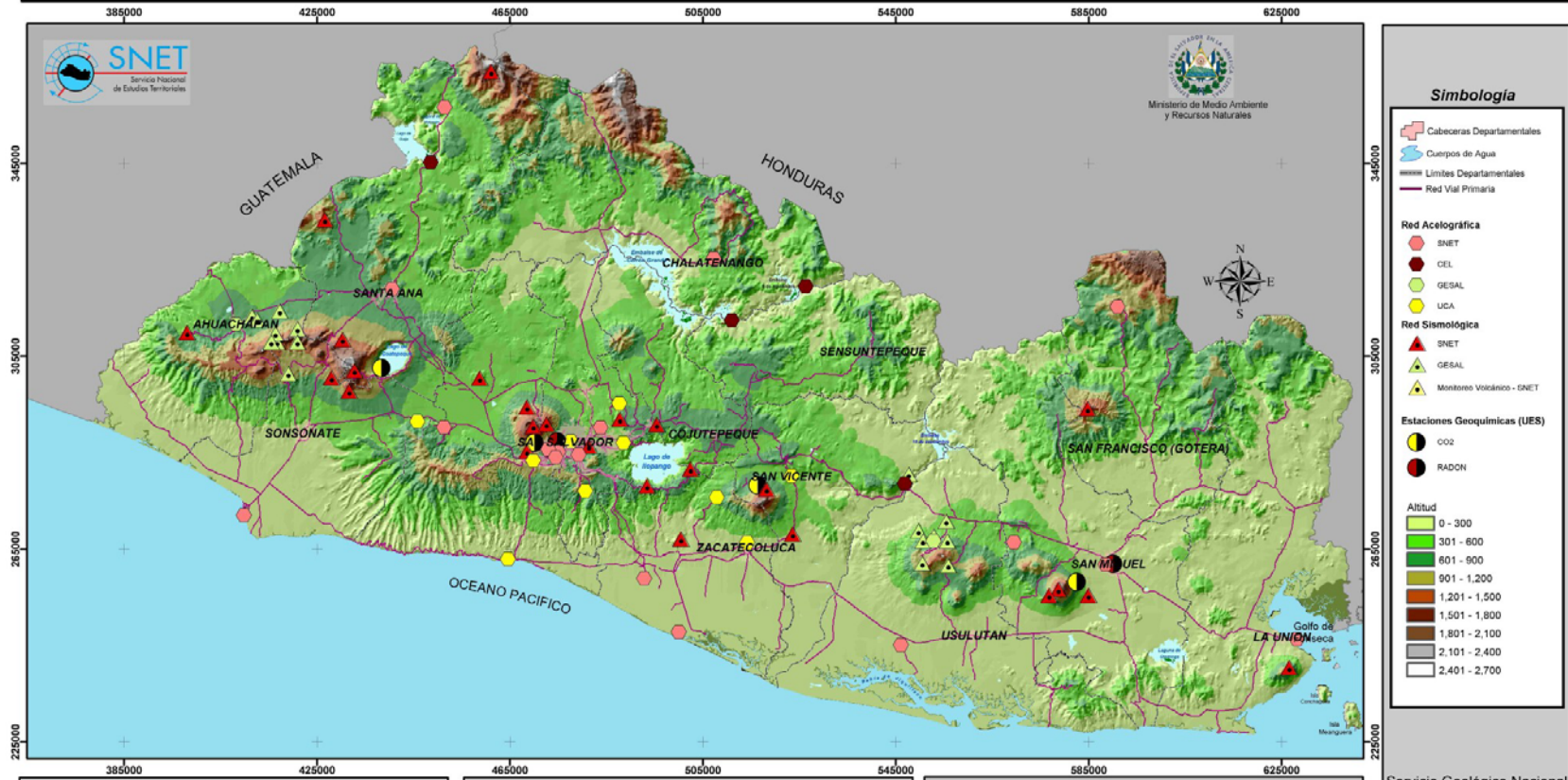
## ANEXO A-1



**ANEXO A-2**



# Red de Monitoreo Volcánico y Sísmico



**Simbología**

- Cabecezas Departamentales
- Cuerpos de Agua
- Limites Departamentales
- Red Vial Primaria

**Red Acelográfica**

- SNET
- CEL
- GESAL
- UCA

**Red Sísmológica**

- SNET
- GESAL
- Monitoreo Volcánico - CNET

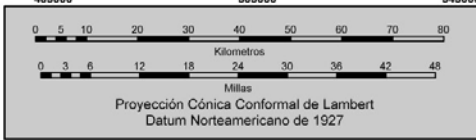
**Estaciones Geoquímicas (UES)**

- CO2
- RADON

**Altitud**

- 0 - 300
- 301 - 600
- 601 - 900
- 901 - 1,200
- 1,201 - 1,500
- 1,501 - 1,800
- 1,801 - 2,100
- 2,101 - 2,400
- 2,401 - 2,700

**Fuente**  
 Servicio Nacional de Estudios Territoriales  
 Dirección de Geología

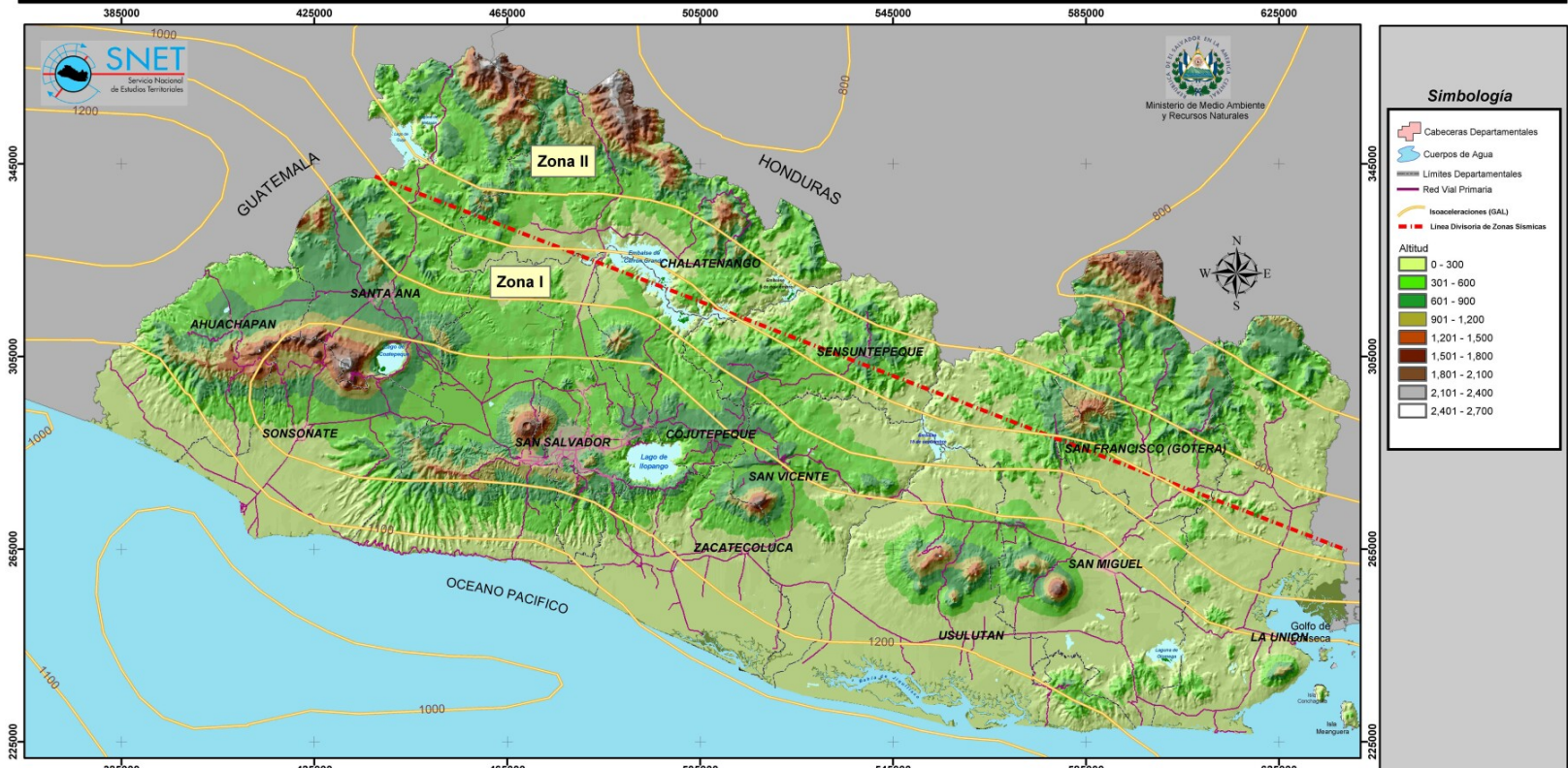


<http://www.snet.gob.sv/Geologia/Sismologia>

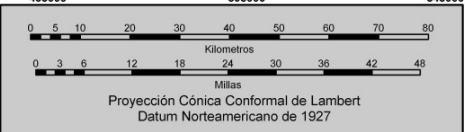
Servicio Geológico Nacional  
 Área de Sismología  
 Área de Vulcanología  
 Fecha: Diciembre 2002  
 SIG-SNET



# Zonificación Sísmica de El Salvador



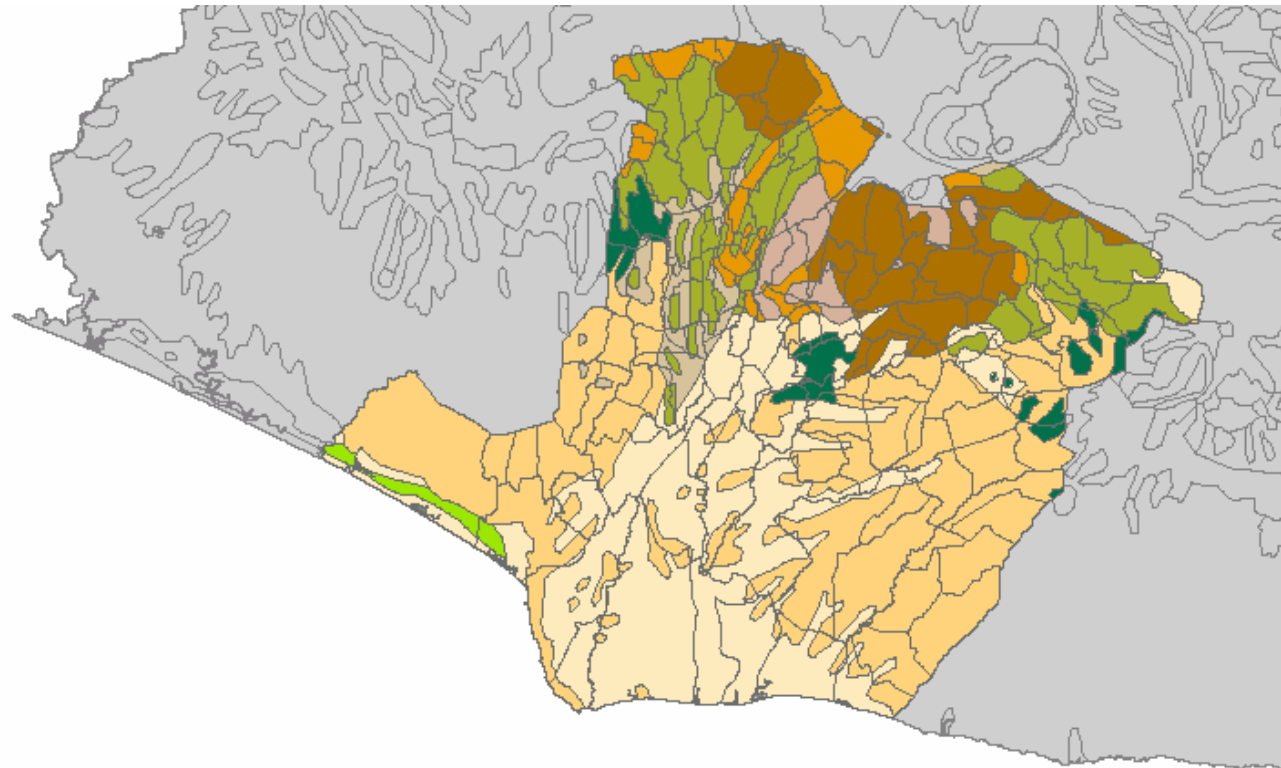
**Fuente**  
 Norma Técnica de Diseño por Sismo del  
 Reglamento para la Seguridad Estructural  
 de las Construcciones en El Salvador  
 Ministerio de Obras Públicas



La Zona I tiene mas probabilidades de  
 experimentar aceleraciones mas altas  
 que la Zona II.  
 Isoaceleraciones para periodo de retorno  
 de 1,000 años  
<http://www.snet.gov.sv/Geologia/Sismologia>

Servicio Geológico Nacional  
 Área de Sismología  
 Fecha: Diciembre 2002  
 SIG-SNET



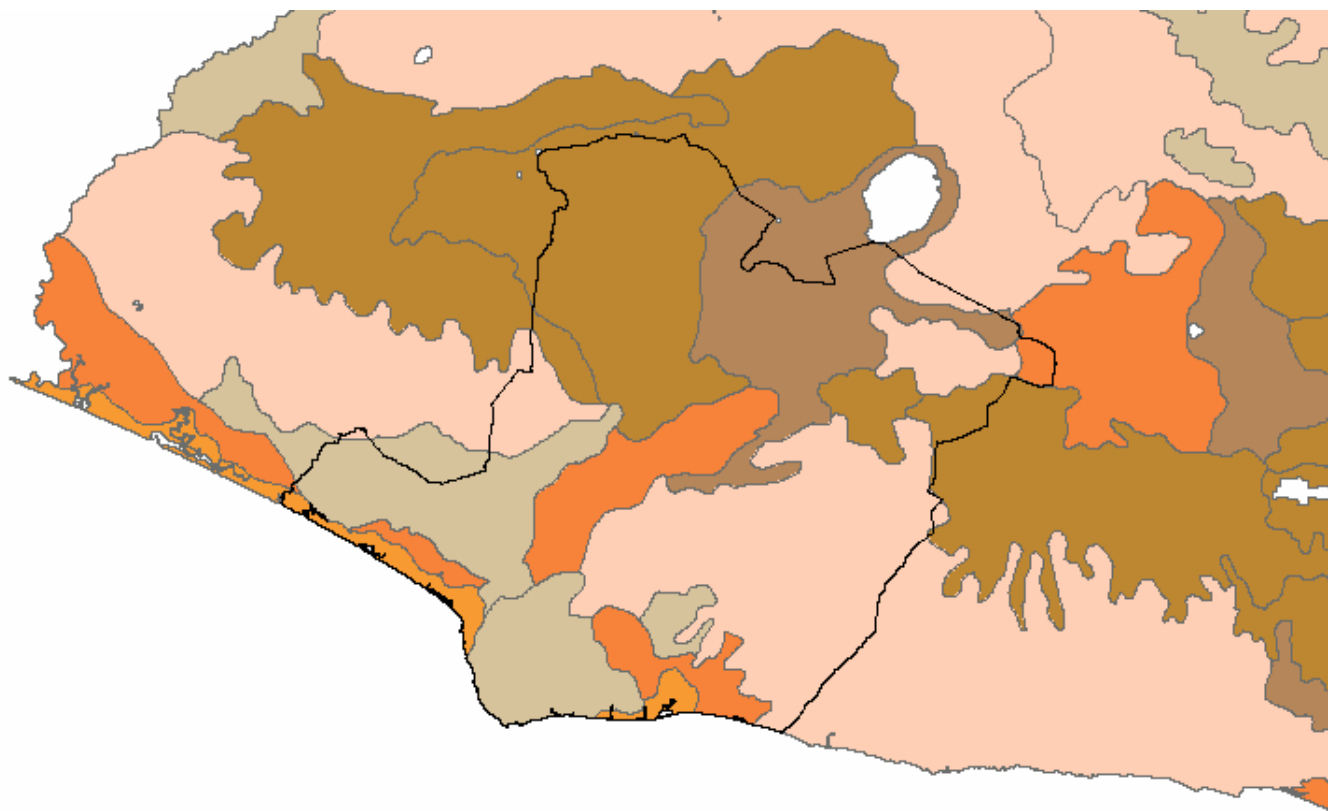


MAPA GEOLÓGICO DE  
SONSONATE

ANEXO A-5

**LEYENDA**







- aluviones, localmente con intercalaciones de piroclastitas
- aluviones, localmente con intercalaciones de piroclastitas: manglares
- efusivas andesíticas y basálticas: piroclastitas
- efusivas andesíticas-basálticas
- efusivas basálticas
- efusivas\_basálticas:\_cenizas\_y\_tobas\_de\_lapilli
- epiclastitas volcánicas, piroclastitas, corrientes de lava intercaladas
- piroclastitas ácidas, epiclastitas volcánicas (tobas color café)
- piroclastitas ácidas, epiclastitas volcánicas, tobas ardientes y fundidas; efusivas andesíticas



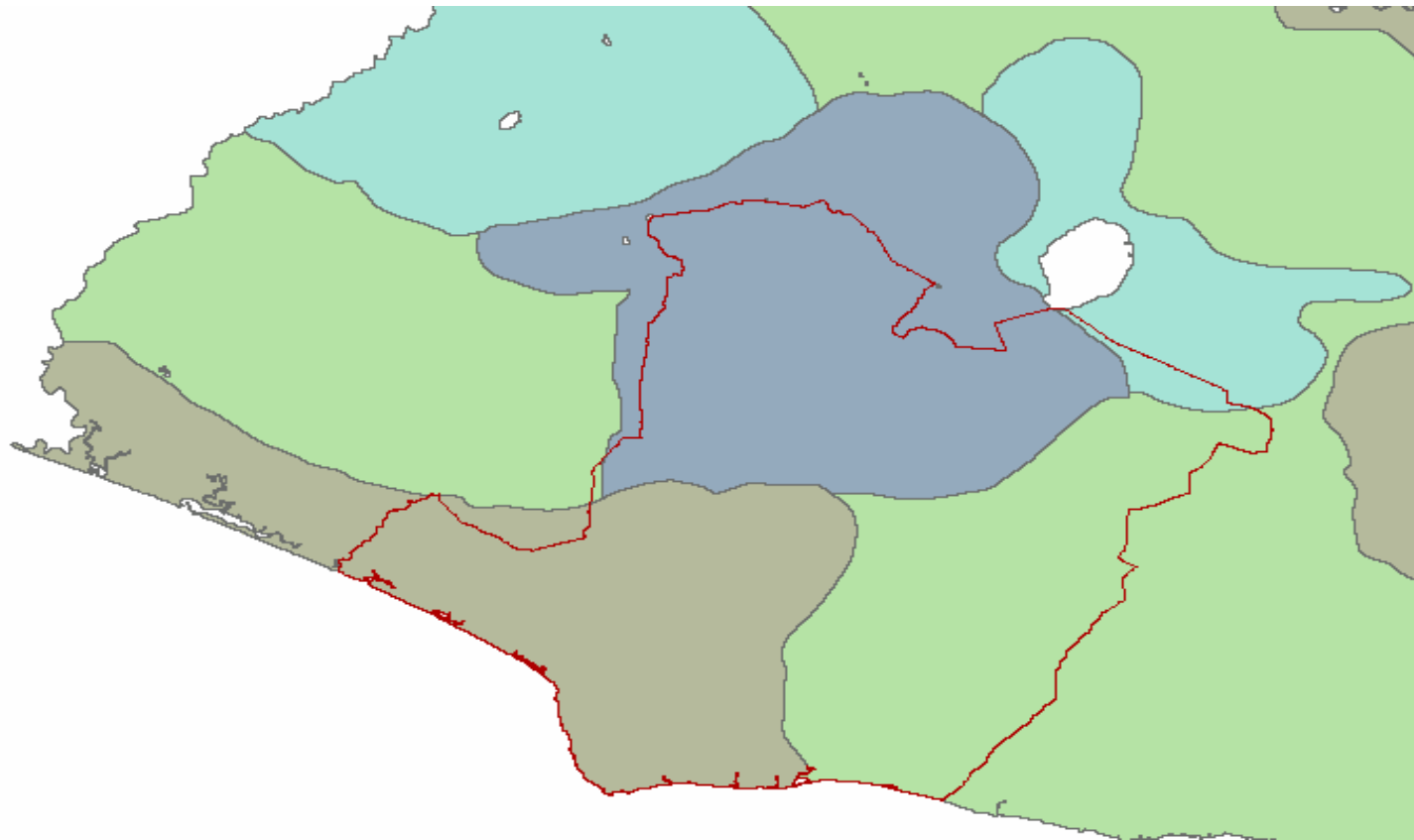
MAPA PEDOLÓGICO DE SONSONATE

ANEXO A-6





**LEYENDA**

-  ALUVIALES
-  ANDISOLES
-  GRUMOSOLES
-  LATOSOLES ARCILLO ROJIZOS
-  LITOSOLES
-  REGOSOLES Y HALOMORFICOS





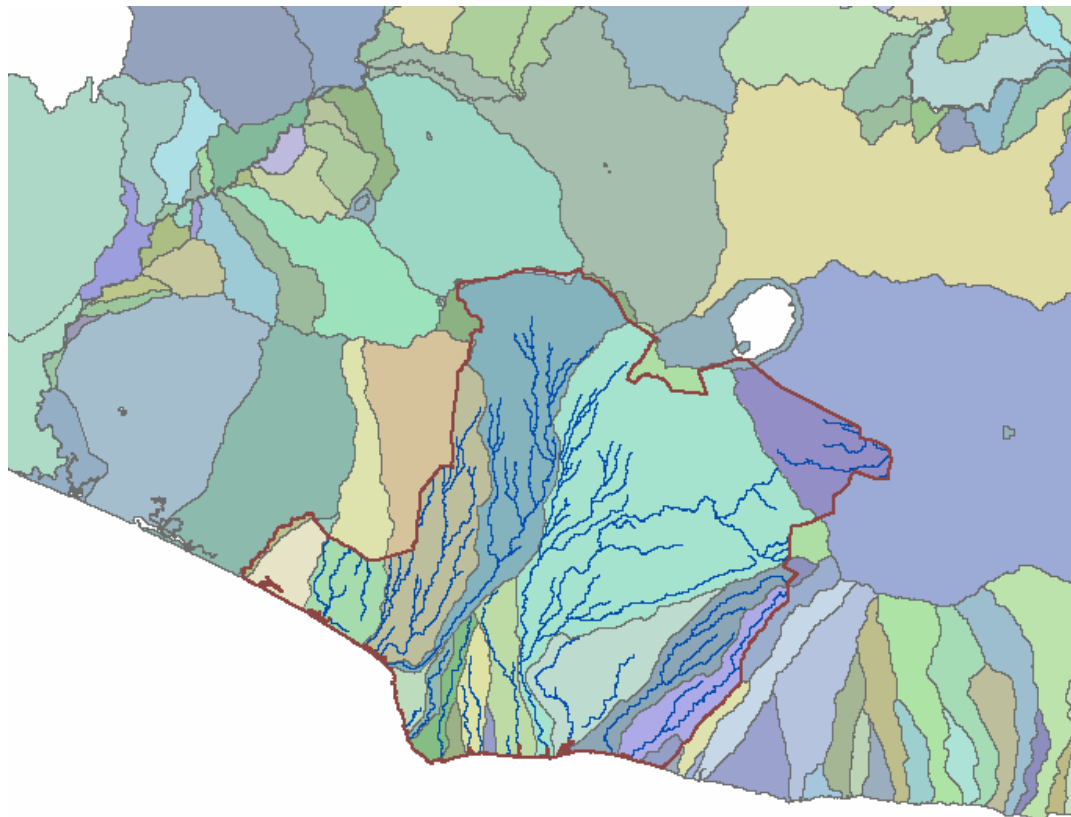
**LEYENDA**

-  Acuíferos en materiales piroclásticos
-  Acuíferos en sedimentos aluviales
-  Areas de recarga en materiales volcánicos cuaternarios
-  Formaciones volcánicas antiguas de reducida permeabilidad

**HIDROGEOLÓGICO DE SONSONATE**

ANEXO A-7





**CUENCA**

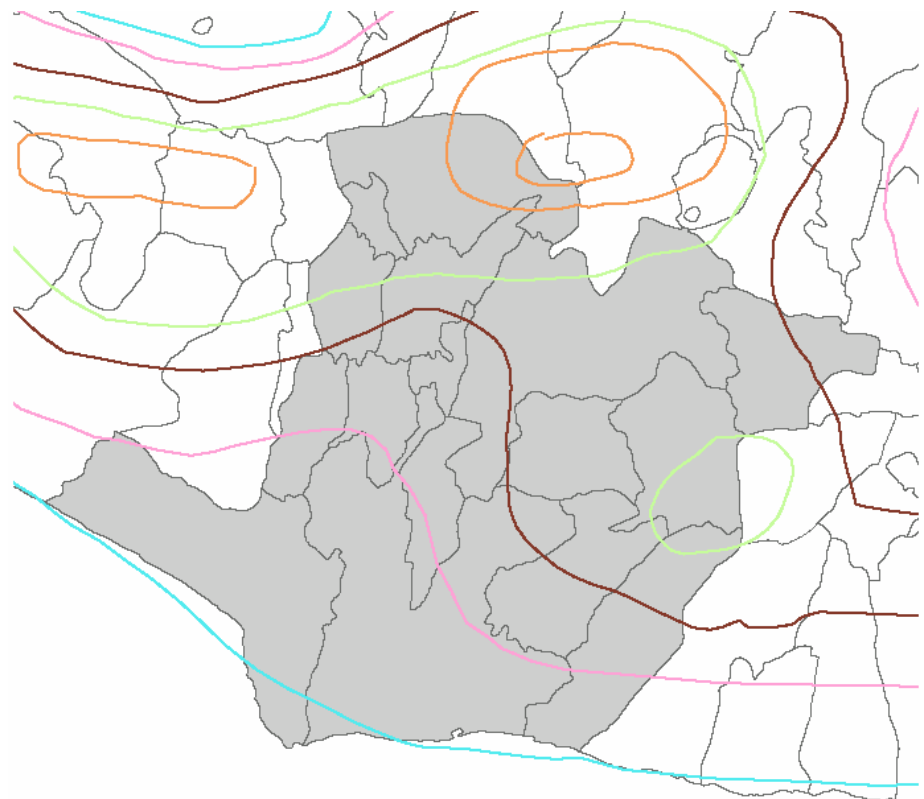
- APANCOYO
- AYACACHAPA
- BANDERAS
- BARRADESANTIAGO
- BECANADESANJUAN
- CAUTA
- CHIMALAPA
- ELALMENDRO
- ELVENADO
- GRANDEDESONSONATE
- HUISCOYOL
- LAGUNASECADELARAN
- LAGUNAVERDE
- LASHOJAS
- LASMARIAS
- LEMPA
- MANDINGA
- PAZ
- SN
- SANPEDRO
- SHUARILAPA



**CUENCAS DE SONSONATE**

ANEXO A-8





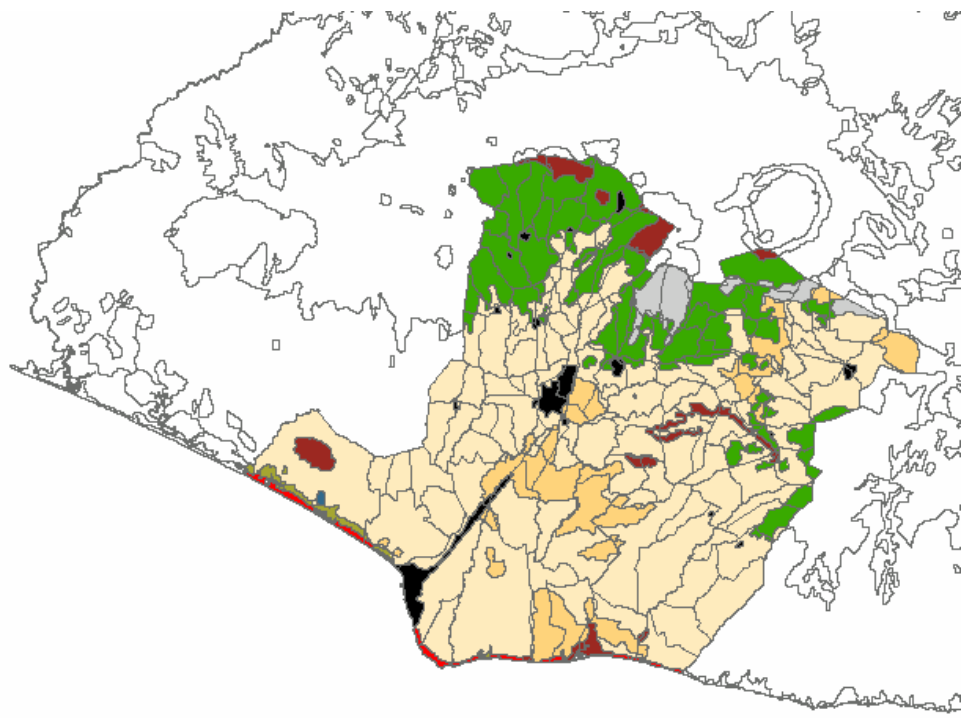
**cal/cm2 día**

- 3,8
- 4
- 4,2
- 4,4
- 4,6
- 4,8
- 5
- 5,2



### RADIACIÓN GLOBAL PROMEDIO ANUAL

ANEXO A-9

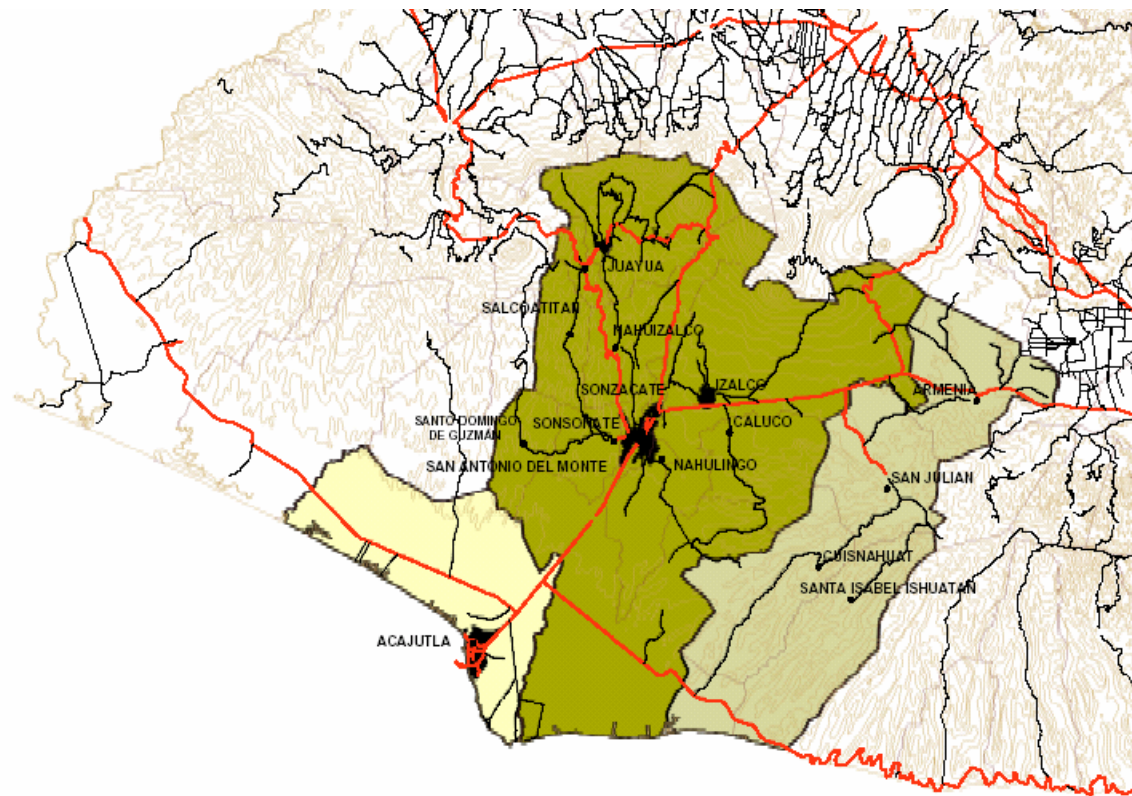


- Areas urbanas
- Bosques naturales
- Bosques salados
- Cafe
- Caña de azucar
- Centros turísticos
- Cuerpo de agua
- Lava
- Musáceas
- Pastos y granos básicos



**USO DEL SUELO EN SONSONATE 1996**

ANEXO A-10

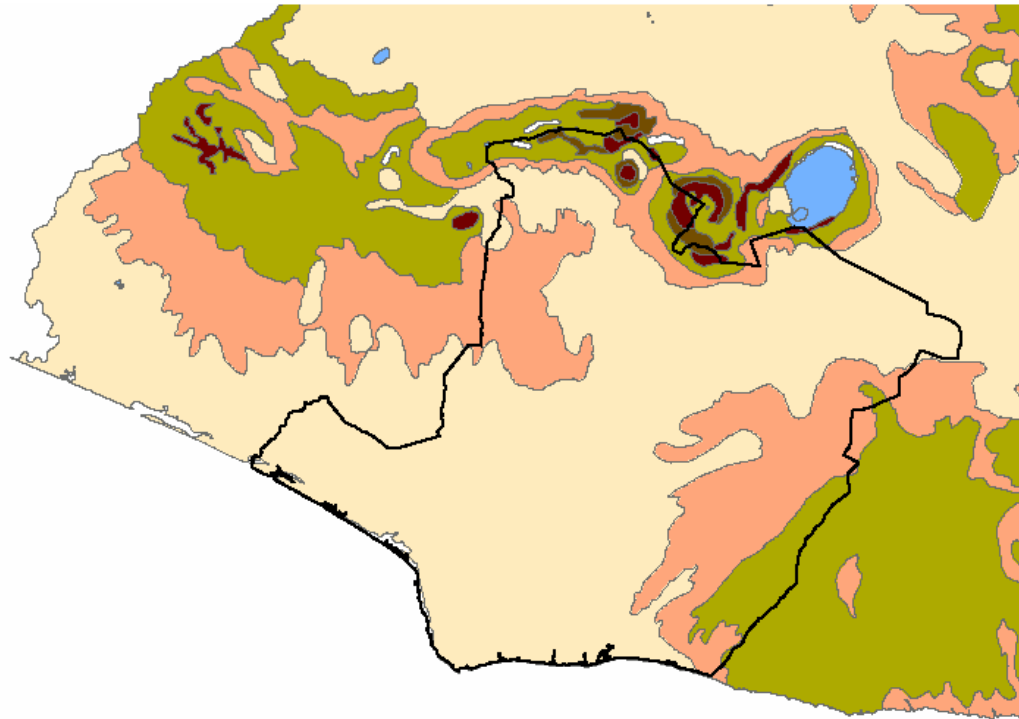


**CORREDORES DE DESARROLLO DE SONSONATE**

**LEYENDA**

- ACAJUTLA
- SENSUNAPÁN
- DEL BÁLSAMO






**ANEXO A- 11**

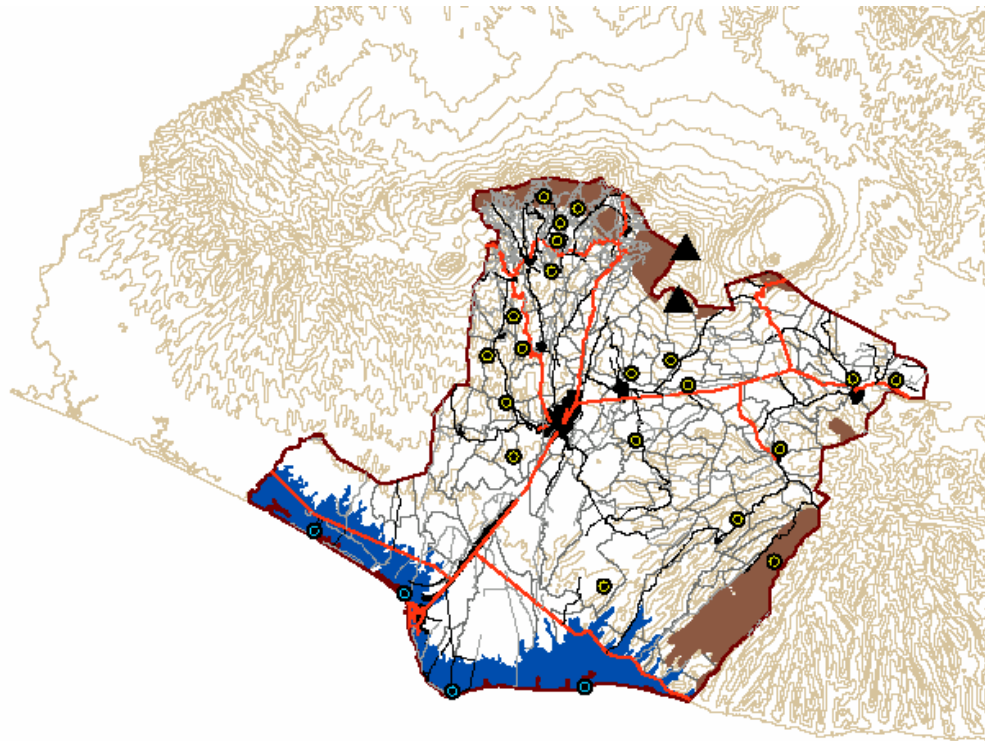


**MAPA DE PENDIENTES SONSONATE**

**ANEXO A- 12**

**PENDIENTES**






-  15% - 30%
-  30% -50%
-  50%-70%
-  Mayor que 70%
-  Menor que 15%



## AMENAZAS NATURALES SONSONATE

ANEXO A- 13

### LEYENDA

-  AMENAZA DE INUNDACION
-  AMENAZA DE DESLIZAMIENTO
-  DERRUMBES O DESLIZAMIENTOS
-  INUNDACIONES
-  VOLCANES

**ANEXO B**

**FOTOGRAFÍAS DE LA ZONA DE  
ESTUDIO.**





**ANEXO B-1 . FALLA DE TALUD EN KM 86 SAN JOSE DE LA MAJA – JUAYÚA.**



**ANEXO B-2 . FALLA TRASLACIONAL TIPICA DE TALUDES EN KM 86  
(DESPRENDIMIENTO DE BLOQUES)**





**ANEXO B-3 . ESTRATIGRAFÍA TALUDES KM 89 – 93.**



**ANEXO B-4 . ROCA FRACTURADA Y PRESENCIA DE HUMEDAD EN LA BASE DE TALUDES KM 89 – 93.**





**ANEXO B-5 . UBICACIÓN DEL PUNTO DE MUESTREO KM 85 1/2**



**ANEXO B-6. OBTENCIÓN DE LA MUESTRA INALTERADA (QUESO).**

**ANEXO C**

**REPORTE DE ENSAYOS DE**

**LABORATORIO**

Calle El Carmen, No. 887, Col Escalón, San Salvador,

San Salvador, 19 de Octubre de 2004

Señor  
Néstor herrera  
Presente

Estimado Señor Herrera:

Adjunto a la presente remitimos a usted los resultados de la clasificación del suelo obtenido de la muestra inalterada que ha sido tomada del talud que se encuentra ubicado en km 85, lateral izquierdo, de la carretera CA12 S, que de Juayua conduce a San José de La Majada.

La Clasificación según el método SUCS, ASTM D 2487, que para el caso de la arenas, se inicia según el porcentaje pasando el tamiz No 200, que en este caso particular se tiene que pasa un 24 % de finos, ML no plástico, que es mayor que el 12 % y si el porcentaje de grava es menor que 15 %, por tanto, se clasifica como: ARENA LIMOSA (SM), COLOR CAFÉ CLARO, CON UN 76 % DE ARENA Y 24 % DE LIMO NO PLÁSTICO.

Sin otro particular,

Atentamente,

  
Ing. Porfirio Lagos  
Gerente División Geotécnica

**INSERINSA, DE C.V.**  
DIVISION GEOTECNICA  
TEL. 263-9901 FAX 224-5291  
SAN SALVADOR, EL SALVADOR



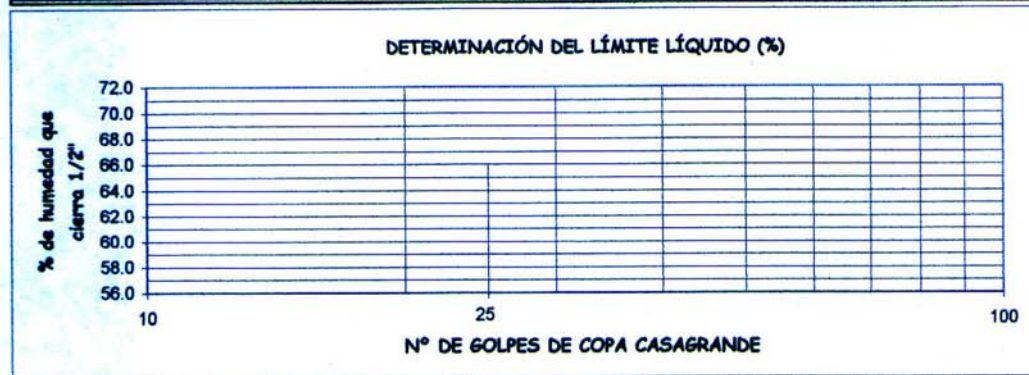
**DETERMINACIÓN DE LÍMITE PLÁSTICO, LÍMITE LÍQUIDO E ÍNDICE DE PLASTICIDAD DE LOS SUELOS (ASTM D-4318)**  
**DETERMINACIÓN DE CONTENIDO DE HUMEDAD DE LOS SUELOS (ASTM D-2216)**

Proyecto **DISEÑO SISMO RESISTENTE DE TALUDES**  
 Ubicación : **CARRETERA CA12 S ENTRE JUAYUA Y LA MAJADA**

POZO N° : 1 PROFUNDIDAD : \_\_\_\_\_ REFERENCIA : NH-TG-01-01-04  
 MUESTRA N° : 1 TIPO DE SUELO SM FECHA REALIZACIÓN: 07/10/04  
 TRABAJO N° : 1 LABORATORISTA: C. URIAS

Determinación Límite plástico (LP%)				Contenido de humedad (w%)	
Prueba N°	No. 1	No. 2	No. 3	No. 1	No. 2
No. de tara					
Peso suelo húmedo+tara (g)					
Peso suelo seco+tara (g)	<b>NO PLÁSTICO</b>				
Peso de tara (g)					
Contenido de humedad (%)					
humedad promedio (%)					

Determinación de límite líquido (LL%)					
Prueba N°	No. 1	No. 2	No. 3	No. 4	No. 5
No de golpes que cierra 1/2"					
No. de tara					
Peso suelo húmedo+tara (g)					
Peso suelo seco+tara (g)					
Peso de tara (g)					
Contenido de humedad (%)					



Límite Plástico(LP%)	Límite Líquido (LL%)	Índice de Plasticidad	Hmedad Natural(W%)

*J. Urias*

**INSERINSA, DE C.V.**  
 DIVISION GEOTECNICA  
 TEL. 263-9901 FAX 224-5291  
 SAN SALVADOR, EL SALVADOR  
 e-mail: inserinsa@yahoo.com

**DETERMINACIÓN DE LÍMITE PLÁSTICO, LÍMITE LÍQUIDO E ÍNDICE DE PLASTICIDAD DE LOS SUELOS (ASTM D-4318)**  
**DETERMINACIÓN DE CONTENIDO DE HUMEDAD DE LOS SUELOS (ASTM D-2216)**

Proyecto  
Ubicación :

**DISEÑO SISMO RESISTENTE DE TALUDES  
CARRETERA CA12 S ENTRE JUAYUA Y LA MAJADA**

POZO Nº : 1 PROFUNDIDAD : \_\_\_\_\_ REFERENCIA : NH-TG-01-01-04  
 MUESTRA Nº : 1 TIPO DE SUELO SM FECHA REALIZACIÓN: 07/10/04  
 TRABAJO Nº : 1 LABORATORISTA: C. URIAS

Determinación Límite plástico (LP%)			Contenido de humedad (w%)		
Prueba Nº	No. 1	No. 2	No. 3	No. 1	No. 2
No. de tara					
Peso suelo húmedo+tara (g)					
Peso suelo seco+tara (g)	<b>NO PLÁSTICO</b>				
Peso de tara (g)					
Contenido de humedad (%)					
humedad promedio (%)					

Determinación de límite líquido (LL%)					
Prueba Nº	No. 1	No. 2	No. 3	No. 4	No. 5
No de golpes que cierra 1/2"					
No. de tara					
Peso suelo húmedo+tara (g)					
Peso suelo seco+tara (g)					
Peso de tara (g)					
Contenido de humedad (%)					



Límite Plástico(LP%)	Límite Líquido (LL%)	Índice de Plasticidad	Hmedad Natural(W%)

*J. M. [Signature]*

**INSERINSA, DE C.V.**  
 DIVISION GEOTECNICA  
 TEL. 263-9901 FAX 224-5291  
 SAN SALVADOR, EL SALVADOR  
 Email: inserinsa@yahoo.com





**PRUEBA DE COMPRESION TRIAXIAL  
NO CONSOLIDADA- NO DRENADA EN SUELOS COHESIVOS.  
ASTM D 2850**

Solicita: INSERINSA, Ingeniería, Servicios e Inversiones, S.A. de C.V.  
 Proyecto: Análisis para Diseño Sismo Resistente de Taludes en Carretera CA-2, CS  
entre La Majada y Juayua.  
 Localización: Depto. Sonsonate  
 Ensayo: 1  
 Muestra No: 2

Reporte No 476-04  
 Fecha 01 de octubre de 2004  
 Laboratorista Diber Sanchez-Carlos Morataya  
 Elaboró: Lesly Mendoza  
 Hoja No: 3/7

K anillo -carga = 0,5094 Kg/u  
 K deformimetro = 0,01 mm/u  
 Velocidad de carga = 1,00 mm/min

$\sigma_3 = 1,50$  kg/cm<sup>2</sup>

**DATOS INICIALES**

D<sub>s</sub>= 4,88 cm      A<sub>s</sub>= 18,704 cm<sup>2</sup>      W<sub>m</sub> = 335,4 g  
 D<sub>c</sub>= 4,98 cm      A<sub>c</sub>= 19,478 cm<sup>2</sup>      V<sub>m</sub> = 201,7 cm<sup>3</sup>  
 D<sub>i</sub>= 4,96 cm      A<sub>i</sub>= 19,322 cm<sup>2</sup>      γ<sub>m</sub> = 1,66 g/cm<sup>3</sup>  
 h = 10,44 cm      A<sub>m</sub>= (A<sub>s</sub>+4A<sub>c</sub>+A<sub>i</sub>) / 6 = 19,323 cm<sup>2</sup>      W<sub>w</sub> = 30,2 %

TIEMPO (seg)	ANILLO CARGA	CARGA (kg)	MICROMET (u)	DEFORM AXIAL (mm)	DEFORM UNITARIA (%)	I - DEFORMA UNITARIA	AREA CORREGIDA (cm <sup>2</sup> )	ESFUERZO DESVIADOR (kg/cm <sup>2</sup> )
0	0	0,00	0	0,0000	0,00	1,0000	19,3231	0,00
30	13	6,62	38	0,3800	0,36	0,9964	19,3937	0,34
60	67	34,13	70	0,7000	0,67	0,9933	19,4535	1,75
90	101	51,45	84	0,8400	0,80	0,9920	19,4798	2,64
120	173	88,13	111	1,1100	1,06	0,9894	19,5308	4,51
150	218	111,05	149	1,4900	1,43	0,9857	19,6029	5,66
180	225	114,62	200	2,0000	1,92	0,9808	19,7005	5,82
210	225	114,62	250	2,5000	2,39	0,9761	19,7972	5,79
240	220	112,07	303	3,0300	2,90	0,9710	19,9007	5,63

CLASIFICACIÓN: Arena limosa color oscuro  
 OBSERVACIONES: \_\_\_\_\_

W<sub>h</sub>= 335,4 g  
 W<sub>s</sub>= 257,6 g  
 S<sub>s</sub>= 2,60  
 V<sub>s</sub>=W<sub>s</sub>/S<sub>s</sub>= 99,08 cm<sup>3</sup>  
 $\sigma_3 = 1,50$  kg/cm<sup>2</sup>  
 $\sigma_1 - \sigma_3 = 5,82$  kg/cm<sup>2</sup>  
 $\sigma_1 = 7,32$  kg/cm<sup>2</sup>

W<sub>w</sub> = W<sub>m</sub> - W<sub>s</sub> = 77,8 g  
 W<sub>w</sub>/W<sub>s</sub>\*100 = 30,2 %  
 V<sub>v</sub> = V<sub>m</sub> - V<sub>s</sub> = 102,7 cm<sup>3</sup>  
 e = V<sub>v</sub> / V<sub>s</sub> = 1,04  
 G<sub>w</sub>% = V<sub>w</sub> / V<sub>v</sub> \* 100 = 75,8 %  
 γ<sub>d</sub> = 1,28 g/cm<sup>3</sup>



UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR  
 LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES  
 "Ing. Mario Angel Guzmán Urbina"

Ing. José Miguel Landaverde Q.  
 Jefe de Laboratorio de Suelos y Materiales

Escuela de INGENIERIA CIVIL

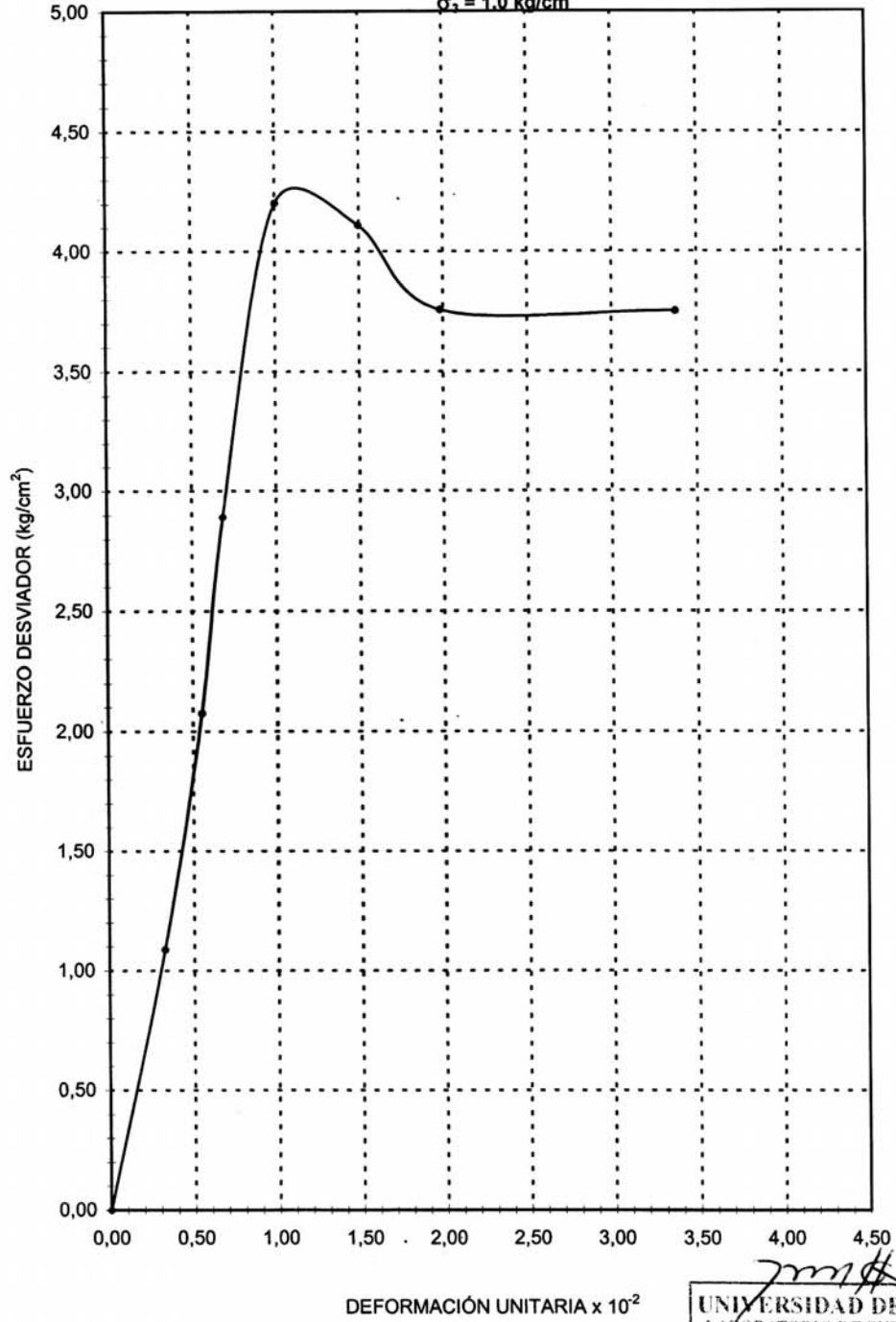




**CURVA ESFUERZO- DEFORMACION UNITARIA**  
Proyecto: Analisis para diseño sismo resistente de taludes en carretera CA-2  
CS, entre La majada y Juayua  
Localización: Sonsonate

Muestra 1

$\sigma_v = 1.0 \text{ kg/cm}^2$



*[Handwritten Signature]*  
UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR  
LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES  
"Ing. Mario Angel Guzmán Urbina"  
Escuela de INGENIERIA CIVIL

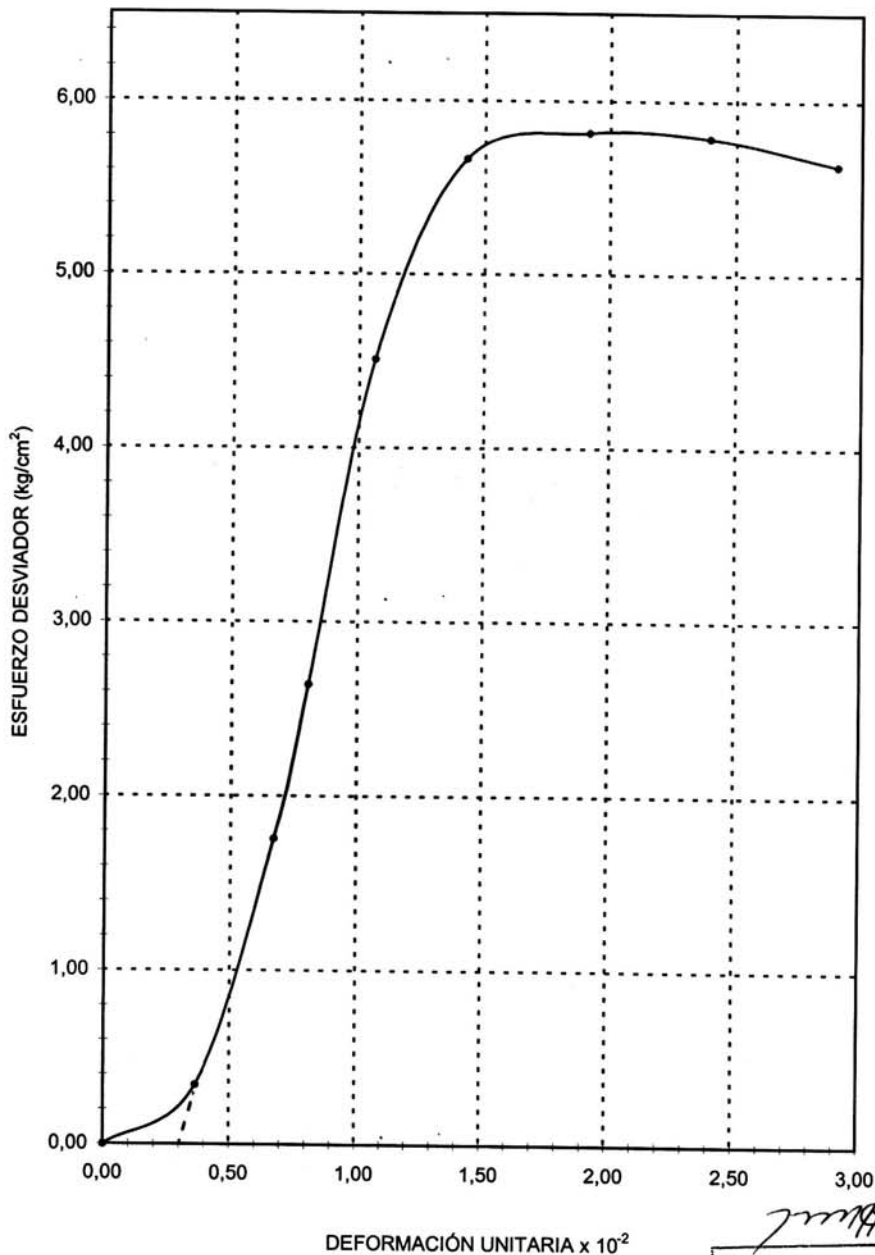
**CURVA ESFUERZO- DEFORMACION UNITARIA**

Proyecto: Análisis para diseño Sismo resistente de Taludes en carretera CA2 CS,  
entre La Majada y Juayua

Localización: Sonsonate

Muestra 2

$\sigma_3 = 1.5 \text{ kg/cm}^2$



*[Handwritten Signature]*  
UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR  
LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES  
"Ing. Mario Angel Guzmán Urbina"  
Escuela de INGENIERIA CIVIL

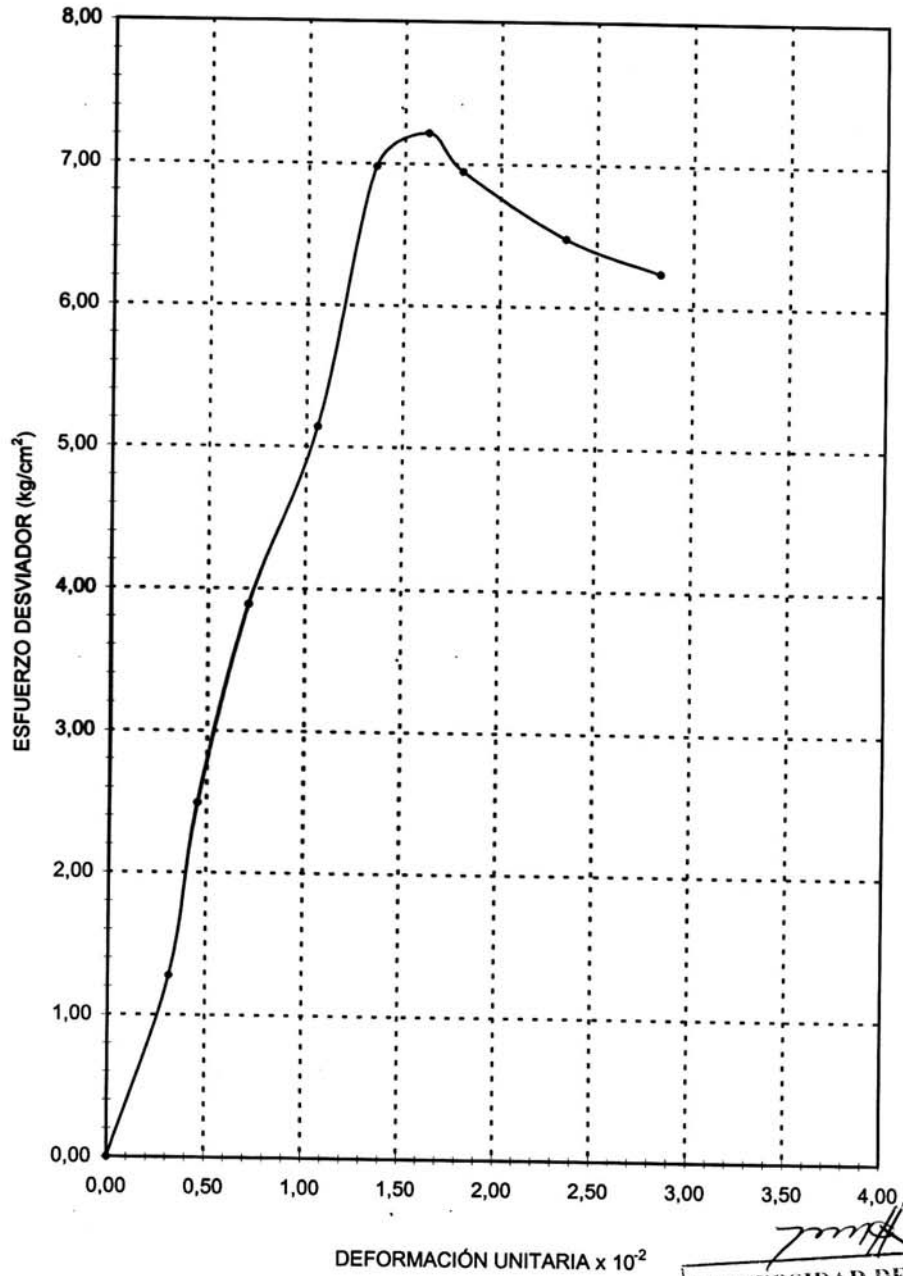
### CURVA ESFUERZO- DEFORMACION UNITARIA

Proyecto: Análisis para Diseño Sismo Resistente de Taludes en carretera CA2 CS,  
entre La Majada y Juayua

Localización: Sonsonate

Muestra 3

$\sigma_3 = 2,0 \text{ kg/cm}^2$



*[Firma]*  
UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR  
LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES  
"Ing. Mario Angel Guzmán Urbina"  
Escuela de INGENIERIA CIVIL

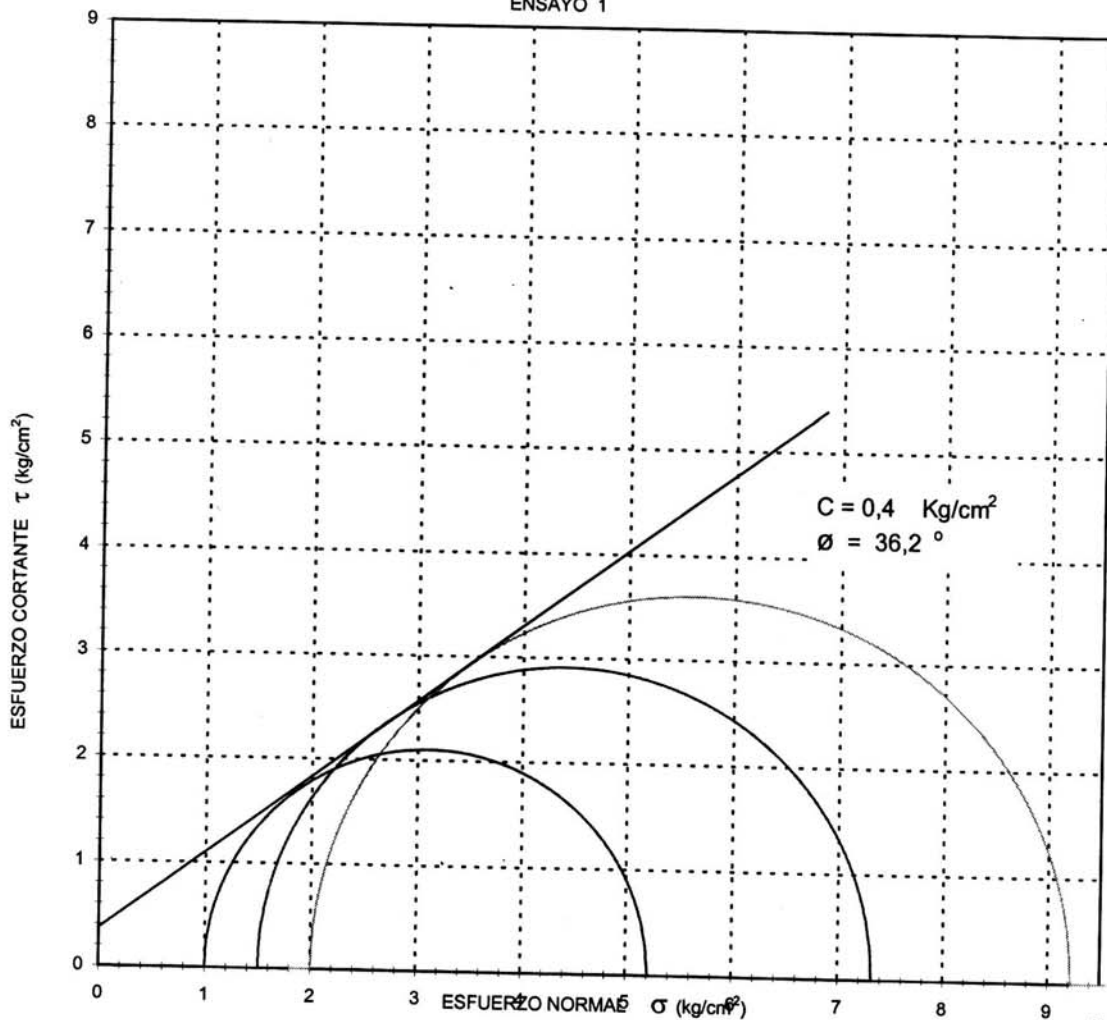
ENVOLVENTE DE MOHR PARA PRUEBAS TRIAXIALES			
Probeta 1	Probeta 2	Probeta 4	
$\sigma_1 = 5,20$	$\sigma_1 = 7,32$	$\sigma_1 = 9,22$	
$\sigma_3 = 1,00$	$\sigma_3 = 1,50$	$\sigma_3 = 2,00$	
$(\sigma_1 + \sigma_3)/2 = 3,10$	$(\sigma_1 + \sigma_3)/2 = 4,41$	$(\sigma_1 + \sigma_3)/2 = 5,61$	
$(\sigma_1 - \sigma_3)/2 = 2,10$	$(\sigma_1 - \sigma_3)/2 = 2,91$	$(\sigma_1 - \sigma_3)/2 = 3,61$	

### ENVOLVENTE DE MOHR

Localización: Sonsonate

Proyecto: Análisis para diseño sísmo resistente de taludes en carretera CA  
CS, entre La Majada y Juayua

ENSAYO 1



**ANEXO D**

**REGLAMENTO REFERENTE A**

**ESTABILIDAD DE TALUDES.**

**MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS**  
**REPUBLICA DE EL SALVADOR**

***NORMA TECNICA***  
***PARA***  
***DISEÑO DE CIMENTACIONES Y***  
***ESTABILIDAD DE TALUDES***

**REGLAMENTO PARA LA SEGURIDAD ESTRUCTURAL DE LAS CONSTRUCCIONES**  
**EL SALVADOR, 1994**

# **MIEMBROS DEL COMITE TECNICO**

## **PRESIDENTE**

**MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS**

Ing. Jorge A. Rodríguez Deras

## **SECRETARIO EJECUTIVO**

Ing. Guillermo Calderón Ibáñez

## **REPRESENTANTES DE:**

**MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS**

Ing. Mario Ernesto Jovel Galindo

**UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR**

Ing. Luis Rodolfo Nosiglia

**UNIVERSIDAD CENTROAMERICANA "JOSE SIMEON CAÑAS"**

Ing. Ricardo Castellanos

**UNIVERSIDAD ALBERT EINSTEIN**

Arq. Ivo Osegueda

**ASOCIACION SALVADOREÑA DE INGENIEROS**

**Y ARQUITECTOS (ASIA)**

Ing. Eduardo Graniello

Ing. Víctor Arnoldo Figueroa

**CAMARA SALVADOREÑA DE LA INDUSTRIA DE**

**LA CONSTRUCCION (CASALCO)**

Ing. Darío E. Sánchez Córdova

Ing. Ernesto Arturo Lara

**SOCIEDAD SALVADOREÑA DE INGENIERIA SISMICA (SSIS)**

Ing. Leónidas Delgado

**COLEGIO DE ARQUITECTOS DE EL SALVADOR (CADES)**

Arq. Luis René Dada

**COORDINADORES AREA DE ESTUDIO**

Ing. Gustavo Alejandro Calderón

Ing. Rubén Umaña

**MIEMBROS DEL GRUPO DE TRABAJO**

Ing. Mario Angel Guzmán Urbina

Ing. Jean Christian Guerra Majorel

Ing. Gerardo Rivas Durán

Ing. Ricardo Burgos Oviedo

Ing. Juan Carlos Figueroa

Ing. Daniel Hernández

**ASESORES NACIONALES**

Dr. Héctor David Hernández F.

Ing. José Antonio González

Ing. Enrique E. Melara M.SCE

Ing. Rolando Amaya de León

**ASESORES INTERNACIONALES**

Dr. Emilio Rosenblueth

Dr. Roberto Meli Piralla

Dr. Gerardo Suárez Reinoso

Dr. Mario Ordáz Schroeder

M.I Manuel Mendoza

M.I Lorenzo Daniel Sánchez

**COORDINADOR GENERAL**

Ing. Luis E.López Barahona

























**5.3.2 Efecto sísmico combinado.**

por el cual trata de rotar el terreno está dado por:

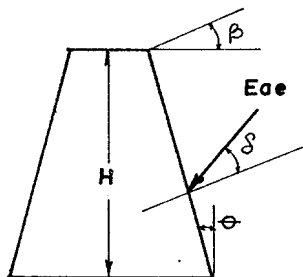
El empuje combinado del suelo, activo o pasivo, con el debido al sismo puede ser determinado con cualquier método propuesto en la literatura técnica, o a partir de las expresiones de Mononobe-Okabe que se muestran a continuación, y para las que el ángulo

$$\alpha = \tan^{-1} \frac{k_h}{1 - k_v} \tag{5.5}$$

**1) Empuje Activo.**

$$K_{ae} = \frac{\cos^2(\phi - \alpha - \theta)}{\cos\alpha \cdot \cos^2 \theta \cdot \cos(\delta + \theta + \alpha) \left[ 1 + \left[ \frac{\text{sen}(\phi + \delta) \cdot \text{sen}(\phi - \alpha - \beta)}{\cos(\delta + \phi + \alpha) \cdot \cos(\beta - \theta)} \right]^{1/2} \right]^2} \tag{5.6}$$

$$E_{ae} = \frac{1}{2} \cdot \tau \cdot H^2 \cdot K_{ae} \cdot (1 - k_v) \tag{5.7}$$



**Figura 5.3.3 Combinación empuje activo y sismo**







**CAPITULO 6**

**ESTABILIDAD DE TALUDES.**

**6.1 ALCANCES.**

En este capítulo se definen los criterios básicos para el análisis y el diseño de taludes, así como las medidas de protección requeridas para los mismos.

**6.2 CONSIDERACIONES GENERALES.**

**6.2.1** Previamente al diseño de un talud se debe contar con un estudio geotécnico, el que deberá considerar todas las superficies de falla probables así como la localización del nivel freático.

**6.2.2** La extensión de la zona a ser considerada en el estudio, será definida por el especialista de suelos de acuerdo a la importancia del talud y las condiciones del lugar.

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

**6.3 EFECTO ESTATICO Y DINAMICO.**

El análisis deberá tomar en cuenta las fuerzas estáticas y las fuerzas sísmicas aplicadas.

**6.3.1** La fuerza sísmica,  $F_s$ , se determinará multiplicando el peso de cada cuña deslizante por el coeficiente sísmico correspondiente que se indica en 5.3.3.

**6.3.2** Los factores de seguridad se indican en la Tabla 6.2.

**TABLA 6.2**  
**Factor de seguridad.**

Condición	Combinación de Fuerzas	FS
1	$F_g$	1.4
2	$F_g + F_f + F_s$	1.1



## **ANEXO E**

# **ANÁLISIS DE LOS ACELEROGRAMAS PARA LOS SISMOS DEL 13 ENERO Y 13 FEBRERO DE 2001.**

# ANÁLISIS DE LOS ACELEROGRAMAS REGISTRADOS EN LOS TERREMOTOS DE EL SALVADOR DE 2001

C. López Casado<sup>1</sup>, B. Benito<sup>2</sup>, J.J. Bommer<sup>3</sup>, M. Ciudad Real<sup>4</sup> y J.A. Peláez<sup>5</sup>  
<sup>1</sup>Universidad de Granada, <sup>2</sup>Universidad Politécnica de Madrid, <sup>3</sup>Imperial College, <sup>4</sup>Kinematics,  
<sup>5</sup>Universidad de Jaen. [clcasado@ugra.es](mailto:clcasado@ugra.es)

## RESUMEN

Este estudio presenta una caracterización preliminar de los movimientos debidos a los terremotos ocurridos en El Salvador a comienzos del 2001, basada en el análisis de los registros acelerométricos de los sismos del 13 de Enero ( $M_w = 7,7$ ) y el 13 de Febrero ( $M_w = 6,6$ ), el primero originado en la zona de subducción de la placa de Cocos y el segundo dentro de la placa del Caribe. Se presentan las características básicas de los registros, incluyendo sus espectros de respuesta, y se muestra que los valores elevados de PGA registrados concuerdan con los valores esperados según ecuaciones recientes de atenuación.

Palabras clave: movimiento fuerte, El Salvador, Centro América, acelerogramas.

## SUMMARY

This study presents a preliminary characterisation of the motions generated by the earthquakes that occurred in El Salvador in early 2001, based on the analysis of accelerograms of the earthquakes of 13 January ( $M_w = 7,7$ ) and 13 February ( $M_w = 6.,$ ), the first originating in the subducted Cocos plate, the second within the over-riding Caribbean plate. The basic characteristics of the motions, including response spectra, are presented and it is shown that the high values of recorded PGA agree with those predicted by current attenuation relationships.

Key words: strong motion, El Salvador, Central America, accelerograms.

## Introducción

En los primeros dos meses del año 2001, la República Centroamericana de El Salvador fue afectada por dos terremotos destructores, además de un tercer sismo que aunque no reportó víctimas, causó también considerable alarma en la población. El primer sismo ocurrió el 13 de Enero y fue el quinto terremoto destructivo que ha azotado este pequeño país en 50 años, desde la destrucción de las ciudades orientales de Jucuapa y Chinameca en Mayo de 1951 (Ambraseys *et al.*, 2001). Los sismos de Jucuapa-Chinameca fueron de magnitud moderada ( $\approx 6$ ) y de profundidad focal pequeña, con las características típicas de los eventos que tienen lugar a lo largo de la cadena volcánica, en el istmo de Centro América (White y Harlow, 1993). En la segunda mitad del siglo pasado, terremotos parecidos causaron daños muy serios en la capital, San Salvador, en 1965 y en 1986 (Lomnitz y Schulz, 1966; Bommer y Ledbetter, 1987; EERI, 1987).

A diferencia de los anteriores, el terremoto del 13 de Enero tuvo su origen en la zona de subducción, donde la placa de Cocos desciende debajo de la placa del Caribe en la fosa meso-americana. Con una magnitud de  $M_s = 7,6$  y  $M_w = 7,7$ , este sismo ha sido el mayor evento de subducción frente a las costas de El Salvador en más de un siglo (Ambraseys y Adams, 1996). Las características del mismo son parecidas a las del evento del 19 de Junio

de 1982, que fue de magnitud  $M_w$  7,3, y fue ubicado frente a las costas occidentales de El Salvador. Ese sismo provocó deslizamientos en la zona suroccidental del país y produjo daños en casas de adobe y de bahareque, pero el número de víctimas mortales fue estimado entre 8 y 40 (Alvarez, 1982; Lara, 1983). El sismo del 13 de Enero de 2001 ha sido localizado por el CASC con un epicentro a  $12,868^\circ$  N y  $88,767^\circ$  W, situado a unos 40 km de la costa al sur de San Vicente y con profundidad focal de 60 km. El mecanismo focal determinado por la Universidad de Harvard muestra un plano de falla con rumbo  $309^\circ$  y buzamiento de  $56^\circ$  hacia el NNE, coincidiendo con la ubicación de la placa de Cocos debajo de la placa del Caribe (Burbach *et al.*, 1984).

El sismo del 13 de Enero fue seguido de un importante número de réplicas y otros sismos de diferente profundidad en puntos del valle central del país, y exactamente al cabo de un mes tuvo lugar un nuevo terremoto, el 13 de Febrero, con diferente origen que el anterior. Este segundo evento, con magnitud  $M_w$  6,6, tuvo su epicentro, según el CIG, a  $13,60^\circ$  N y  $88,85^\circ$  W, situado cerca de la ciudad y el volcán de San Vicente, dentro de la placa del Caribe. Su mecanismo, según Harvard, fue de desgarre dextral y la localización de las réplicas según el CIG, muestra un plano de falla con orientación E-W. Conviene destacar que existe un elemento de incertidumbre sobre el origen tectónico de este sismo, que por su ubicación y mecanismo sería compatible con eventos típicos de la cadena volcánica, incluyendo un sismo destructor que ocurrió en el mismo lugar en 1936 (Levin, 1940). Sin embargo, su magnitud ha sido grande, comparada con otros sismos superficiales en El Salvador que causaron mayor daño, lo que induce a contemplar la posibilidad de que la profundidad focal del sismo del 13 de Febrero haya sido superior a los valores de 8 km y 13 km, reportados por el CIG y por el USGS, respectivamente.

El 17 de Febrero tuvo lugar un tercer sismo que alarmó nuevamente a la población, localizado al Sur del área metropolitana de San Salvador, con epicentro a  $13,66^\circ$  N y  $89,24^\circ$  W. Su magnitud ha sido estimada en 5,1 (según CIG) y fue sucedido también por un considerable número de réplicas. Este es también un terremoto local, de cadena volcánica, pero de menor magnitud que el anterior y que apenas causó daños.

Existen en El Salvador tres redes acelerográficas, dos digitales, operadas por la Universidad Centroamericana y por GESAL, y una analógica a cargo del CIG (Bommer *et al.*, 1997). Este estudio presenta un análisis preliminar de los registros digitales obtenidos durante los sismos de 2001, dedicando especial atención a los dos primeros, que fueron destructores.

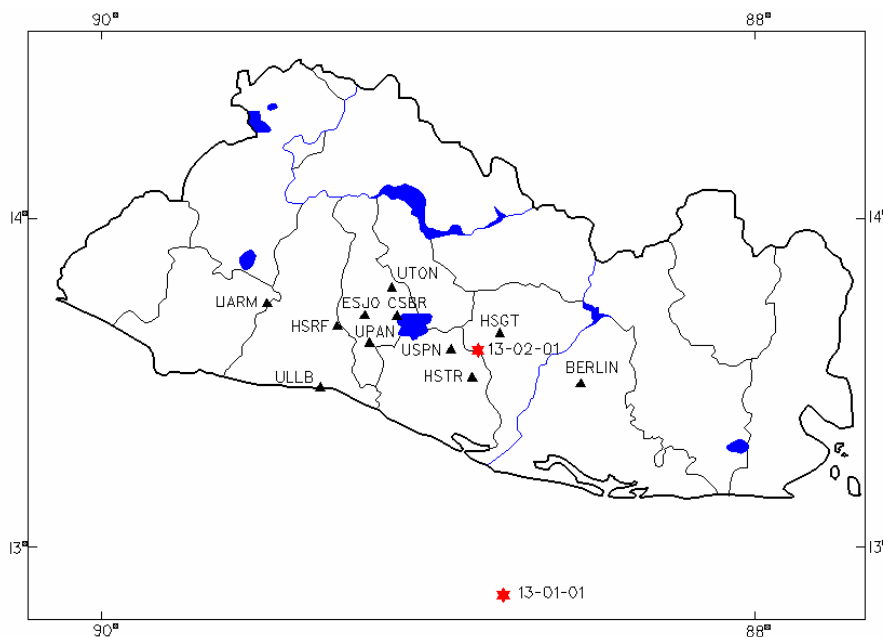
## **Objetivos**

El objetivo del presente trabajo es caracterizar los movimientos registrados en los terremotos ocurridos en El Salvador durante Enero y Febrero de 2001 y estudiar sus atenuaciones en relación con las reflejadas en modelos recientes de movimiento fuerte, tanto para sismos de subducción como para sismos de carácter local.



## Análisis de los registros acelerométricos correspondientes a los sismos del 13 de Enero y 13 de Febrero de 2001

A continuación se presenta un análisis preliminar de los registros de movimiento fuerte disponibles para los sismos del 13 de Enero y del 13 de Febrero de 2001, casi todos ellos obtenidos por la red acelerométrica de la UCA. Dicha red consta de 10 estaciones (SSA-2 de Kinematics), distribuidas en torno a San Salvador, de las cuales 9 han registrado de forma fiable el primero de estos eventos y 8 han registrado el segundo, cada una de ellas en tres componentes: Este-Oeste, Norte-Sur y Vertical. Se incluye también en el análisis un registro del sismo del 13 de Enero en el campo Geotérmico de Berlín. El mapa de la figura 1 muestra la localización epicentral de los dos sismos objeto de estudio, junto con la ubicación de las estaciones acelerométricas empleadas en el análisis.



**Figura 1.** Localizaciones epicentrales de los sismos del 13 de enero y 13 de febrero de 2001 y ubicación de las estaciones de registro cuyos datos han sido incluidos en este análisis. (Red Talulin, Campo Geotérmico Berlín)

Código	Ubicación	$\phi^{\circ}$ N	$\lambda^{\circ}$ O
HSRF	Hospital San Rafael, Santa Tecla	13.671	89.279
USPN	Unidad de Salud, San Pedro Nonualco	13.602	88.927
HSTR	Hospital Santa Teresa, Zacatecoluca	13.517	88.869
HSGT	Hospital Santa Gertrudis, San Vicente	13.642	88.784
ESJO	Colegio Externado San José, San Salvador	13.707	89.207
UPAN	Unidad de Salud, Panchimalco	13.614	89.179
ULLB	Unidad de Salud, Puerto de la Libertad	13.486	89.327
CSBR	Hospital Nacional, San Bartolo	13.704	89.106
UARM	Unidad de Salud, Armenia	13.744	89.501
UTON	Unidad de Salud, Tonacatepeque	13.778	89.114

Los registros han sido procesados inicialmente efectuando corrección instrumental y de línea-base. Se han empleado filtros Ormsby con frecuencias de filtrado de 0,06-0,12 Hz paso-alta y 43,0-45,0 Hz paso baja. En la figura 2 se muestran las historias temporales de aceleración, velocidad y desplazamiento, correspondientes a los registros corregidos del sismo del 13 de Enero, en componente NS, que fue en la mayor parte de los casos la que registró el mayor movimiento.

(13/01/2001) Mw = 7,7 COMP. NS

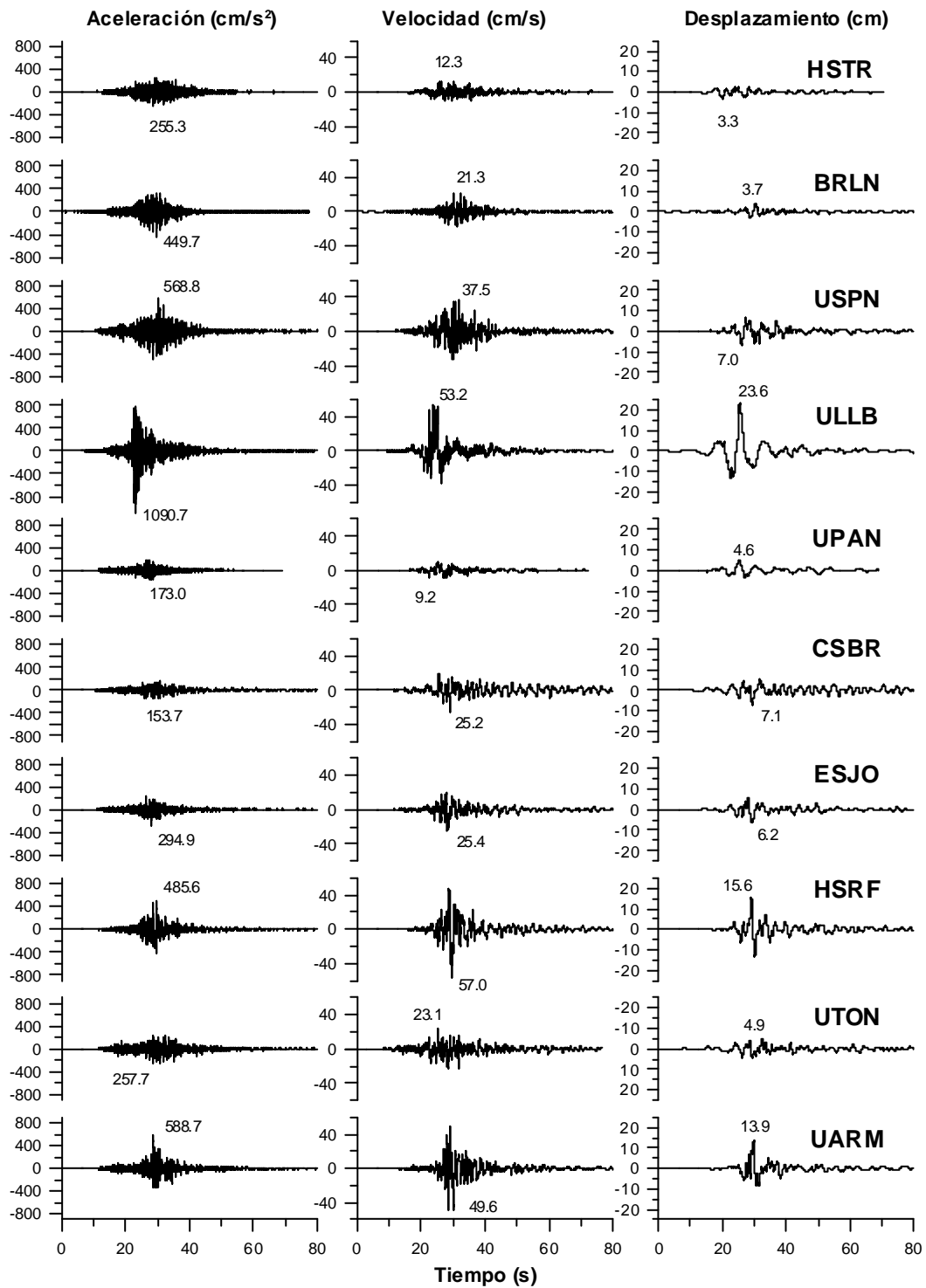


Figura 2. Historias temporales de aceleración, velocidad y desplazamiento derivadas del procesamiento de los registros para el sismo del 13 de Enero de 2001, con indicación de los valores pico para cada uno de los parámetros

A partir de los registros corregidos se han estimado distintos parámetros y espectros característicos del movimiento, de interés en ingeniería sísmica, que en un estudio posterior serán correlacionados con los daños causados por los terremotos objeto de este análisis.

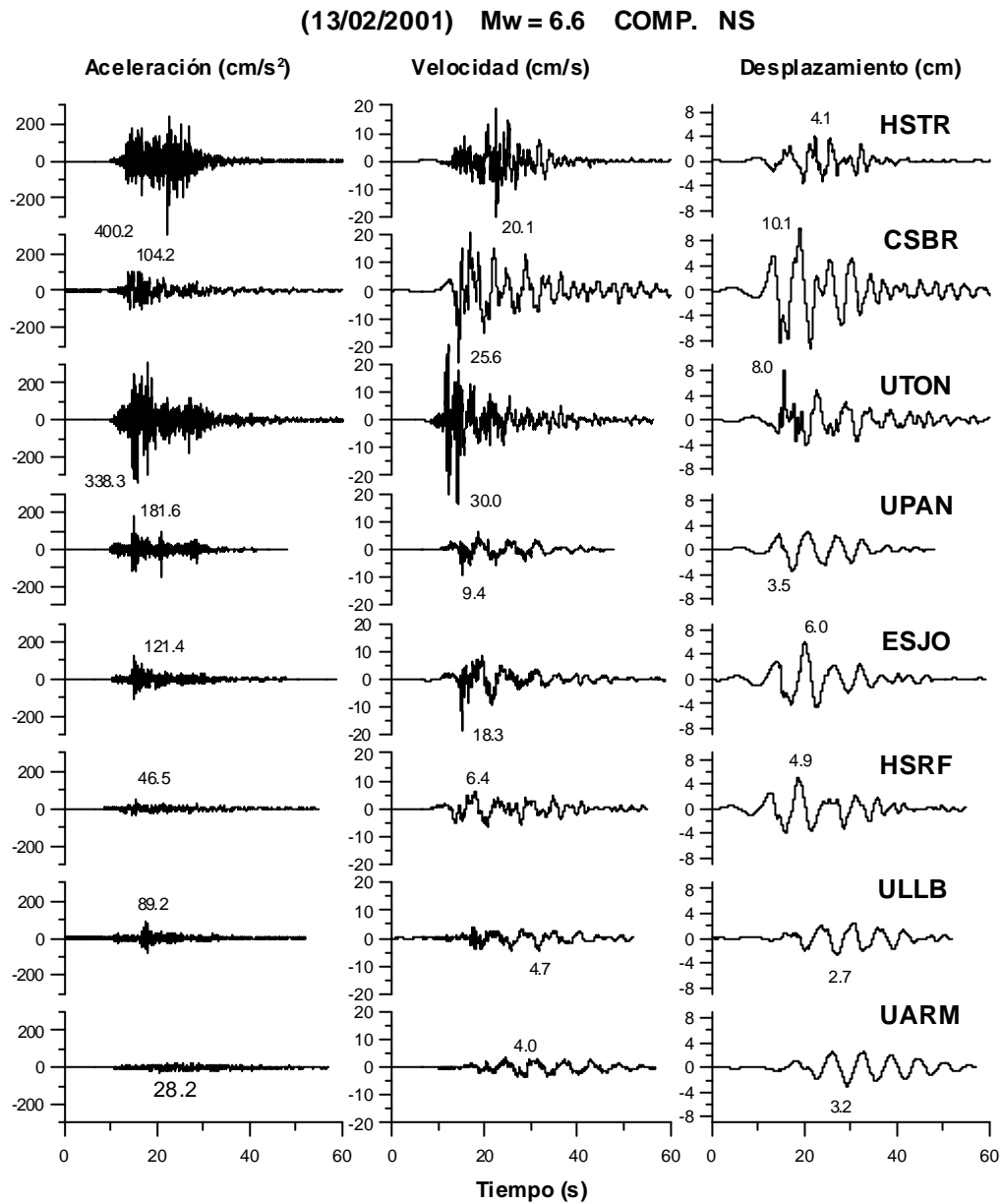
Para cada componente registrada se han estimado, además de los valores pico de la aceleración, velocidad y desplazamiento máximos ( $A_{\max}$ ,  $V_{\max}$ ,  $D_{\max}$ ), la intensidad de Arias (Arias, 1970),  $I_A$ , la duración significativa,  $T_D$ , (Trifunac & Brady, 1975) la aceleración cuadrática media, la Intensidad de Housner (Housner, 1952) y el espectro de respuesta. De éste se incluye, además del correspondiente gráfico, el valor de la pseudo-aceleración máxima  $PSA_{\max}$  y el periodo predominante  $T_p$  asociado. Todos los parámetros calculados se presentan en la tabla 2

**Tabla 2** Parámetros característicos del movimiento fuerte para el sismo del 13 de Enero de 2001

Estaciones		$a_{\max}$ ( $\text{cm/s}^2$ )	$v_{\max}$ ( $\text{cm/s}$ )	$d_{\max}$ ( $\text{cm}$ )	$I_{\text{Arias}}$ ( $\text{m/s}$ )	$T_D$ ( $\text{s}$ )	$a_{\text{rms}}$ ( $\text{m/s}^2$ )	$I_H$ ( $\xi=0.05$ ) ( $\text{cm}$ )	$PSA_{\max}$ ( $\xi=0.05$ ) ( $\text{cm/s}^2$ )	$T_p$ ( $\text{s}$ )
UARM	NS	588,7	49,6	13,9	3,55	14,3	1,24	398	1694	0,8
	V	218,6	19,6	6,6	1,54	22,8	0,65	153,4	990	0,2
	EW	445,2	53,2	9	4,16	14,3	1,35	376,4	1415	0,8
BRLN	NS	449,7	21,3	3,7	2,95	16,6	1,05	144,8	1603	0,3
	V	230,6	12,3	4,4	0,94	22,4	0,51	89,5	924	0,2
	EW	362,2	24	2,3	3,62	17,1	1,15	132,7	1478	0,2
CSBR	NS	153,7	25,2	7,1	0,86	36	0,38	231,3	528	0,3
	V	162,5	15,2	5,3	0,69	25,9	0,41	148	454	0,2
	EW	195	31,2	9	1	28,6	0,47	264,8	690	0,5
ESJO	NS	294,9	25,4	6,2	1,15	19,9	0,6	188	1118	0,3
	V	150,5	11,9	5,8	0,65	25,7	0,4	84,8	651	0,3
	EW	272,3	17,4	5,6	1,06	21,6	0,55	189	774	0,2
ULLB	NS	1090,7	53,2	23,6	9,66	12,8	2,16	237,4	5042	0,2
	V	603,2	16	8,9	1,94	15,6	0,88	83,6	1585	0,1
	EW	563,1	35,5	9,8	4,44	12,4	1,49	173	3028	0,2
USPN	NS	568,8	37,5	7	5,87	16,7	1,48	310,6	2170	0,5
	V	429,9	18,2	5,1	3,62	19,8	1,07	119,5	1852	0,3
	EW	478,2	26,4	3,7	6,94	16,5	1,62	228,4	2077	0,2
UPAN	NS	173	9,2	4,6	0,56	19,1	0,43	77,8	842	0,1
	V	86,9	7,3	5,4	0,16	20,6	0,22	41,8	379	0,2
	EW	150,9	9,4	3,3	0,26	20,1	0,28	64,8	520	0,1
HSRF	NS	485,6	57	15,6	3,17	13,8	1,2	361,9	1657	0,3
	V	238,3	18,5	6,8	1,24	21,3	0,6	156,1	846	0,1
	EW	476,8	34,2	7,7	3,44	15,8	1,17	320,1	1718	0,5
UTON	NS	257,7	23,1	4,9	1,83	28,5	0,63	238,2	750	0,3
	V	200,8	9,8	4,8	0,91	26,8	0,46	105,4	768	0,1
	EW	229,7	23,2	8,3	1,69	27,3	0,62	204	941	0,2
HSRT	NS	255,4	12,3	3,3	1,66	19,2	0,74	105,7	1003	0,1
	V	248,4	10,4	5,3	1,46	21,6	0,65	61,1	1214	0,1
	EW	307,6	21,9	7,2	1,53	20	0,69	144,7	805	0,1

Es de destacar que el nivel de aceleración de ULLB, resulta anormalmente alto teniendo en cuenta el daño moderado experimentado en la zona que rodea a la estación. El Centro de Salud donde se ubica apenas ha sufrido daños, y éstos son ligeros o moderados en el área circundante. Por otra parte, el valor pico registrado es notablemente más alto que los de las restantes estaciones de la red. Todo ello induce a pensar en una posible amplificación del movimiento debido a la cimentación del edificio o a algún efecto de respuesta muy local. De hecho, examinando registros de otros terremotos en la misma red, se ha podido comprobar que los acelerogramas de ULLB presentan siempre valores de PGA superiores al resto de las estaciones, con una frecuencia predominante entorno a 5 Hz, lo que avala la hipótesis de posible amplificación a esa frecuencia.

Un análisis similar se ha llevado a cabo con registros del sismo del 13 de Febrero, cuyos resultados se muestran en la figura 3, también para componente NS, y en la Tabla 3.



**Figura 3.** Historias temporales de aceleración, velocidad y desplazamiento derivadas del procesamiento de los registros para el sismo del 13 de Febrero de 2001, indicando valores pico

No se tienen registros de este terremoto en las dos estaciones más próximas al epicentro: HSGT y USPN, habiéndose registrado la mayor aceleración en la siguiente estación más cercana, HSTR, donde se alcanzó un valor del orden de 0.4 g en componente NS.

**Tabla 3** Parámetros característicos del movimiento fuerte para el sismo del 13 de Febrero de 2001

Estaciones		$a_{\max}$ (cm/s <sup>2</sup> )	$v_{\max}$ (cm/s)	$d_{\max}$ (cm)	$I_{\text{Arias}}$ (m/s)	$T_D$ (s)	$a_{\text{rms}}$ (m/s <sup>2</sup> )	$I_H$ ( $\xi=0.05$ ) (cm)	$PSA_{\max}$ ( $\xi=0.05$ ) (cm/s <sup>2</sup> )	$T_p$ (s)
UARM	NS	28,2	4,0	3,2	0,03	28,5	0,08	27,0	97	0,2
	V	25,9	1,3	0,6	0,02	27,9	0,07	13,7	125	0,1
	EW	36,1	2,3	0,9	0,03	29,6	0,08	24,0	88	0,2
CSBR	NS	104,2	25,6	10,1	0,34	20,3	0,32	164,2	356	0,5
	V	120,7	6,9	2,1	0,19	19,4	0,24	72,5	338	0,2
	EW	138,6	22,3	7,5	0,34	21,1	0,32	155,8	445	0,3
ESJO	NS	121,4	18,3	6,0	0,19	15,0	0,28	70,4	415	0,5
	V	51,0	2,7	0,8	0,04	21,4	0,11	30,8	129	0,3
	EW	97,2	6,6	1,8	0,12	17,4	0,21	50,6	320	0,5
ULLB	NS	89,2	4,7	2,7	0,08	19,1	0,16	34,7	367	0,2
	V	35,8	3,1	2,3	0,02	25,6	0,07	23,5	118	0,2
	EW	91,5	4,5	2,5	0,09	16,8	0,18	30,5	525	0,2
HSTR	NS	400,2	20,1	4,1	1,19	13,4	0,74	138,5	912	0,1
	V	257,4	9,6	1,5	0,89	13,5	0,64	67,6	1122	0,1
	EW	298,6	20,4	3,6	1,32	13,6	0,78	157,9	891	0,1
UPAN	NS	181,6	9,4	3,5	0,17	14,6	0,27	38,2	526	0,1
	V	43,6	2,0	1,2	0,03	17,7	0,11	19,4	190	0,1
	EW	104,0	4,6	2,7	0,06	17,1	0,15	28,8	236	0,1
HSRF	NS	46,5	6,4	4,9	0,04	27,2	0,09	48,1	155	0,2
	V	22,4	2,0	0,6	0,01	27,5	0,06	27,2	64	0,1
	EW	39,6	4,8	2,0	0,04	29,4	0,09	47,1	138	0,2
UTON	NS	338,3	30,0	8,0	1,60	14,6	0,83	205,8	988	0,2
	V	235,4	10,5	1,9	0,74	16,8	0,52	92,9	776	0,1
	EW	246,2	24,7	6,8	1,03	18,7	0,59	142,5	726	0,3

Los espectros de respuesta de los terremotos del 13 de Enero y 13 de Febrero, correspondientes a la componente NS del movimiento, con amortiguamiento crítico del 5 %, se incluyen en la figura 4.

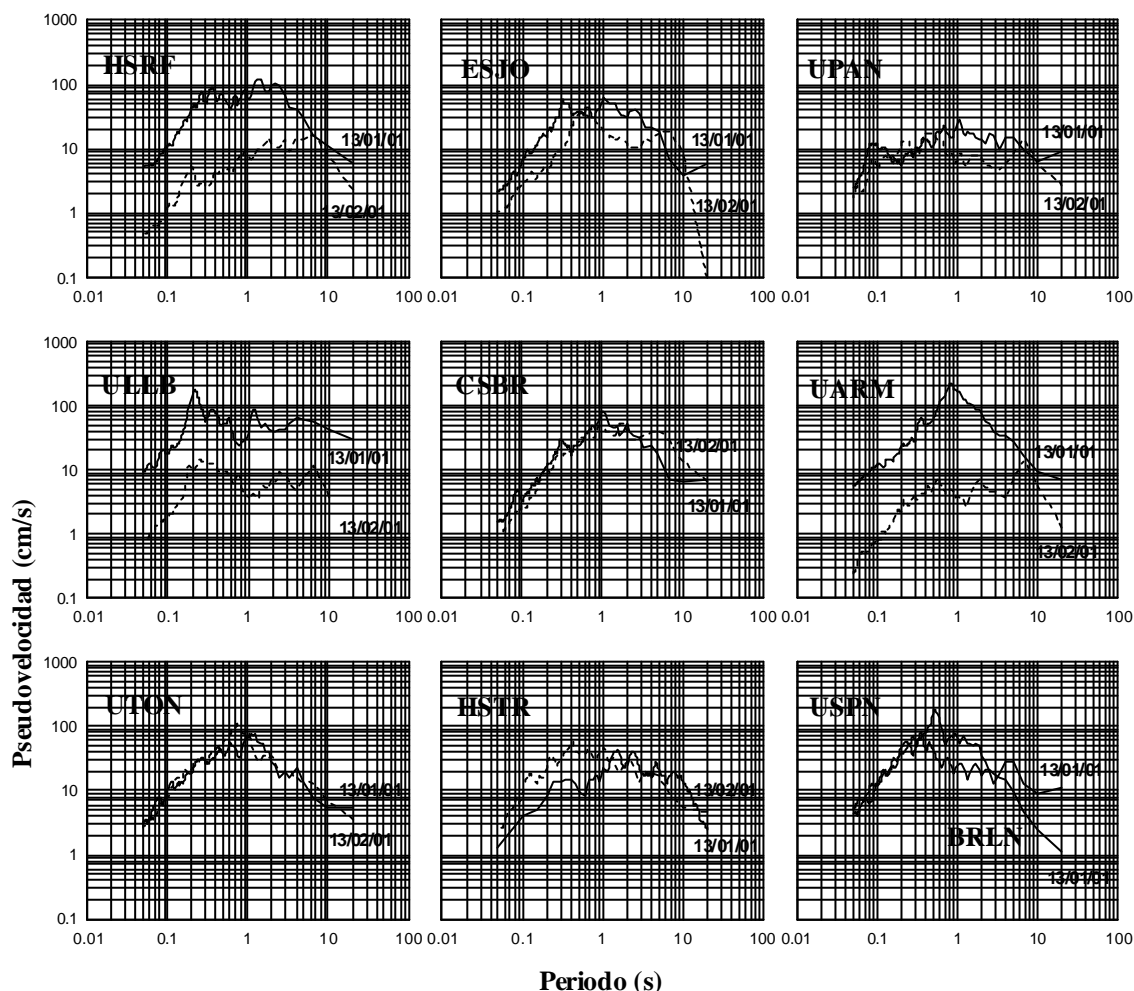
Es de destacar que en cada estación la forma del espectro es bastante similar para ambos terremotos, si bien varía el factor de escala, aunque la variación es mínima en UPAN, CSBR y UTON. Se pone de manifiesto que el tipo de suelo en las estaciones resulta un factor dominante en la forma de los espectros.

### Características de los movimientos registrados en relación con las de otros sismos locales y de subducción

Comparando las características de los movimientos objeto de este estudio con otros registrados en la zona, tanto de subducción como de cadena volcánica, pueden inferirse algunas analogías y diferencias.

El sismo del 13 de Enero de 2001, fue un sismo de subducción de  $M_v = 7,7$  y profundidad 60 km, que se sintió en todo el país, especialmente en la zona centro sur occidente, al igual que el anterior sismo ocurrido con este origen, el 19 de Junio de 1982. Sin embargo éste fue de menor magnitud,  $M_w = 7,3$  y mayor profundidad,  $H = 80$  km y causó daños mucho menores. Ambos sismos fueron de larga duración, como es propio de este tipo de eventos, pero el de 2001 alcanzó los 45 s, mientras que el de 1982 duró aproximadamente 30 s. Los dos sismos han producido importantes deslizamientos,

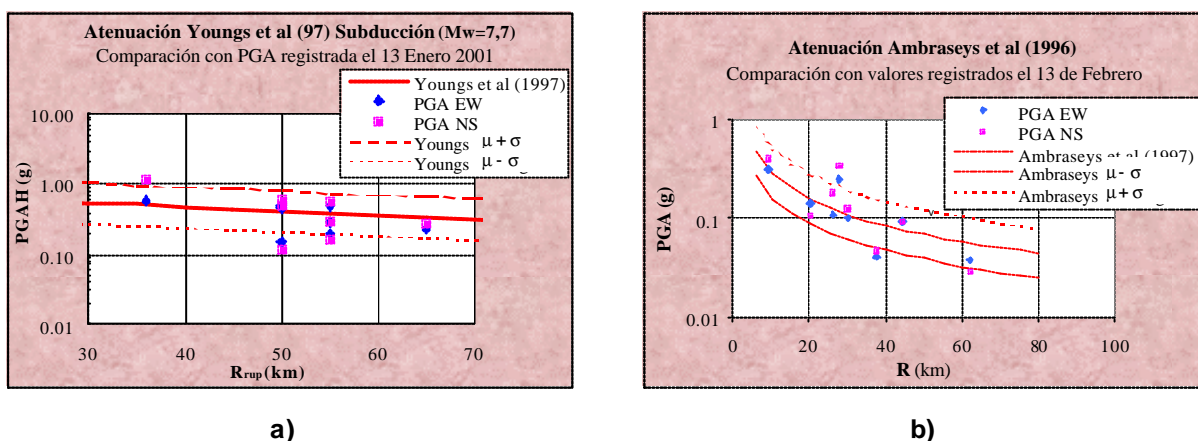
especialmente en taludes de ceniza volcánica, siendo tal vez ésta la mayor fuente de daños reportados. Las aceleraciones pico registradas resultan, en principio, anormalmente altas en el sismo de 2001, en relación con las registradas en otros sismos de subducción. Sin embargo estas altas aceleraciones en función de la distancia se han registrado puntualmente en algunos eventos de este tipo, como en los sismos de Perú de 1966 y 1970 para los que se alcanzaron, respectivamente, aceleraciones de 0,4 g a 160 km y de 0,13 g a 320 km (Cloud y Pérez, 1971).



**Figura 4** Espectros de respuesta de pseudo-velocidad para los sismos del 13 de Enero (línea continua) y 13 de Febrero (línea discontinua) correspondientes a la componente NS del movimiento, con amortiguamiento crítico del 5 %. Cada cuadro contiene los espectros de los dos terremotos en cada una de las estaciones, exceptuando el último, donde se representan espectros del 13 de enero en dos estaciones: USPN y BRLN

El sismo del 13 de Febrero en San Vicente fue de cadena volcánica, con magnitud  $M = 6,6$  y profundidad estimada en 12 km, aunque está siendo cuestionada y probablemente sea mayor. El anterior sismo con el mismo origen, aunque diferente localización, ocurrió el 10 de Octubre de 1986, de magnitud  $M_w = 5,7$  y profundidad de 8 km. La duración de éste no sobrepasó los 5 segundos, pero se registraron altos valores de PGA horizontal, oscilando entre 0,32 g y 0,72 g en distintas estaciones de San Salvador, donde se ubicó el epicentro. El sismo de 1986 fue por tanto de menor magnitud y duración que el de 2001, pero las aceleraciones registradas fueron más altas y el daño causado considerablemente mayor.

Las atenuaciones de ambos sismos para la PGA han sido también estudiadas y comparadas con las dadas por algunos modelos de movimiento fuerte en función de la distancia a la superficie de ruptura o a su proyección horizontal. Para el sismo del 13 de Enero los valores registrados se han comparado con los predichos según el modelo de Youngs *et al* (1997) para eventos de subducción (intraslab), como se muestra en la figura 5a. Para el sismo del 13 de Febrero, la comparación se lleva a cabo con el modelo de Ambraseys *et al* (1996). En ambos modelos se han representado los valores medios y el intervalo del 85 % de confianza ( $m \pm \sigma$ ), pudiendo observar que los valores ahora registrados generalmente quedan dentro de dicho intervalo. Conviene destacar, para mejor interpretación de estos resultados, que el primer modelo fue deducido a partir valores medios geométricos de las dos componentes horizontales, mientras el segundo emplea el valor máximo de ambas.



**Figura 5.** Atenuaciones de PGA comparadas con algunos modelos de movimiento fuerte:

- Valores registrados el 13 de Enero, en relación con el modelo de Youngs *et al* (1997), en función de la distancia más próxima la superficie de ruptura ( $R_{rup}$ )
- Valores registrados el 13 de Febrero, en relación con el modelo de Ambraseys *et al* (1996), en función de la distancia más próxima a la proyección horizontal de la ruptura ( $R$ )

## Conclusiones

Los registros proporcionados por las redes de acelerógrafos digitales en los sismos de Enero y Febrero de 2001, constituyen datos muy importantes para la investigación de amenaza sísmica en El Salvador y en Centroamérica, permitiendo nuevas investigaciones sobre las características, tanto de los movimientos fuertes, como de su atenuación en esta región. El análisis preliminar aquí presentado ha mostrado que las amplitudes máximas de aceleración, aunque elevadas, no fueron inesperadas en relación con la distancia a la ruptura o a su proyección horizontal, según ecuaciones de atenuación recientes. El efecto de sitio juega un importante papel en los movimientos registrados, siendo las formas espectrales de ambos terremotos similares en cada estación. Por otra parte, a pesar de las altas aceleraciones, los daños en estructuras de concreto armado e incluso de mampostería han sido relativamente bajos, manifestándose los mayores efectos destructivos en materiales como el adobe y bahareque, además de en un importante número de deslizamientos en suelos volcánicos (especialmente el 13 de enero). Futuros estudios se enfocarán a la relación entre las características del movimiento y los daños causados, así como a la revisión de las acciones sísmicas en el código de diseño estructural vigente en El Salvador.

## Referencias

- Alvarez G., S. de J. (1982), "Informe técnico sobre aspectos sismológicos del terremoto en El Salvador del 19 de junio de 1982", Centro de Investigaciones Geotécnicas, Ministerio de Obras Públicas, San Salvador, El Salvador.
- Arias, A. (1970), "A measure of earthquake intensity in Seismic design for nuclear power plants", R.J. Hansen (ed.), MIT Press, Cambridge, pp. 438-483.
- Ambraseys, N.N. & R.D. Adams (1996), "Large-magnitude Central American earthquakes, 1898-1994", *Geophysical Journal International*, **127**, pp 665-692.
- Ambraseys, N.N.; Simpson, K.A. y Bommer J.J. (1996). "*Prediction of Horizontal Response Spectra in Europe.*" *Earthq. Engin. & Str. Dyn.*, Vol 25, pp 371-400.
- Ambraseys, N.N., J.J. Bommer, E. Buforn & A. Udías (2001), "The earthquake sequence of May 1951 at Jucuapa, El Salvador", *Journal of Seismology* **5**(1), pp 23-39
- Bommer, J. & S.R. Ledbetter (1987), "The San Salvador earthquake of 10<sup>th</sup> October 1986", *Disasters*, **11**, 83-95.
- Bommer, J.J., A. Udías, J.M. Cepeda, J.C. Hasbun, W.M. Salazar, A. Suárez, N.N. Ambraseys, E. Buforn, J. Cortina, R. Madariaga, P. Méndez, J. Mezcua & D. Papastamatiou (1997), "A new digital accelerograph network for El Salvador", *Seismological Research Letters* **68**, pp 426-437.
- Burbach, G.V. C. Forhlich, W.D. Pennington & T. Matumoto (1984), "Seismicity and tectonics of the subducted Cocos plate", *Journal of Geophysical Research* **89**(B9), pp 7719-7735.
- Cloud, W and Perez, V (1971). "Unusual accelerograms recorded at Lima, Peru". *Bulletin of the Seismological Society of America* **61**, pp 633-640.
- EERI (1987), "The San Salvador earthquake of October 10, 1986", *Earthquake Spectra* **3**(3).
- Housner, G.W. (1952), "Intensity of ground motion during strong earthquakes", California Institute of Technology, Earthquake Research Laboratory.
- Lara, M.A. (1983), "The El Salvador earthquake of June 19, 1982", *Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, EERI Newsletter* **17**(1), January, pp 87-96
- Levin, S.B. (1940), "The Salvador earthquakes of December 1936", *Bulletin of the Seismological Society of America* **30**, pp 377-407.
- Lomnitz, C. & R. Schulz (1966), "The San Salvador earthquake of May 3, 1965", *Bulletin of the Seismological Society of America* **56**, pp 561-575.
- Trifunac, M.D. and Brady, A.G. (1975). A study of the duration of strong earthquake ground motion. *Bulletin of the Seismological Society of America.*, **65**, 581-626
- Youngs, R.R., Chiou, S.J., Silva, W.J., and Humphrey, J.R (1997), "Strong ground motion attenuation relationships for subduction zone earthquakes", *Seismological Research Letters*, **68**, n° 1, pp 58-73.
- White, R.A. & D.H. Harlow (1993), "Destructive upper-crustal earthquakes of Central America since 1900", *Bulletin of the Seismological Society of America* **83**(4), pp 1115-1142.

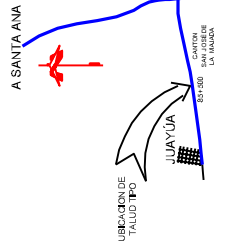
## Agradecimientos

Agradecemos a los Ings. Javier Rivas, Salvador Handal Candray y José Antonio Rivas de GESAL por proporcionar el acelerograma Berlín y a la Ing. Patricia Méndez de Hasbun de la UCA por su colaboración con este trabajo. J.M. Cepeda prestó ayuda muy valiosa en la interpretación de los registros recuperado de la red TALULIN de la UCA, la cual es mantenida bajo su dirección.

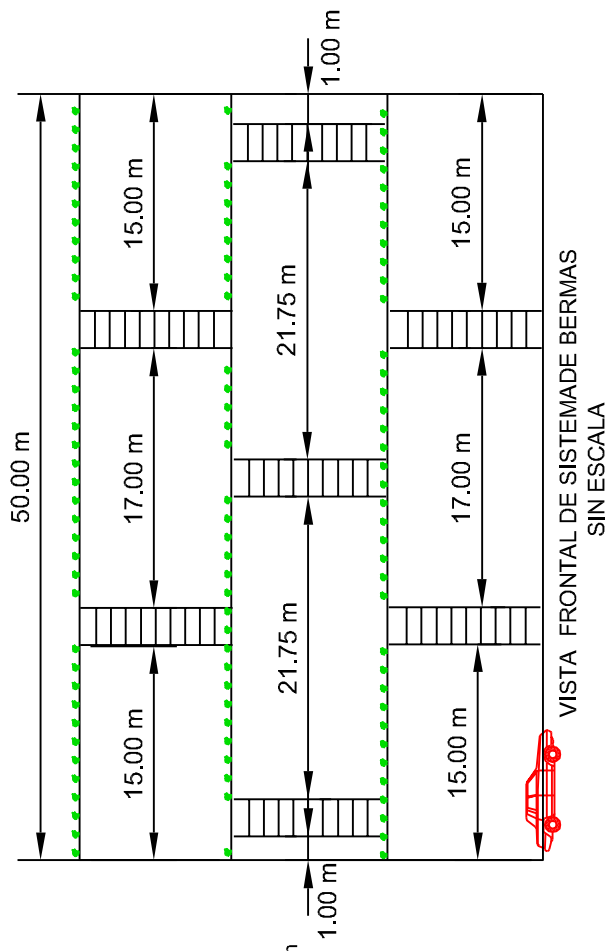
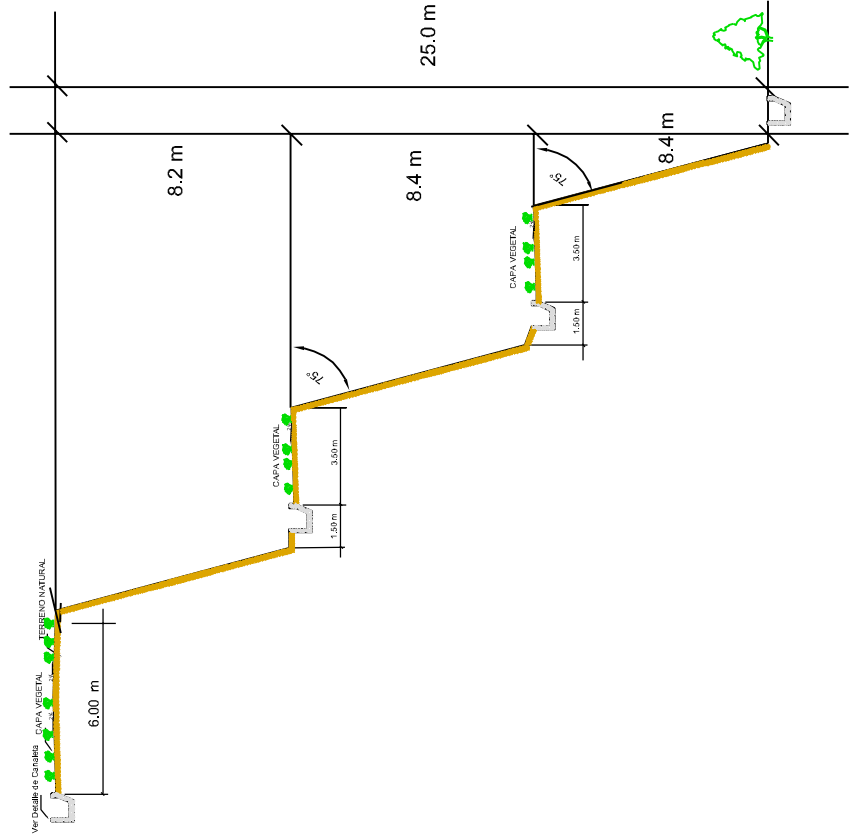


**ANEXO F**

**ESQUEMAS GENERALES DE LAS  
OBRAS DE MITIGACIÓN  
PROPUESTAS.**



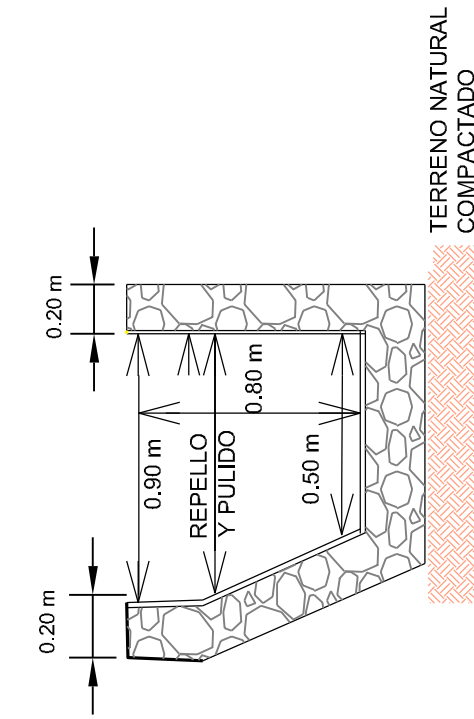
ESQUEMA DE UBICACION  
SIN ESCALA



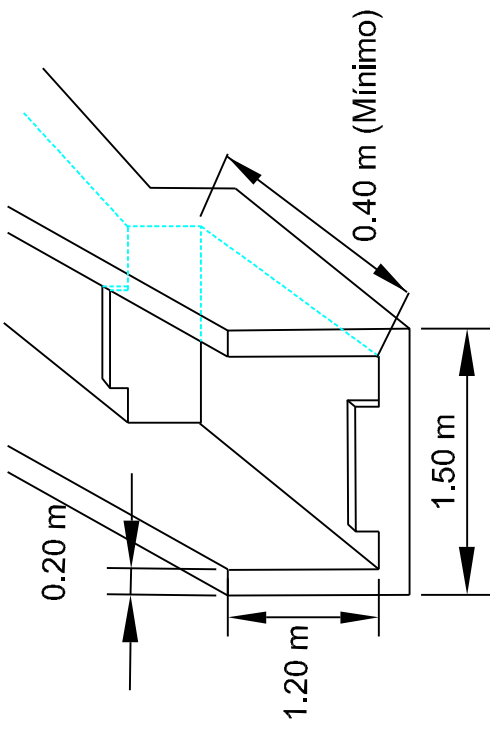
VISTA FRONTAL DE SISTEMADE BERMAS  
SIN ESCALA

SECCION TRANSVERSAL DE SISTEMADE BERMAS  
SIN ESCALA

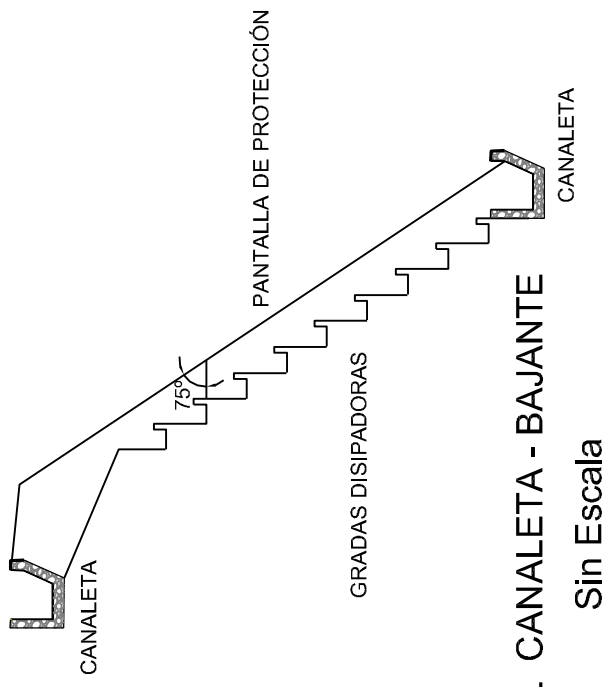
PROYECTO: "DISEÑO SISTEMORRESISTENTE DE TALUDES KM 86 LA MAJADA - JUAYÚA"	PRESENTER: UES - FMO DEPTO. DE INGENIERIA NESTOR OMAR HERRERA SALAZAR	PROYECTAR: UES - FMO DEPTO DE INGENIERIA		HOJA 1/2
		CONTENIDO: PLANOS GENERALES		
UBICACION: MUNICIPIO DE JUAYÚA, DEPTO. DE SONSONATE.	ESCALA: INDICADAS	FECHA: ABRIL 2025	DIBUJÓ: H.SALAZAR	



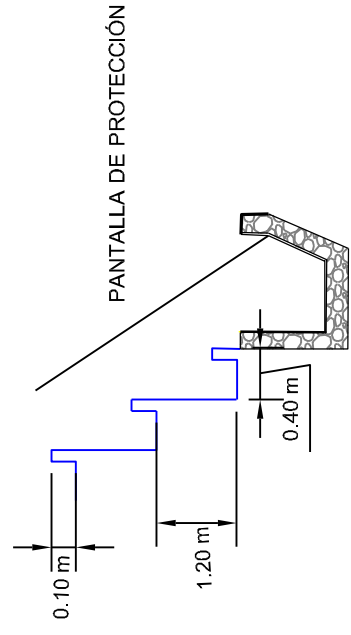
**DETALLE DE CANALETA**  
Sin Escala



**DETALLE DE BAJANTE (GRADAS DISIPADORAS)**  
Sin Escala



**PERFIL CANALETA - BAJANTE**  
Sin Escala



**PERFIL DE GRADAS DISIPADORAS**  
Sin Escala

PROYECTO: "DISEÑO SISMORRESISTENTE DE TALUDES KM 86 LA MAJADA - JUAYÚA"	PRESENTA: UES - FMO DEPTO. DE INGENIERÍA	PROPIETARIO: UES - FMO DEPTO DE INGENIERÍA	DISEÑO: NESTOR OMAR HERRERA SALAZAR	INDICADA: <b>2/2</b>
UBICACIÓN: MUNICIPIO DE JUAYÚA, DEPTO. DE SONSONATE.	CONTENIDO: PLANOS GENERALES DRENAJE	ESCALA: ABRIL 2005	FECHA: HERRERA	DIBUJO: H.SALAZAR

***ANEXO G***

***ANÁLISIS DE COSTOS PARA LA  
CONSTRUCCIÓN DE LAS OBRAS DE  
MITIGACIÓN PROPUESTAS PARA EL  
TALUD TIPO.***

## OFERTA ECONÓMICA

OFERTA PRESENTADA POR: NESTOR OMAR HERRERA SALAZAR  
 PARA: UES - FMO DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA  
 PROYECTO: ANALISIS PARA EL DISEÑO SISMORRESISTENTE DE TALUDES EN EL KM 86 CARRETERA CA12S LA MAJADA - JUAYUA  
 MUNICIPIO DE JUAYUA, DEPARTAMENTO DE SONSONATE

FECHA: ABRIL DE 2005.

PARTIDA	DESCRIPCION PARTIDA	CANTIDAD	UNID.	COSTO DIRECTO			TOTAL COSTO DIRECTO	COSTO INDIRECTO	I.V.A. \$ 0.13	TOTAL COSTO UNITARIO	COSTO PARCIAL	COSTO DE PARTIDA
				MATERIAL	M. O.	OTROS						
1.0	COMPRA DE TERRENO	1,176.11	M2	\$ 0.00	\$ 0.00	\$ 4.97	\$ 4.97	\$ 1.74	\$ 0.87	\$ 7.58	\$ 6.71	\$ 7,891.70
2.0	TRAZO POR UNIDAD DE ÁREA	1,250.00	M2	\$ 0.95	\$ 0.59	\$ 0.00	\$ 1.54	\$ 0.54	\$ 0.27	\$ 2.35	\$ 2.08	\$ 2,600.00
3.0	CORTE Y CONFORMACIÓN DE BERMAS	5,569.50	M3	\$ 0.00	\$ 0.43	\$ 6.86	\$ 7.29	\$ 2.55	\$ 1.28	\$ 11.12	\$ 9.84	\$ 54,803.88
4.0	DESALOJO DE MATERIAL	7,625.67	M3	\$ 0.00	\$ 0.07	\$ 6.63	\$ 6.70	\$ 2.35	\$ 1.18	\$ 10.23	\$ 9.05	\$ 69,012.31
5.0	EXCAVACIÓN EN ZANJO	296.40	M3	\$ 0.00	\$ 4.34	\$ 0.03	\$ 4.37	\$ 1.53	\$ 0.77	\$ 6.67	\$ 5.90	\$ 1,748.76
6.0	CONSTRUCCIÓN DE CANALETA	200.00	ML	\$ 21.75	\$ 20.68	\$ 0.04	\$ 42.46	\$ 14.86	\$ 7.45	\$ 64.77	\$ 57.32	\$ 11,464.00
7.0	CONSTRUCCIÓN DE BAJANTE	96.40	ML	\$ 24.53	\$ 25.00	\$ 0.00	\$ 49.53	\$ 17.34	\$ 8.69	\$ 75.56	\$ 66.87	\$ 6,446.27
8.0	HECHURA DE PARRILLA	50.00	ML	\$ 50.77	\$ 7.11	\$ 0.00	\$ 57.88	\$ 20.26	\$ 10.16	\$ 88.30	\$ 78.14	\$ 3,907.00
9.0	SIEMBRA DE GRAMA	650.00	M2	\$ 0.00	\$ 0.00	\$ 5.71	\$ 5.71	\$ 2.00	\$ 1.00	\$ 8.71	\$ 7.71	\$ 5,011.50
<b>COSTO TOTAL</b>		<b>CIENTO SESENTA Y DOS MIL OCHOCIENTOS OCHENTA Y CINCO (42/100)</b>										<b>\$ 162,885.42</b>
IVA		VEINTIUN MIL CIENTO SETENTA Y CINCO (10/100)										\$ 21,175.10
<b>VALOR DE LA OFERTA</b>		<b>CIENTO OCHENTA Y CUATRO MIL SESENTA (52/100)</b>										<b>\$ 184,060.52</b>

PAG 1/10

NOMBRE Y FIRMA REPRESENTANTE LEGAL  
 NESTOR OMAR HERRERA SALAZAR

**REALIZADOR  
ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS  
SIN IVA**

PROYECTO: "ANÁLISIS PARA EL DISEÑO SISMORRESISTENTE DE TALUDES EN EL KM 86 CARRETERA CA12S LA MAJADA - JUAYÚA"  
MUNICIPIO JUAYÚA, DEPARTAMENTO DE SONSONATE

UNIDAD: M2

PARTIDA 1.0: COMPRA DE TERRENO

**A- MATERIALES**

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO	SUB TOTAL
				\$ -
				\$ -
				\$ -
				\$ -
				\$ -
				\$ -
<b>SUB - TOTAL:</b>				\$ -

**B-MANO DE OBRA**

DESCRIPCION	JORNAL	PRESTACION	JORN-TOTAL	RENDIMIENTO	SUB TOTAL
					\$ -
					\$ -
<b>SUB - TOTAL:</b>					\$ -

**C-EQUIPO Y HERRAMIENTAS**

DESCRIPCION	TIPO	CAPACIDAD	RENDIMIENTO	COSTO/HORA	SUB TOTAL
					\$ -
					\$ -
					\$ -
					\$ -
<b>SUB - TOTAL:</b>					\$ -

**D-SUBCONTRATOS**

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO	SUB TOTAL
COMPRA DE TERRENO	VRA 2	1.53	3.25	\$ 4.97
				\$ -
				\$ -
<b>SUB - TOTAL:</b>				\$ 4.97

<b>COSTO DIRECTO = A + B + C + D</b>	\$	4.97
<b>COSTO INDIRECTO 35% C. D.</b>	35%	\$ 1.74
<b>PRECIO UNITARIO</b>	\$	6.71

NOMBRE Y FIRMA REPRESENTANTE LEGAL  
NESTOR HERRERA SALAZAR

FECHA: ABRIL/ 2005

TODOS LOS NUMEROS EXPRESADOS QUE IMPLICAN CANTIDADES O PRECIOS, DEBERAN SER CONSIGNADOS CON 2 DECIMALES.  
EN EL CASO DE QUE LOS MATERIALES SEAN PROPORCIONADOS POR EL CONTRATANTE, LA CASILLA "A" DEBERA TACHARSE.

**REALIZADOR  
ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS  
SIN IVA**

PROYECTO: "ANÁLISIS PARA EL DISEÑO SISMORRESISTENTE DE TALUDES EN EL KM 86 CARRETERA CA12S LA MAJADA - JUAYÚA"  
MUNICIPIO JUAYÚA, DEPARTAMENTO DE SONSONATE

UNIDAD: M2

PARTIDA 2.0: TRAZO POR UNIDAD DE ÁREA

**A- MATERIALES**

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO	SUB TOTAL
COSTANERA	VRA	1.20	0.58	\$ 0.70
REGLA PACHA	VRA	0.40	0.46	\$ 0.18
CLAVO DE 2 1/2"	LB	0.12	0.57	\$ 0.07
				\$ -
				\$ -
				\$ -
<b>SUB - TOTAL:</b>				\$ 0.95

**B-MANO DE OBRA**

DESCRIPCION	JORNAL	PRESTACION	JORN-TOTAL	RENDIMIENTO	SUB TOTAL
ALBANIL	12.00	1.80	21.60	58.00	\$ 0.37
AUXILIAR	7.00	1.80	12.60	58.00	\$ 0.22
					\$ -
					\$ -
<b>SUB - TOTAL:</b>					\$ 0.59

**C-EQUIPO Y HERRAMIENTAS**

DESCRIPCION	TIPO	CAPACIDAD	RENDIMIENTO	COSTO/HORA	SUB TOTAL
					\$ -
					\$ -
					\$ -
					\$ -
<b>SUB - TOTAL:</b>					\$ -

**D-SUBCONTRATOS**

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO	SUB TOTAL
				\$ -
				\$ -
				\$ -
<b>SUB - TOTAL:</b>				\$ -

<b>COSTO DIRECTO = A + B + C + D</b>	\$	1.54
<b>COSTO INDIRECTO 35% C. D.</b>	35%	\$ 0.54
<b>PRECIO UNITARIO</b>	\$	<b>2.08</b>

NOMBRE Y FIRMA REPRESENTANTE LEGAL  
NESTOR HERRERA SALAZAR

FECHA: ABRIL/ 2005

TODOS LOS NUMEROS EXPRESADOS QUE IMPLICAN CANTIDADES O PRECIOS, DEBERAN SER CONSIGNADOS CON 2 DECIMALES.  
EN EL CASO DE QUE LOS MATERIALES SEAN PROPORCIONADOS POR EL CONTRATANTE, LA CASILLA "A" DEBERA TACHARSE.

**REALIZADOR**  
**ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS**  
**SIN IVA**

PROYECTO: "ANÁLISIS PARA EL DISEÑO SISMORRESISTENTE DE TALUDES EN EL KM 86 CARRETERA CA12S LA MAJADA - JUAYÚA"  
MUNICIPIO JUAYÚA, DEPARTAMENTO DE SONSONATE

UNIDAD: M3

**PARTIDA 3.0: CORTE Y CONFORMACIÓN DE BERMAS**

**A- MATERIALES**

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO	SUB TOTAL
				\$ -
				\$ -
				\$ -
				\$ -
				\$ -
				\$ -
<b>SUB - TOTAL:</b>				\$ -

**B-MANO DE OBRA**

DESCRIPCION	JORNAL	PRESTACION	JORN-TOTAL	RENDIMIENTO	SUB TOTAL
AYUDANTE DE MAQUINA	8.00	1.80	14.40	33.33	\$ 0.43
					\$ -
					\$ -
					\$ -
<b>SUB - TOTAL:</b>					\$ 0.43

**C-EQUIPO Y HERRAMIENTAS**

DESCRIPCION	TIPO	CAPACIDAD	RENDIMIENTO	COSTO/HORA	SUB TOTAL
					\$ -
					\$ -
					\$ -
					\$ -
<b>SUB - TOTAL:</b>					\$ -

**D-SUBCONTRATOS**

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO	SUB TOTAL
TRACTOR CAT D5H	HRA	0.10	68.57	\$ 6.86
				\$ -
				\$ -
<b>SUB - TOTAL:</b>				\$ 6.86

<b>COSTO DIRECTO = A + B + C + D</b>	\$	7.29
<b>COSTO INDIRECTO 35% C. D.</b>	35%	\$ 2.55
<b>PRECIO UNITARIO</b>	\$	<b>9.84</b>

NOMBRE Y FIRMA REPRESENTANTE LEGAL  
NESTOR HERRERA SALAZAR

FECHA: ABRIL/ 2005

TODOS LOS NUMEROS EXPRESADOS QUE IMPLICAN CANTIDADES O PRECIOS, DEBERAN SER CONSIGNADOS CON 2 DECIMALES.  
EN EL CASO DE QUE LOS MATERIALES SEAN PROPORCIONADOS POR EL CONTRATANTE, LA CASILLA "A" DEBERA TACHARSE.



**REALIZADOR  
ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS  
SIN IVA**

PROYECTO: "ANÁLISIS PARA EL DISEÑO SISMORRESISTENTE DE TALUDES EN EL KM 86 CARRETERA CA12S LA MAJADA - JUAYÚA"  
MUNICIPIO JUAYÚA, DEPARTAMENTO DE SONSONATE

UNIDAD: M3

**PARTIDA 4.0: DESALOJO DE MATERIAL**

**A- MATERIALES**

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO	SUB TOTAL
				\$ -
				\$ -
				\$ -
				\$ -
				\$ -
				\$ -
<b>SUB - TOTAL:</b>				\$ -

**B-MANO DE OBRA**

DESCRIPCION	JORNAL	PRESTACION	JORN-TOTAL	RENDIMIENTO	SUB TOTAL
AYUDANTE DE MAQUINA	8.00	1.80	14.40	200.00	\$ 0.07
					\$ -
					\$ -
<b>SUB - TOTAL:</b>					\$ 0.07

**C-EQUIPO Y HERRAMIENTAS**

DESCRIPCION	TIPO	CAPACIDAD	RENDIMIENTO	COSTO/HORA	SUB TOTAL
					\$ -
					\$ -
					\$ -
					\$ -
<b>SUB - TOTAL:</b>					\$ -

**D-SUBCONTRATOS**

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO	SUB TOTAL
RETROEXCAVADORA	HORA	0.02	57.14	\$ 1.14
CAMIÓN DE VOLTEO 12 M3	VIAJE	0.08	68.57	\$ 5.49
				\$ -
<b>SUB - TOTAL:</b>				\$ 6.63

<b>COSTO DIRECTO = A + B + C + D</b>	\$	6.70
<b>COSTO INDIRECTO 35% C. D.</b>	35%	\$ 2.35
<b>PRECIO UNITARIO</b>	\$	<b>9.05</b>

NOMBRE Y FIRMA REPRESENTANTE LEGAL  
NESTOR HERRERA SALAZAR

FECHA: ABRIL/ 2005

TODOS LOS NUMEROS EXPRESADOS QUE IMPLICAN CANTIDADES O PRECIOS, DEBERAN SER CONSIGNADOS CON 2 DECIMALES.  
EN EL CASO DE QUE LOS MATERIALES SEAN PROPORCIONADOS POR EL CONTRATANTE, LA CASILLA "A" DEBERA TACHARSE.

**REALIZADOR  
ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS  
SIN IVA**

PROYECTO: "ANÁLISIS PARA EL DISEÑO SISMORRESISTENTE DE TALUDES EN EL KM 86 CARRETERA CA12S LA MAJADA - JUAYÚA"  
MUNICIPIO JUAYÚA, DEPARTAMENTO DE SONSONATE

UNIDAD: M3

PARTIDA 5.0: EXCAVACIÓN EN ZANJO

**A- MATERIALES**

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO	SUB TOTAL
				\$ -
				\$ -
				\$ -
				\$ -
				\$ -
				\$ -
<b>SUB - TOTAL:</b>				\$ -

**B-MANO DE OBRA**

DESCRIPCION	JORNAL	PRESTACION	JORN-TOTAL	RENDIMIENTO	SUB TOTAL
AUXILIAR	7.00	1.80	12.60	2.90	\$ 4.34
					\$ -
					\$ -
					\$ -
<b>SUB - TOTAL:</b>					\$ 4.34

**C-EQUIPO Y HERRAMIENTAS**

DESCRIPCION	TIPO	CAPACIDAD	RENDIMIENTO	COSTO/HORA	SUB TOTAL
DEPRECIACIÓN DE HERRAMIENTA M	PAREJA	1.00	0.03	1.00	\$ 0.03
					\$ -
					\$ -
					\$ -
<b>SUB - TOTAL:</b>					\$ 0.03

**D-SUBCONTRATOS**

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO	SUB TOTAL
				\$ -
				\$ -
				\$ -
<b>SUB - TOTAL:</b>				\$ -

<b>COSTO DIRECTO = A + B + C + D</b>	\$	4.37
<b>COSTO INDIRECTO 35% C. D.</b>	35%	\$ 1.53
<b>PRECIO UNITARIO</b>	\$	<b>5.90</b>

NOMBRE Y FIRMA REPRESENTANTE LEGAL  
NESTOR HERRERA SALAZAR

FECHA: ABRIL/ 2005

TODOS LOS NUMEROS EXPRESADOS QUE IMPLICAN CANTIDADES O PRECIOS, DEBERAN SER CONSIGNADOS CON 2 DECIMALES.  
EN EL CASO DE QUE LOS MATERIALES SEAN PROPORCIONADOS POR EL CONTRATANTE, LA CASILLA "A" DEBERA TACHARSE.

**REALIZADOR  
ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS  
SIN IVA**

PROYECTO: "ANÁLISIS PARA EL DISEÑO SISMORRESISTENTE DE TALUDES EN EL KM 86 CARRETERA CA12S LA MAJADA - JUAYÚA"  
MUNICIPIO JUAYÚA, DEPARTAMENTO DE SONSONATE

UNIDAD: ML

**PARTIDA 6.0: CONSTRUCCIÓN DE CANALETA**

**A- MATERIALES**

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO	SUB TOTAL
CEMENTO PORTLAND	BOLSA	2.32	4.65	\$ 10.79
ARENA BLANCA	M3	0.39	14.20	\$ 5.54
PIEDRA CUARTA	M3	0.43	11.30	\$ 4.86
AGUA	BARRIL	0.70	0.80	\$ 0.56
				\$ -
				\$ -
<b>SUB - TOTAL:</b>				\$ 21.75

**B-MANO DE OBRA**

DESCRIPCION	JORNAL	PRESTACION	JORN-TOTAL	RENDIMIENTO	SUB TOTAL
ALBANIL	12.00	1.80	21.60	1.40	\$ 15.43
AUXILIAR	7.00	1.80	12.60	2.40	\$ 5.25
					\$ -
					\$ -
<b>SUB - TOTAL:</b>					\$ 20.68

**C-EQUIPO Y HERRAMIENTAS**

DESCRIPCION	TIPO	CAPACIDAD	RENDIMIENTO	COSTO/HORA	SUB TOTAL
DEPRECIACION DE HERRAMIENTA M	----	1.00	0.04	1.00	\$ 0.04
					\$ -
					\$ -
					\$ -
<b>SUB - TOTAL:</b>					\$ 0.04

**D-SUBCONTRATOS**

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO	SUB TOTAL
				\$ -
				\$ -
				\$ -
<b>SUB - TOTAL:</b>				\$ -

<b>COSTO DIRECTO = A + B + C + D</b>	\$	42.46
<b>COSTO INDIRECTO 35% C. D.</b>	35%	\$ 14.86
<b>PRECIO UNITARIO</b>	\$	57.32

NOMBRE Y FIRMA REPRESENTANTE LEGAL  
NESTOR HERRERA SALAZAR

FECHA: ABRIL/ 2005

TODOS LOS NUMEROS EXPRESADOS QUE IMPLICAN CANTIDADES O PRECIOS, DEBERAN SER CONSIGNADOS CON 2 DECIMALES.  
EN EL CASO DE QUE LOS MATERIALES SEAN PROPORCIONADOS POR EL CONTRATANTE, LA CASILLA "A" DEBERA TACHARSE.

**REALIZADOR  
ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS  
SIN IVA**

PROYECTO: "ANÁLISIS PARA EL DISEÑO SISMORRESISTENTE DE TALUDES EN EL KM 86 CARRETERA CA12S LA MAJADA - JUAYÚA"  
MUNICIPIO JUAYÚA, DEPARTAMENTO DE SONSONATE

UNIDAD: ML

PARTIDA 7.0: CONSTRUCCIÓN DE BAJANTE

**A- MATERIALES**

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO	SUB TOTAL
CEMENTO PORTLAND	BOLSA	2.68	4.65	\$ 12.46
ARENA BLANCA	M3	0.41	14.20	\$ 5.82
PIEDRA CUARTA	M3	0.49	11.30	\$ 5.54
AGUA	BARRIL	0.88	0.80	\$ 0.70
				\$ -
				\$ -
<b>SUB - TOTAL:</b>				\$ 24.53

**B-MANO DE OBRA**

DESCRIPCION	JORNAL	PRESTACION	JORN-TOTAL	RENDIMIENTO	SUB TOTAL
ALBANIL	12.00	1.80	21.60	1.20	\$ 18.00
AUXILIAR	7.00	1.80	12.60	1.80	\$ 7.00
					\$ -
					\$ -
<b>SUB - TOTAL:</b>					\$ 25.00

**C-EQUIPO Y HERRAMIENTAS**

DESCRIPCION	TIPO	CAPACIDAD	RENDIMIENTO	COSTO/HORA	SUB TOTAL
					\$ -
					\$ -
					\$ -
					\$ -
<b>SUB - TOTAL:</b>					\$ -

**D-SUBCONTRATOS**

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO	SUB TOTAL
				\$ -
				\$ -
				\$ -
<b>SUB - TOTAL:</b>				\$ -

<b>COSTO DIRECTO = A + B + C + D</b>	\$	49.53
<b>COSTO INDIRECTO 35% C. D.</b>	35%	\$ 17.34
<b>PRECIO UNITARIO</b>	\$	<b>66.87</b>

NOMBRE Y FIRMA REPRESENTANTE LEGAL  
NESTOR HERRERA SALAZAR

FECHA: ABRIL/ 2005

TODOS LOS NUMEROS EXPRESADOS QUE IMPLICAN CANTIDADES O PRECIOS, DEBERAN SER CONSIGNADOS CON 2 DECIMALES.  
EN EL CASO DE QUE LOS MATERIALES SEAN PROPORCIONADOS POR EL CONTRATANTE, LA CASILLA "A" DEBERA TACHARSE.

**REALIZADOR  
ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS  
SIN IVA**

PROYECTO: "ANÁLISIS PARA EL DISEÑO SISMORRESISTENTE DE TALUDES EN EL KM 86 CARRETERA CA12S LA MAJADA - JUAYÚA"  
MUNICIPIO JUAYÚA, DEPARTAMENTO DE SONSONATE

UNIDAD: ML

**PARTIDA 8.0: HECHURA DE PARRILLA**

**A- MATERIALES**

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO	SUB TOTAL
ANGULAR 2 X 2 X 1/4	C/U	0.35	28.90	\$ 10.12
ACERO Nº 8	VARILLA	2.10	17.96	\$ 37.72
ELECTRODO	LB	2.00	0.69	\$ 1.38
PINTURA	GALÓN	0.10	12.50	\$ 1.25
SOLVENTE	GALÓN	0.05	6.25	\$ 0.31
				\$ -
<b>SUB - TOTAL:</b>				<b>\$ 50.77</b>

**B-MANO DE OBRA**

DESCRIPCION	JORNAL	PRESTACION	JORN-TOTAL	RENDIMIENTO	SUB TOTAL
MECÁNICO	15.00	1.80	27.00	3.80	\$ 7.11
					\$ -
					\$ -
<b>SUB - TOTAL:</b>					<b>\$ 7.11</b>

**C-EQUIPO Y HERRAMIENTAS**

DESCRIPCION	TIPO	CAPACIDAD	RENDIMIENTO	COSTO/HORA	SUB TOTAL
					\$ -
					\$ -
					\$ -
					\$ -
<b>SUB - TOTAL:</b>					<b>\$ -</b>

**D-SUBCONTRATOS**

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO	SUB TOTAL
				\$ -
				\$ -
				\$ -
<b>SUB - TOTAL:</b>				<b>\$ -</b>

<b>COSTO DIRECTO = A + B + C + D</b>	\$	<b>57.88</b>
<b>COSTO INDIRECTO 35% C. D.</b>	35%	\$ 20.26
<b>PRECIO UNITARIO</b>	\$	<b>78.14</b>

NOMBRE Y FIRMA REPRESENTANTE LEGAL  
NESTOR HERRERA SALAZAR

FECHA: ABRIL/ 2005

TODOS LOS NUMEROS EXPRESADOS QUE IMPLICAN CANTIDADES O PRECIOS, DEBERAN SER CONSIGNADOS CON 2 DECIMALES.  
EN EL CASO DE QUE LOS MATERIALES SEAN PROPORCIONADOS POR EL CONTRATANTE, LA CASILLA "A" DEBERA TACHARSE.

**REALIZADOR  
ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS  
SIN IVA**

PROYECTO: "ANÁLISIS PARA EL DISEÑO SISMORRESISTENTE DE TALUDES EN EL KM 86 CARRETERA CA12S LA MAJADA - JUAYÚA"  
MUNICIPIO JUAYÚA, DEPARTAMENTO DE SONSONATE

UNIDAD: M2

PARTIDA 8.0: SIEMBRA DE GRAMA

**A- MATERIALES**

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO	SUB TOTAL
				\$ -
				\$ -
				\$ -
				\$ -
				\$ -
				\$ -
<b>SUB - TOTAL:</b>				\$ -

**B-MANO DE OBRA**

DESCRIPCION	JORNAL	PRESTACION	JORN-TOTAL	RENDIMIENTO	SUB TOTAL
					\$ -
					\$ -
<b>SUB - TOTAL:</b>					\$ -

**C-EQUIPO Y HERRAMIENTAS**

DESCRIPCION	TIPO	CAPACIDAD	RENDIMIENTO	COSTO/HORA	SUB TOTAL
					\$ -
					\$ -
					\$ -
					\$ -
<b>SUB - TOTAL:</b>					\$ -

**D-SUBCONTRATOS**

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO	SUB TOTAL
SIEMBRA DE GRAMA NEGRA Y SACATE VETIVER	M2	1.00	5.71	\$ 5.71
				\$ -
				\$ -
<b>SUB - TOTAL:</b>				\$ 5.71

<b>COSTO DIRECTO = A + B + C + D</b>	\$	5.71
<b>COSTO INDIRECTO 35% C. D.</b>	35%	\$ 2.00
<b>PRECIO UNITARIO</b>	\$	7.71

NOMBRE Y FIRMA REPRESENTANTE LEGAL  
NESTOR HERRERA SALAZAR

FECHA: ABRIL/ 2005

TODOS LOS NUMEROS EXPRESADOS QUE IMPLICAN CANTIDADES O PRECIOS, DEBERAN SER CONSIGNADOS CON 2 DECIMALES.  
EN EL CASO DE QUE LOS MATERIALES SEAN PROPORCIONADOS POR EL CONTRATANTE, LA CASILLA "A" DEBERA TACHARSE.