



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

“ESTABILIDAD DE TALUDES EN LA
COMUNIDAD DE EL CALVARIO, MUNICIPIO
DE ÁLVARO OBREGÓN, MICH.”

TESIS

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL
PRESENTA
ISAAC ALEJANDRO RODRÍGUEZ HUITRÓN

DIRECTOR DE TESIS
DR. JUAN CARLOS MORA CHAPARRO



MÉXICO D.F.

MARZO DEL 2004



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA
DIRECCIÓN
FING/DCTG/SEAC/UTIT/125/03

Señor
ISAAC ALEJANDRO RODRÍGUEZ HUITRÓN
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor DR. JUAN CARLOS MORA CH., que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

"ESTABILIDAD DE TALUDES EN LA COMUNIDAD DE EL CALVARIO, MUNICIPIO DE ALVARO OBREGÓN, MICH."

	INTRODUCCION
I	ANTECEDENTES
II	METODOLOGÍA
III	GEOTECNIA
IV	CARACTERIZACIÓN DE LOS MATERIALES
V	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES
VI	BIBLIOGRAFÍA
VII	APÉNDICE

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el Título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"

Cd. Universitaria a 6 de enero 2004.
EL DIRECTOR

M.C. GERARDO FERRANDO BRAVO
GFB/AJP/crc.

A DIOS

A MIS PADRES
MARTHA HUITRÓN DE RODRÍGUEZ
Y ALEJANDRO MANUEL RODRÍGUEZ ORTIZ

A LA UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

A LA UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLÁS DE HIDALGO

Y A TODAS LAS PERSONAS QUE DIRECTA O INDIRECTAMENTE
CONTRIBUYERON EN MI FORMACIÓN

GRACIAS
GRACIAS
GRACIAS
GRACIAS
GRACIAS

ÍNDICE

RESUMEN

INTRODUCCIÓN.....	1
1.- Antecedentes.....	2
1.1.- Antecedentes internacionales.....	2
1.1.1.- Deslizamientos ocurridos en Venezuela.....	2
1.1.2.- Deslizamientos en el Salvador.....	4
1.1.3.- Deslizamiento en Punta Cardón, Estado Falcón, Venezuela.....	5
1.1.4.- Deslizamiento en la Provincia de Sandaro, Italia.....	6
1.1.5.- Deslizamientos en el Nevado de Huascarán, Perú.....	7
1.1.6.- Deslizamiento en el Nevado del Ruíz, Colombia.....	7
1.1.7.- Desprendimiento de Rocas en la Montaña Tortuga, al Sur de Alberta, Canadá.....	9
1.2.- Antecedentes Nacionales.....	12
1.2.1.- Deslizamiento de Tierras en Metztlitlán, Hidalgo.....	12
1.2.2.- Inestabilidad de Taludes en el cerro el Tenayo, Estado de México.	13
1.2.3.- Deslizamientos de la Carretera de Cuota Tijuana-Ensenada, Baja California.....	14
1.3.- Antecedentes locales.....	15
1.3.1.- Los flujos detríticos del Volcán el Cacique en Zitácuaro, Mich.	15
1.3.2.- Los deslizamientos en masa del escarpe La Paloma en la ciudad de Morelia, Mich.	16
1.3.3.- Deslizamientos de Sedue.....	17
1.3.4.- Deslizamientos del Campestre.....	18
1.3.5.- Deslizamientos en San Miguel del Monte.....	18
1.4.- Resumen de Antecedentes.....	19
2.- Metodología.....	21
2.1.- Inestabilidad de taludes.....	22
2.1.2.- Causas de los deslizamientos.....	23
2.1.3.- Tipos de movimientos.....	24
2.1.4.- Escala de intensidades del movimiento en masa.....	29
2.1.5.- Magnitud.....	30
2.2.- Geomorfología.....	30
2.2.1.- Topografía.....	32

2.3.- Reconocimiento preliminar.....	33
2.3.1.- Geografía.....	33
2.3.2.- Geología.....	34
2.3.3.- Clima.....	34
2.4.- Geotecnia.....	34
2.4.1.- Geofísica.....	34
2.4.2.- Mecánica de suelos.....	41
2.5.- Métodos para el cálculo del Factor de Seguridad.....	57
2.5.1.- Método de Las Dovelas.....	57
3.- Resultados.....	61
3.1.- Reconocimiento preliminar.....	61
3.2.- Deslizamiento ocurrido en los noventa.....	63
3.3.- Actividad económica.....	65
3.4.- Grupos étnicos.....	65
3.5.- Vías de comunicación.....	65
3.6.- Clima y lluvias.....	65
3.7.- Geomorfología.....	68
3.7.1.- Topografía.....	69
3.8.- Geología	72
3.8.1.- Geología regional	73
3.8.2.- Geología local	75
3.9.- Estudio geofísico.....	75
3.9.1.- Sección geoelectrica número 1.....	77
3.9.2.- Sección geoelectrica número 2.....	78
3.9.3.- Resultados obtenidos del estudio de geofísica.....	78
3.10.- Estudio de mecánica de suelos.....	79
3.10.1.- Trabajo de campo.....	79
3.10.2.- Contenido de agua.....	81
3.10.3.- Relaciones volumétricas y gravimétricas.....	82
3.10.4.- Granulometría.....	83
3.10.5.- Límites de Atterberg.....	85
3.10.6.- Clasificación según S.U.C.S.	88

3.10.7.- Contracciones volumétricas y lineales.....	89
3.10.8.- Densidad de sólidos.....	90
3.10.9.- Compresión simple.....	91
3.10.10.- Compresión triaxial.....	95
3.10.11.- Consolidación.....	98
3.11.- Cálculo del factor de seguridad	105
4.- Conclusiones y recomendaciones.....	109
5.- Bibliografía.....	111
APENDICE A	
APENDICE B	
APENDICE C	
APENDICE D	
APENDICE E	

RESUMEN

La comunidad de El Calvario se encuentra ubicada a 24 kilómetros al noroeste de la Ciudad de Morelia en el estado de Michoacán.

En la década de los noventa se presentó un movimiento en la comunidad de El Calvario que originó daños a la infraestructura local. El presente estudio surge de la inquietud por conocer si el talud en cuestión y los aledaños al mismo son inestables, poniendo con esto en riesgo a la Comunidad.

La estabilidad del talud se determinó obteniendo el Factor de Seguridad por medio del método de las Dovelas. Para obtener todos los datos necesarios se realizaron estudios de Mecánica de Suelos a muestras obtenidas de cuatro Pozos a Cielo Abierto (PCA), distribuidos estratégicamente en el área de estudio. También se llevó a cabo un estudio de Geotecnia con el método de la Resistividad Eléctrica. Para conocer los aspectos físicos del lugar se efectuó un levantamiento topográfico.

De acuerdo con los estudios realizados, los taludes localizados en la Comunidad de El Calvario son estables. Sin embargo, existe en el área actividad antrópica que pudiera desestabilizar dicho talud. Las principales actividades humanas son:

- Deforestación
- Agricultura
- Urbanización

INTRODUCCIÓN

Los fenómenos naturales y los desastres ocurren cotidianamente en el mundo. Sin embargo, han probado ser más devastadores en los países en desarrollo. Entre estos riesgos naturales están los deslizamientos de tierra que pueden ser originados por fuertes precipitaciones, terremotos o erupciones volcánicas. Provocando daños y destrozos a carreteras, vías férreas, oleoductos, líneas de transmisión, casas, edificios, canales y sistemas de drenaje, puentes, presas, puertos, aeropuertos, bosques, áreas agrícolas y de recreación.

Los deslizamientos de laderas y desprendimientos de rocas son algunos de los procesos geológicos más comunes en la superficie de la Tierra. Forman parte del ciclo natural del terreno ya que la erosión y la gravedad actúan constantemente para transportar materiales de las zonas más altas hacia abajo. Sin embargo, el hombre puede originar y agravar dichos movimientos del terreno. Debido entre otras causas a los movimientos de tierras y excavaciones que se hacen para construir carreteras, ferrocarriles, edificaciones, presas, minas al aire libre, etc. Estas actividades rompen los perfiles de equilibrio de las laderas y facilitan desprendimientos y deslizamientos. Además, normalmente se quitan los materiales que están en la base de la pendiente que es la zona más vulnerable y la que soporta mayores tensiones lo que obliga a fijar las laderas con costosos sistemas de sujeción y a reparar continuamente las vías de comunicación.

Los fenómenos naturales como los tornados y los terremotos son impredecibles, sin embargo, los movimientos de tierra pueden ser previstos y en muchos casos evitados o mitigados, ya que se trata de procesos geológicos naturales cuyo motor principal es la gravedad, asociada a la topografía del terreno. Un sistema natural tan complicado como el geobiosférico debe ser estudiado por medio de la asociación estrecha entre las ciencias naturales y las ciencias exactas: es decir, primero la comprensión y después la elaboración de un modelo de ese sistema, en el que el hombre interfiere de una manera no despreciable y exponencial.

Aunque no existe una metodología específica para el estudio de los movimientos en masa, la propuesta en este estudio cumple con los objetivos del estudio sin olvidar aspectos fundamentales como son morfología, mecánica de suelos, clima, geología y geofísica.

El deslizamiento motivo de estudio se encuentra ubicado en la Comunidad de El Calvario, en el Municipio de Álvaro Obregón, Michoacán. Donde se presentó un deslizamiento en la década de los noventa que podría reactivarse poniendo en riesgo infraestructura y vidas humanas.

El objetivo de este estudio es garantizar la seguridad de los habitantes de la Comunidad de El Calvario que habitan próximos a la posible zona de afectación.

1.- ANTECEDENTES

Esos fenómenos no son ajenos a la actividad humana, ya que ésta puede originar y agravar los movimientos del terreno debido a la deforestación, el desbordamiento de presas o vaciado de lagos artificiales y represas, el abandono de antiguas redes de drenaje, el mal diseño en las obras civiles y en muchos casos la utilización de métodos inadecuados en la explotación de canteras.

A pesar del impacto económico superior al producido por los otros fenómenos naturales y a las pérdidas en relación con el producto interno bruto, particularmente en los países subdesarrollados, los deslizamientos de tierra son todavía poco conocidos. Eso se debe a que gran parte de los daños han sido asimilados como los fenómenos que los originaron o subestimados debido a una terminología inadecuada, consecuencia del desconocimiento geológico, geomorfológico, reológico, sedimentológico y geotécnico de los deslizamientos

1.1.- ANTECEDENTES INTERNACIONALES

1.1.1.- DESLIZAMIENTOS OCURRIDOS EN VENEZUELA

Durante la primera quincena de diciembre de 1999, una secuencia de acontecimiento hidro-meteorológicos culminó con diversas manifestaciones de movimientos de masas, como deslizamientos tabulares que fueron los más numerosos y causaron una importante erosión en las laderas superiores. Se produjeron también secuencias de flujos cuyos componentes más importantes fueron fragmentos de roca semiredondeados, troncos de árboles y agua con contenidos variables de sólidos en suspensión. El tamaño de los fragmentos de roca oscilaba entre los 25 centímetros y varios metros de diámetro.

De acuerdo con los reportes del cuerpo de bomberos de Caracas, a las 10:00 Am. del día 16 de diciembre ya se habían producido 72 deslizamientos de tierra sólo en el área metropolitana, con un saldo de 1539 viviendas afectadas, 6309 personas damnificadas y numerosos desaparecidos (figura 1.1).



Figura 1.1.- Área metropolitana de Caracas que fue afectada por los deslizamientos del 16 de diciembre de 1999 (<http://www.efemeridesvenezolanas.com>).

Aproximadamente unos 70 kilómetros de costa en el estado de Vargas fueron afectados por numerosos deslizamientos y flujos, además de la reactivación de numerosos conos de deyección ocupados por desarrollos urbanos, que incluían viviendas, clubes privados, escuelas, hospitales, vías de comunicación, etc. algunas comunidades estaban construidas en áreas amenazadas y mucha gente quedó atrapada entre el material proveniente de deslizamientos de las laderas adyacentes y el flujo torrencial dentro de los cauces

Las lluvias intensas no solamente afectaron la costa central del estado Vargas sino también la vertiente meridional del Macizo del Avila (Audemard, 2000) y por lo tanto la ciudad de Caracas y en total un área costera de unos 300 kilómetros a lo largo e la costa norte Venezolana. Defensa Civil informó que casi 65 mil casas fueron dañadas y más de 23 mil totalmente destruidas.

Según cifras de CEPAL (In Mora y Barrios, 2000), los costos por daños directos e indirectos de esta catástrofe fueron estimados en más de 3 mil millones de dólares y las muertes entre 20 mil y 50 mil, aunque esta cifra no ha llegado a precisarse aún. Considerando su extensión, magnitud y características especiales, este caso puede probablemente ser clasificado como el desastre más importante del siglo XX en su tipo. Este evento sorprendió a Venezuela sin el desarrollo de una cultura de prevención de desastres (www.svda.org.ve).

1.1.2.- DESLIZAMIENTOS EN EL SALVADOR

El sismo de 7,5 grados en la escala de Richter destruyó cerca de 300 viviendas, dejando 2400 heridos y 600 personas muertas bajo toneladas de tierra, piedras y árboles, cuando una sección de la Cordillera del Bálsamo (Cerro La Gloria) se derrumbó sobre las casas que se hallaban al pie de la montaña, durante el terremoto del 13 de enero de 2001. Registrándose más de 3000 réplicas en solo un mes (Figura 1.2).



Figura 1.2.- Cerca de 300 viviendas afectadas cuando una sección de la Cordillera del Bálsamo Cerro La Gloria se derrumbó durante el sismo del 13 de enero del 2001.
<http://www.elsalvador.com/vertice/2003/120103/deportada1.html>.

Otro derrumbe de tierra sepultó a centenares de personas en Santa Tecla, a las afueras de la capital. Siendo los departamentos centrales de San Vicente, Cuscatlán y La Paz los más afectados.

Entre el 75% y el 90% de las infraestructuras de las zonas afectadas quedaron destruidos.

El deslizamiento en Las Colinas causó casi 600 muertos al desprenderse una masa de suelo de una ladera de aproximadamente 400 metros de altura y precipitarse sobre un área residencial ubicada al sur de la ciudad de Nueva San Salvador, cubriendo más de seis cuabras de viviendas. Este deslizamiento fue causado a consecuencia del terremoto ocurrido el 13 de Enero del 2001 (<http://www.elsalvador.com/vertice/2003/120103/deportada1.html>).

1.1.3.- DESLIZAMIENTO EN PUNTA CARDÓN, ESTADO FALCÓN, VENEZUELA

La planicie donde se encuentran las instalaciones de refinación petrolera en la población de punta Cardón, Península de Paraguaná, Estado Falcón, es un área de tierras planas con un declive suave hacia el mar, con una altitud de 18 a 20 metros sobre el nivel del mar, exactamente frente a la línea de costa. La planicie termina contra la playa en forma de acantilados que son afectados por un proceso de inestabilidad, manifestada por una serie de rupturas progresivas en bloques de 10-13 metros de altura y 3-5 metros de espesor.

Desde el año 1950, el mecanismo de ruptura está controlado por la acción de las operaciones industriales en el lugar y las lluvias infiltradas durante los periodos de mayor precipitación, las cuales precuelan un estrato de caliche y se almacena en el subsuelo como agua "emperchada" sobre un estrato de arcilla que subyace al espesor de caliche. El agua aflora en cara del acantilado con lo que se inicia un proceso de erosión y perturbación en el área de apoyo del caliche sobre la arcilla, lo cual produce la ruptura de los bloques de caliche por asentamiento y desplazamiento horizontal. El proceso es progresivo y da como resultado las formas topográficas irregulares existentes entre el acantilado y la línea de cota, con bloques aislados, de diferentes tamaños que se degradan por la acción de los agentes atmosféricos y el oleaje.

El fenómeno ha sido descrito por Graterol (1996) como un deslizamiento a lo largo de un estrato de arcilla conjuntamente con caída de bloques, en un sistema Interestratificado de arcillas, arenas limosas y caliche.

Actualmente, el sitio en el área de las instalaciones petroleras fue estabilizado mediante una berma o terraplén, adosada al acantilado, con carpetas filtrantes, geomembranas, sistemas de drenaje y protección superficial contra la erosión. También se instalaron instrumentos para medir la inclinometría y piezómetros.

Aunque no existen instalaciones petroleras tan cercanas al borde del acantilado que pudieran sufrir a consecuencia de los deslizamientos, hay instalaciones de almacenamiento de gas licuado de petróleo, un mechurrio, una cinta transportadora y un muelle de carga, situados a una distancia que ameritó la solución de estabilización indicada anteriormente, como una medida preventiva (www.svda.org.ve).

1.1.4.- DESLIZAMIENTO EN LA PROVINCIA DE SANDARO, ITALIA

En Julio de 1987, posterior una estación de lluvias excepcionales y con grandes cantidades de nieve, el río Adda se desbordó desastrosamente dirigiéndose hacia ambos lados destruyendo las márgenes del río. La lluvia y las inundaciones además provocaron numerosos deslizamientos de tierra a través del valle de la Valtellina.

Uno de estos deslizamientos de tierra ocurrió en Boscaccia, en el municipio de Sondalo, en la provincia de Sondrio (figura 1.3). El deslizamiento de tierra en cuestión involucró gran cantidad de arena la cual formó parte de un cono aluvial; el volumen total del deslizamiento de tierra fue de aproximadamente 1.1 millones de metros cúbicos y la altura total del talud fue de aproximadamente 50 metros.

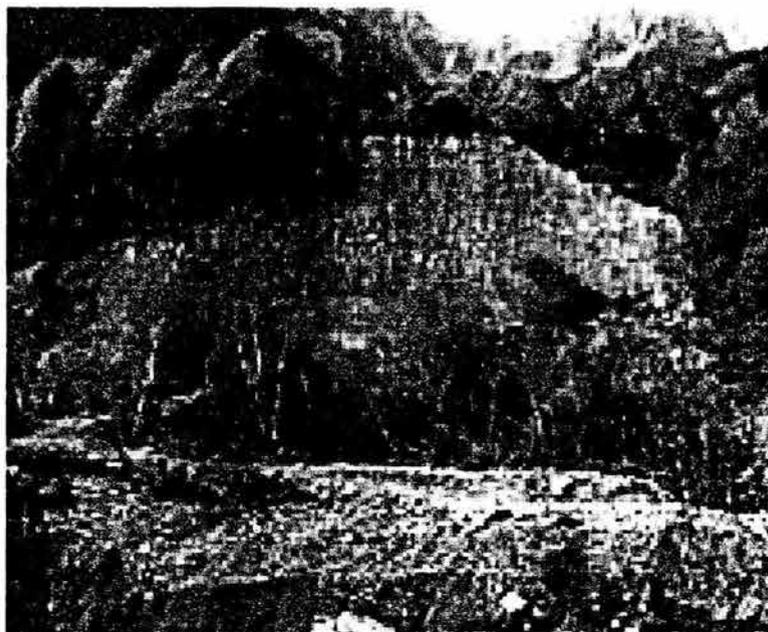


Figura 1.3.- Boscaccia, en el municipio de Sondalo, en la provincia de Sondrio (<http://www.tenax.net/geosinteticos/index.htm>).

Debido al paisaje y el valor turístico del área se llevaron a cabo medidas para mitigar los efectos del deslizamiento.

Entre estas medidas se agregó un drenaje y se construyeron 5 terrazas para estabilizar el talud, cada una de 4 metros de altura, 12.50 metros de fondo y 130 metros de largo (<http://www.tenax.net/geosinteticos/index.htm>).

1.1.5.- DESLIZAMIENTOS EN EL NEVADO DE HUASCARÁN, PERÚ

Managua se ubica en el Cinturón de Fuego, anillo de violencia geológica que rodea al océano Pacífico y cuyos terremotos y erupciones son una amenaza constante. El 31 de mayo de 1970 esa amenaza se materializó en el occidente de Perú. A las 3:23 de la tarde, el desplazamiento de una falla bajo el lecho oceánico a unos 25 kilómetros de la costa peruana, ocasionó un terremoto que alcanzó 7.7 grados en la escala de Richter y mató a 70 000 personas aproximadamente. La sacudida causó miles de deslizamientos de tierra y aludes en los Andes, pero lo peor fue la cascada de hielo, nieve, lodo y rocas que se desprendió del Nevado de Huascarán, la montaña más alta de Perú. Millones de metros cúbicos de despojos cayeron por las laderas desde una altura de 3700 metros y a una velocidad de unos 320 kilómetros por hora, cubriendo una franja de 11 kilómetros de anchura antes de detenerse en el valle del río Santa.

El aluvión que afectó el departamento de Ancash y el sur de la Libertad arrasó la población de Yungay, en el callejón de Huaylas. La cornisa norte del nevado Huascarán se desprendió arrastrando piedras, hielo y lodo cubriendo Yungay y parte de Ranrahirca. Se reportaron más de 30 000 personas sepultadas o desaparecidas en Yungay y Ranrahirca bajo una masa de lodo y rocas cuyo volumen se estimó en más de 250 millones de metros cúbicos y una altura de más de 6 metros.

Otros aludes de menor magnitud se produjeron sobre la laguna de Llangamuco y sobre la de Parón. Los más grandes deslizamientos estuvieron concentrados en los cursos bajos del río Santa y Tributarios. Un gran deslizamiento de forma rotacional se observó a lo largo de la margen derecha del río Santa a la altura de Recuay, que represó al río (http://www.indeci.gob.pe/clas_fen/sup_tierra3.htm).

1.1.6.- DESLIZAMIENTO EN EL NEVADO DEL RUIZ, COLOMBIA

El Nevado de Ruíz es un volcán que pertenece al llamado Cinturón de Fuego del Pacífico. Se tiene registrado que en 1595 hizo erupción, causando una gran devastación de acuerdo a testigos españoles. En 1845 otra erupción, más limitada provocó deslizamientos de lodo e inundaciones en los valles circundantes y cobró alrededor de 1000 vidas. Sin embargo, la peor catástrofe debida a este volcán fue en el año de 1985.

El 11 de septiembre de 1985 el pico de poco más de 5400 metros sobre el nivel del mar, situado a 130 kilómetros al noroeste de Bogotá, expulsó una mezcla de vapor de agua, rocas y cenizas. No causó ningún daño pero desencadenó una corriente de lodo en la ladera del norte.

Ese mismo mes, el Instituto Colombiano de Investigaciones Geológico-Mineras aconsejó la evacuación de las poblaciones aledañas al Nevado de Ruiz, consejo que las autoridades colombianas no acataron, hasta que era ya demasiado tarde. El 7 de octubre, dicho instituto publicó un informe en el que advertía de un inminente desastre en las cercanías del volcán y señalaba dos sitios como particularmente vulnerables: Armero, próspera ciudad agrícola situada a 50 kilómetros al este del Volcán, en el valle del río Lagunilla, y el poblado de Chinchina, al oeste del pico. Se anexó un "mapa de riesgos volcánicos" en el que se indicaba con notable precisión dónde ocurrirían los deslizamientos de lodo si el Nevado del Ruiz hiciera erupción.

La versión preliminar del mapa quedó lista a mediados de octubre, pero llegó a manos de las autoridades el 8 de noviembre. El 22 de octubre un equipo de vulcanólogos italianos instó al gobierno colombiano a iniciar los preparativos de protección de la población civil del valle del río Lagunilla. Señalando que el Nevado de Ruiz no había terminado su actividad. Lo peor acaeció el 13 de noviembre. Poco después de las 3:00 de la tarde, una súbita explosión de vapor anunció una de las erupciones volcánicas más catastróficas del siglo XX, un desastre que solo cede su lugar, en cuanto a destructividad, a la erupción del monte Pelado en Martinica, ocurrida en 1902.

Hacia las 7:30 de la tarde la actividad continúa del volcán había convencido a los científicos de que era inminente una gran erupción. Sólo entonces el gobierno dispuso a emitir advertencias de evacuación. A las 9:08 de la noche hubo dos detonaciones consecutivas que se escucharon a 30 kilómetros de distancia. A la media hora, la columna de vapor y cenizas había ascendido hasta 11 kilómetros de altura.

La erupción del Nevado del Ruiz no causó grandes torrentes de lava, sino que el magma, sobrecalentado en el interior del volcán, fundió la gruesa capa de nieve de la cumbre. Por la ladera y en varias direcciones se formaron riachuelos que cargados de restos volcánicos y tierra empapada por la lluvia, se convirtieron en veloces y mortales corrientes de lodo.

Con velocidades de hasta 50 kilómetros por hora y con una profundidad de hasta 15 metros, esas avalanchas de lodo se precipitaron cuesta abajo e invadieron los cauces de los ríos. Dos de ellas convergieron en el río Lagunilla, aguas arriba de Armero. De por sí crecido por tres días de lluvia torrencial y represado por los desechos de la erupción de septiembre, El Lagunilla se desbordó y se volcó sin freno sobre la indefensa Armero. Hacia las 11 de la noche el torrente mortal cayó sobre la población con un ruido quejumbroso.

Las familias que ya dormían quedaron enterradas en pocos minutos; las casas fueron sepultadas antes de que sus ocupantes se dieran cuenta del peligro. El torrente cruzó por Armero con una eficiencia horripilante, destruyó el 80 % de las casas y mató el 90 % de los 25 000 habitantes (figura 1.4). Fueron pocos los afortunados que huyeron.

En pocos minutos, con casi todos sus habitantes muertos, Armero había dejado de existir. En el poblado de Chihichiná y sus alrededores, murieron cerca de 1000 personas. La cifra total de muertos en toda la región ascendió a más de 25 000. Muchos miles más quedaron sin hogar, prácticamente todo sobreviviente había perdido algún ser querido (Reader's Digest, 1990).

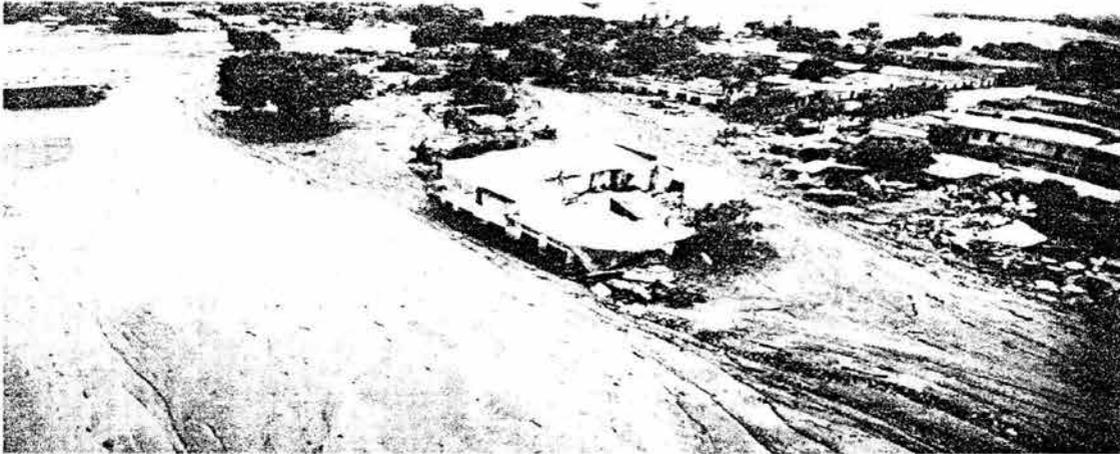


Figura 1.4.- Se muestra el pueblo de Armero cubierto de lodo, donde desgraciadamente pereció prácticamente toda la población (Reader's Digest, 1990).

1.1.7.- DESPRENDIMIENTO DE ROCAS EN LA MONTAÑA TORTUGA, AL SUR DE ALBERTA, CANADÁ

La montaña Tortuga se sitúa en la parte central del sur de Alberta, Canadá. La Montaña debía su nombre al hecho de tener la forma de un caparazón de tortuga, con una masa de piedra caliza que sobresalía como si fuera la cabeza del animal. A finales del siglo XIX, después del descubrimiento de ricos yacimientos de carbón, coque y hulla en la montaña Tortuga, colonos de todo el mundo comenzaron a establecerse en este remoto rincón del occidente de Canadá. En 1901, una Compañía Canadiense-Estadounidense encabezada por H.L. Frank, comenzó la construcción de edificios administrativos, las viviendas para los mineros y una casa de huéspedes a las faldas de la montaña Tortuga. Así mismo, el pueblo fue creciendo quedando formalmente constituido el 10 de septiembre de 1901, y en la primavera de 1903 ya tenía más de 600 habitantes. Se trataba de un pueblo turbulento, toda la vida social giraba alrededor de las cantinas y las casas de juego.

El 28 de abril se escucharon algunos ruidos provenientes de la montaña. El día 29 a las 4:10 de la madrugada, en medio de un siseo estrepitoso y peculiar se desgajaba una enorme mole de piedra caliza de 1.5 kilómetros de la parte oriental de la montaña de la Tortuga. Esa madrugada 90 millones de toneladas de piedra

caliza cayeron por la ladera, cruzaron 3 kilómetros hasta el otro lado del valle y en ese extremo formaron una pila de 235 metros de altura.

Todo ocurrió en 100 segundos, pero en ese breve lapso el desprendimiento rocoso y la muralla de aire que envió por delante, acabó con todo lo que halló a su paso. Selló la entrada de la mina y dejó atrapados a 17 mineros, destruyó las casas, los albergues y los campamentos, formó una presa en el río Crowsnest y dejó ciertos tramos de vía férrea sepultados bajo 30 metros de piedras. Arrasó algunas partes del pueblo y todo lo dejó cubierto de un espeso manto mortuario de polvo calizo.

La gente despertó sobresaltada por el ruido, algunos lo tomaron por una erupción volcánica, otros por un terremoto, o por una explosión en la mina. Tras unos instantes de perplejidad, se organizaron grupos de inspección.

El desprendimiento causó por lo menos 70 muertes, pero como el número de habitantes del pueblo cambiaba continuamente y fueron muy pocos los cadáveres rescatados, (figura 1.5). La mina reabrió sus socavones, pero fue presa de un incendio en 1905; tres años después H.L. Frank empresario fundador del pueblo murió en un hospital psiquiátrico, enloquecido por el desastre. En 1918 los inspectores clausuraron la mina para siempre. Hoy día el pueblo de Frank como se le llamó, ha sido reubicado y cuenta con apenas 200 habitantes, forma parte del municipio de Crowsnest Pass. Aún fresca después del tiempo transcurrido (figura 1.6), la cicatriz de la montaña de la tortuga y la gran masa de rocas que cruza el valle constituyen un crudo recordatorio de uno de los mayores desprendimientos de rocas jamás registrados (Reader's Digest, 1990).



Figura 1.5.- Se aprecia lo que queda de la mina de carbón, los mineros sobrevivientes aparecen a distancia, por la calle principal. (Reader's Digest, 1990).



Figura 1.6.- Montaña Tortuga actualmente, mostrando una enorme cicatriz en la cara oriental. (Reader's Digest, 1990).

1.2.- ANTECEDENTES NACIONALES

1.2.1.- DESLIZAMIENTO DE TIERRAS EN METZTITIÁN, HIDALGO

La población de Metztitlán está situada a menos de 200 kilómetros de la ciudad de México, al pie de la Sierra Madre Oriental, en la región habitan cerca de 4500 habitantes. Cuenta con uno de los monasterios más antiguos del país, cuya construcción inició en 1553 por frailes Agustinos. La población y esta joya arquitectónica patrimonio del país están amenazadas por el deslizamiento de una capa de material no consolidado de unos 30 metros de espesor que resbala sobre una superficie de roca.

Se comenzaron a observar fisuras en el suelo en noviembre de 1991, después a mediados de diciembre aparecieron en forma rápida numerosas grietas las cuales comenzaban a dañar las construcciones de la localidad e inclusive el propio ex monasterio. El movimiento fue notable cuando se produjo un derrumbe de varias toneladas en enero de 1992.

Estas grietas iban aumentando con el paso del tiempo apareciendo una grieta principal en diciembre de 1991, en mayo de 1992 ya eran tres y para julio se habían convertido en seis, además de algunas otras grietas secundarias. Todas estas grietas fueron convirtiéndose gradualmente en escarpes donde los principales tienen una altura entre 6-10 metros (José Lugo Hubp, et al. 1996).

El estudio realizado concluyó que se trataba de un deslizamiento de tierras de tipo rotacional, también se dedujo que las causas que originaron este movimiento fueron naturales y antrópicas.

Dentro de las causas naturales se encuentra la pendiente de la zona, la cual tiene una pendiente de más de 15°. En el lugar se encuentra también una amplia capa de arcilla y material poroso de la superficie que favorece la infiltración. La población se encuentra asentada sobre esta capa que al humectarse altera sus propiedades mecánicas. Esta capa de arcilla a su vez está ubicada sobre una capa rocosa que tiende a deslizarse una contra la otra en dirección de la pendiente del terreno. Otra causa natural fueron las fuertes precipitaciones consecuencia del Huracán Diana en agosto de 1990, tormentas torrenciales ocurridas en el verano de 1992 y las tormentas consecuencia del Huracán Gert.

Se ha observado que a causa de estos fenómenos extraordinarios en esta región se modificó el relieve de la zona con más intensidad que con las lluvias normales de cada año, de tal manera que es muy probable que a causa del huracán Diana, se haya desequilibrado el subsuelo de Metztitlán, favoreciendo así la desestabilización 15 meses después.

En lo referente a las causas antrópicas, se tiene la deforestación de la zona. Esto provoca que la mayor parte del agua precipitada no se infiltre y no sea retenida por las plantas. Otra causa importante es la construcción de terrazas artificiales que han modificado la pendiente y el equilibrio natural del terreno, al tener que soportar pesadas y voluminosas construcciones en laderas inestables que provocan un sobrepeso y contribuyen al deslizamiento del terreno.

El sistema de drenaje con fosas sépticas provoca la infiltración durante todo el año, atravesando la masa de material no consolidado, para escurrir sobre el subsuelo sobre el estrato rocoso. De lo anterior, se concluye que lo que motivo el deslizamiento fue una combinación de elementos naturales y humanos que se conjugaron en un momento determinado, (José Lugo Hubp, et al. 1996).

1.2.2.- INESTABILIDAD DE TALUDES EN EL CERRO EL TENAYO, ESTADO DE MÉXICO

El Cerro del Tenayo es un domo volcánico de composición dacítica que forma parte de la Sierra de Guadalupe, se localiza en el municipio de Tlalnepantla, Estado de México. Presenta una forma elíptica con un eje mayor de aproximadamente 1.4 Km, un eje menor de 1 Km, y un desnivel de 250 metros con respecto a la planicie lacustre.

Debido al intenso crecimiento urbano desarrollado a partir de los años setenta en toda la Sierra de Guadalupe y particularmente en el Cerro el Tenayo, se tiene como resultado que gran parte de las viviendas fueron construidas en zonas de laderas que presentan serios peligros geotécnicos debido a las condiciones topográficas, geológicas, estructurales y al comportamiento mecánico de los macizos rocosos.

Los principales tipos de movimientos en masa que se presentan en la zona son flujo de detritos, caída, volcamiento y deslizamiento de rocas.

Para minimizar los efectos de estos fenómenos se recomendó:

- Evitar construcciones en las laderas del Cerro el Tenayo.
- Poner señalamientos claros respecto al peligro potencial de la zona.
- Evitar la quema de basura en zonas donde crece vegetación no arbórea.
- No verter agua de las viviendas localizadas en la cima del Talud con el fin de evitar filtraciones y empujes hidrostáticos.
- Limitar el tránsito de vehículos pesados en los caminos construidos en zonas de ladera.

- Programar un plan preliminar de mitigación de riesgo que involucre a las autoridades y a la comunidad para evaluar la posibilidad de colaborar conjuntamente en los trabajos.
- Evaluar el interior de las viviendas para detectar macizos rocosos inestables y dar recomendaciones para evitar potenciales daños.
- Dar pláticas, cursos y repartir información entre los habitantes de la zona acerca del riesgo existente, para tomar medidas preventivas y evitar inducir algún tipo de falla por acusas antrópicas (Valerio, 2003).

1.2.3.- DESLIZAMIENTOS DE LA CARRETERA DE CUOTA TIJUANA ENSENADA, BAJA CALIFORNIA

La península de Baja California se caracteriza por la presencia de Fallas regionales activas. Estas fallas tienen una orientación NW-SE y en gran medida son responsables de la inestabilidad de las zonas con importante desarrollo urbano. En la región noroeste de Baja California se han identificado fallas que pueden generar sismos hasta de magnitud 7 en la escala de Richter y aunque la actividad sísmica en la zona es baja, toma importancia debido a la inestabilidad propia del terreno como consecuencia de las pronunciadas pendientes en algunas zonas (Cruz y Delgado, 2000).

En la zona de Ensenada-Salsipuedes, donde se localiza la carretera de Cuota Tijuana-Ensenada, es importante la actividad sísmica asociada con la falla de San Miguel, y aunque a lo largo de la carretera se presentan múltiples deslizamientos desde el Km. 61 hasta el Km. 99, solo algunos adquieren mayor importancia debido a su tamaño o la cercanía con zonas habitadas.

A lo largo del trazo de la carretera de cuota Tijuana-Ensenada, se han reconocido deslizamientos rotacionales y desprendimiento de bloques, desde el poblado La Misión, en el Km. 61, hasta el Arrollo el Carmen, en el Km. 99, donde los más grandes presentan cabeceras hasta de 1 Km. de largo.

Los deslizamientos más importantes de la zona de estudio son el de San Miguel, el del kilómetro 91, y el del arroyo del Tigre. Estos al igual que todos los deslizamientos activos de la zona de estudio tienen pendientes aproximadas a los 13° y su geometría profunda aun no se ha estudiado. Las Características más importantes de estos deslizamientos se muestran a continuación.

- DESLIZAMIENTO SAN MIGUEL (KM. 98)

De estos deslizamientos, el que más daño ha causado es el de la caseta de San Miguel (KM. 98) en la carretera Tijuana-Ensenada a 12 Km. de la ciudad de Ensenada y que afecta el complejo habitacional que se ubica exactamente en la corona del deslizamiento donde algunas casas se encuentran destruidas

totalmente. El deslizamiento se desplaza en dirección NE a razón aproximada de 6 m/año y constantemente presenta nuevas grietas (Cruz y Delgado, 2000).

- **DESLIZAMIENTO DEL KM. 91**

Este deslizamiento provocó que este tramo de la carretera fuera reparado constantemente durante 30 años, su trazo se localizaba sobre la corona y hasta abril de 1997 producía un columpio incorregible, aunque se desconoce la razón del movimiento, esta se estima del orden de 1 cm/mes (Cruz y Delgado, 2000).

- **DESLIZAMIENTO DEL ARROLLO EL TIGRE**

Es activo (Cruz y Delgado, 2000) y se desconoce su velocidad de desplazamiento. Se encuentra cerca de una cantera de basalto donde las explosiones efectuadas durante la explotación pudieron provocar su actividad. Este es el deslizamiento de menor riesgo ya que se encuentra lejos de las zonas urbanizadas o de infraestructura de servicios.

Cabe mencionar que desde los primeros estudios geotécnicos, previos a la construcción de la carretera, en la década de los sesenta, se sabía que los deslizamientos antiguos podían reactivarse. No obstante, las autoridades responsables en aquella época decidieron aceptar los riesgos previstos para hacer la autopista un atractivo Turístico. Desde su construcción la carretera es reparada constantemente. En esta carretera los deslizamientos obedecen a la presencia combinada de fallas o fracturas desarrolladas en rocas sedimentarias poco consolidada que forman terrenos con pendientes comúnmente mayores a 10° (Cruz y Delgado, 2000).

1.3.- ANTECEDENTES LOCALES

1.3.1.- LOS FLUJOS DETRÍTICOS DEL VOLCÁN EL CACIQUE EN ZITÁCUARO, MICH.

El Complejo Volcánico de El Cacique se localiza en el sector sureste de la Ciudad de Zitácuaro. Se trata de una zona volcánica donde se han concentrado aparatos volcánicos tipo domo que dan a la región pendientes muy pronunciadas. En particular el Volcán El Cacique, domo más reciente, tiene pendientes de más de 30° en sus faldas, las cuales entran en contacto con planicies ocupadas por depósitos volcánicos reabajados, con pendientes que varían entre 10° a 20° en el terreno. Estos contrastes topográficos son muy importantes debido a que el agua o cualquier producto en forma líquido-viscosa, podría ocasionar grandes daños en las salidas de cañadas y en las partes planas, provocando además alta

erosión mecánica. También es importante resaltar que las dos cañadas más profundas del flanco Oeste de El Cacique son las que muestran mayor inclinación. Ello debido a su composición litológica (lavas dacíticas), las cuales son porciones topográficas potenciales a deslizarse. Los movimientos que se presentan y se pueden presentar en esta zona, son de tres tipos: Caída de bloques, Flujos de lodo y bloques (lahares) y Flujos de bloques, arena y lodo. Los habitantes de la parte norte del volcán han sido testigos en los últimos 50 años de al menos cinco eventos de flujos detríticos los cuales han dejado pérdidas materiales y humanas.

El último evento que se ha presentado fue el día 31 de mayo del 2000, donde parte de dos centros habitados se vieron envueltos en un gran flujo de bloques arena y lodo. Las pérdidas fueron importantes pues afectó a más de 30 familias que viven sobre las cañadas de este volcán. Sus viviendas habían sido construidas sobre antiguos depósitos de flujos de detritos. (Arreygue et al, 1998,1999,2000).

1.3.2.- LOS DESLIZAMIENTOS EN MASA DEL ESCARPE LA PALOMA EN LA CIUDAD DE MORELIA, MICH.

La ciudad de Morelia está ubicada en una zona donde se han reconocido varios tipos de peligros geológicos (inundaciones, inestabilidad de taludes, falla-creep-subsistencia, etc), su mancha urbana ha ido invadiendo en los últimos 20 años zonas que hasta 1970 habían sido consideradas como reservas naturales. El escarpe de la Paloma representa el flanco sur de un semigrabaen asociado a la falla normal denominada Sistema Morelia –Acambay donde existe una gran inestabilidad de sus taludes. En los últimos años la inestabilidad de taludes ha despertado el interés en los estudiosos de las Ciencias de la Tierra, ya que día con día este tipo de fenómenos están afectando más a las obras civiles y en muchos casos a los centros habitacionales que se encuentran localizados cerca de algún problema de esta índole. El tipo de movimientos presentes en este escarpe (movimientos rotacionales y traslacionales), y se encuentran estrechamente relacionados está la ligada a las características litológicas y estructurales de los materiales, también las dimensiones de los fenómenos resultan extremadamente variables.

En los últimos 20 años las construcciones han llegado a la base del escarpe de la falla denominada La Paloma, ubicada al sur de la ciudad, caracterizada por un fuerte grado de inestabilidad. El escarpe La Paloma constituye uno de los principales elementos geomorfológicos de la ciudad,

Extendiéndose en dirección E-W. Su altura máxima es de aproximadamente 200 m, pero su desnivel efectivo va más allá de los 250 m. Fenómenos de deslizamiento rototraslacionales han sido identificados en diferentes puntos del escarpe como son el de Sedue, en El Campestre, y zona de Ocolusen, además se pueden observar otros pequeños fenómenos. Movimientos de caída y volcamiento

de bloques afectan los materiales “consolidados” que se observan a lo largo del acantilado. Estos movimientos están asociados a la presencia de varios bloques, con volúmenes de diversos metros cúbicos, que por ahora se han detenido a la mitad del talud y que son susceptibles de nuevos movimientos. Tales bloques, vista la ausencia de obstáculos morfológicos en su trayectoria, pueden llegar al centro habitado localizado en la parte inferior del escarpe. Este último movimiento de bloque podría ser generado por un ligero sismo de carácter regional.

El estudio de la inestabilidad de taludes presentes en el escarpe de la falla La Paloma indican que sobre este talud existen movimientos rototraslativos y de caída de bloques. Los movimientos rototraslativos, por sus dimensiones y por las rocas que afectan, se consideran que fueron generados por eventos sísmicos importantes. La caída de bloques está ligada al fracturamiento de ignimbritas soldadas y al efecto de la gravedad. No obstante, bloques de más de 10 m³ y casi sin vértices están presentes en el escarpe de la falla, los cuales podrían desprenderse y dañar las zonas habitadas si se conjugan con un evento sísmico.

El fracturamiento observado también está generando en el talud una serie de grietas paralelas a la falla La Paloma, las cuales tienen aberturas de más de 2m de ancho y se extienden por más de 50 m de longitud.

Este hecho nos indica que nuevos bloques podrían desprenderse de su posición actual. Las zonas urbanas con morfologías como las de la falla La Paloma o topografías irregulares deben ser objeto de estudios detallados de inestabilidad de taludes. Sin duda alguna estos trabajos ayudarán a realizar una mejor y segura planificación del territorio. (Arreygue- Rocha et al, 1998, 1999, 2002; Garduño-Monroy et al., 2001)

1.3.3.- DESLIZAMIENTO DE SEDUE

El deslizamiento de Sedue toma el nombre de las oficinas de la Secretaría de desarrollo Urbano y Ecológico, se trata del deslizamiento de mayor dimensión. Tiene aproximadamente 600 metros de largo por 400 metros de ancho y 40 metros de espesor. En la corona se encuentran presentes grandes fracturas y trincheras con orientación paralela al escarpe que evidencian una actividad continúa del fenómeno. Al pie del deslizamiento se encontró un paleosuelo que separa el material en derrumbe del substrato inferior.

Brechas estratificadas del talud con espesores de 2 metros se observan aflorando en la base del escarpe, estas brechas se remontan a diferentes periodos del Talud y de la falla. Estos materiales se encuentran sobrepuestos en niveles que contienen evidencias arqueológicas atribuibles a una civilización precolombina

llamada Pirindas. Este hecho presenta una confirmación de la continua actividad del área (Arreygue-Rocha, et al., 1999).

También una simulación que realizó Arreygue-Rocha (1999), en el deslizamiento de Sedue, probó que las rocas alcanzan velocidades de 10 m/s. También se encontró que los movimientos presentes que se observaron son:

- Deslizamiento de cuña en roca
- Volcamiento de bloques
- Caída de bloques

1.3.4.- EL DESLIZAMIENTO DEL CAMPESTRE

El deslizamiento del Campestre, se ubica a un costado del Club Campestre de la ciudad de Morelia sobre la ladera de La Paloma, el cual se cree fue generado por la falla sísmicamente activa Morelia-Acambay que pasa al pie de este Talud.

Algunos de los problemas que presenta es la caída de bloques de roca de grandes dimensiones, los flujos de detritos, inclinación desfavorable del terreno (40°) la cual propicia el deslizamiento de material arcilloso y rocoso, problemas de deforestación y una nula resistencia del material rocoso debido a que se encuentra sumamente fracturado, sin embargo no presenta movimiento registrado y se le considera inactivo, pero podría llegar a reactivarse con algún fenómeno meteorológico o sísmico (Mora-Vences, 2002).

De los casos tratados, se observan diferencias en cuanto al origen que dio lugar a la inestabilidad del talud de cada sitio particular. Este origen es generalmente una combinación entre eventos sísmicos-climáticos-litológicos, los cuales debilitan o contribuyen al debilitamiento del material que compone al talud (Mora-Vences, 2002).

1.3.5.- DESLIZAMIENTOS EN SAN MIGUEL DEL MONTE.

La población de San Miguel del Monte se Localiza en los 101° 07.6' de longitud y 19° 37.0' de latitud, y al SE de la ciudad de Morelia, su altitud es de 2140 msnm y su temperatura promedio es de 16.4 °C. Con una población promedio de 558 habitantes.

El movimiento de San Miguel del Monte se localiza entre los poblados de Jesús del Monte y la Torrecilla con una altitud promedio de 2200 msnm.

Hernández (2001), realizó estudios del deslizamiento de San Miguel del Monte, en donde menciona que está constituido por un volumen de 399,957 metros cúbicos de material arcilloso mezclado con bloques, detritos y arenas de origen ignimbrítico, en donde se desarrolla dentro de una superficie de 67,596.43 metros cuadrados.

Cabe mencionar que ese estudio estriba en la caracterización de los materiales arcillosos identificando principalmente su composición mineralógica y sus propiedades mecánicas especialmente las de esfuerzo cortante. También se basa en las deformaciones causadas por el deslizamiento las cuales son grietas, trincheras, escarpes, terrazas, pequeñas depresiones y flujos de tierras.

En base a lo anterior podemos asegurar que las grietas de tensión son las primeras en aparecer en un movimiento de este tipo, también se pudo constatar que el fenómeno climático “el Niño” influyó en la formación del movimiento en masa de San Miguel del Monte.

De acuerdo con Hernández (2001) los principales factores que influyeron en el deslizamiento en masa de San Miguel del Monte son:

- a) La alteración de los materiales piroclásticos, constituido por materiales arcillosos, que define el comportamiento plástico y baja resistencia al esfuerzo cortante, en estado húmedo.
- b) La erosión tan agresiva del arroyo, que ha propiciado que se produzcan coladas de detritos y deslizamientos rotacionales a lo largo de todo el bordo derecho.
- c) La inclinación desfavorable de los estratos.
- d) La presencia de movimientos pasados, que han originado escarpes y superficies de deslizamiento.
- e) Las acciones antrópicas tales como la deforestación y la construcción de caminos.
- f) Cambios bruscos en las precipitaciones anuales como las ocasionadas por el fenómeno de El Niño.

1.4.- RESUMEN DE ANTECEDENTES

En la Tabla 1.1 se muestra un resumen de los movimientos en masa presentados como Antecedentes, indicando el sitio, la fecha, el tipo de movimiento así como la causa que desencadenó dicho fenómeno.

Dichos datos confirman el hecho de que los movimientos en masa se presentan en todo el mundo. Dentro de las causas tenemos que la más común son las lluvias, dando como resultado generalmente un flujo de material. El antropismo es una causa que actúa como detonante en diversos movimientos en masa como el

de La Paloma, donde existen pendientes fuertes y material inestable como arcillas. Pero la actividad humana acelera los procesos naturales. Aunque algunas de las causas principales de los movimientos en masa, son inevitables como las lluvias, los sismos, o erupciones volcánicas. Los movimientos en masa pueden ser prevenidos o al menos mitigados en sus efectos sobre la población e infraestructura mediante estudios oportunos.

Los antecedentes nos muestran que los movimientos de tierra no son fenómenos locales o típicos de una zona en particular sino que afectan a todo el mundo. Como muestra están los 30,000 muertos, 6,309 damnificados y los 3,000,000 de Dólares que causaron los deslizamientos en Caracas, Venezuela; los más de 2 400 damnificados y 600 muertos en el Cerro de la Gloria, Salvador; o los 70,000 muertos en el Nevado de Huascarán, Perú o los 25,000 muertos en el Nevado del Ruiz, Colombia.

SITIO	FECHA	TIPO	PROBLEMA
Caracas, Venezuela	16/12/99	Flujo de lodo	Lluvias extraordinarias
Cerro de la Gloria, Salvador	13/01/01	Volcamiento de rocas	Sismo
Falcon, Venezuela	1950-1999	Caída de Bloques	Antropismo
Sondrio, Italia	Jul - 987	Flujo de lodo	Lluvias excepcionales
Nevado de Huascarán, Perú	31/05/70	Flujo de lodo	Sismo
Sihuas, Perú	05/05/70	Caída de Bloques	Sismo
Nevado del Ruiz, Colombia	Jun-86	Flujo de lodo	Erupción volcánica
Montaña Tortuga, Canadá	28/04/03	Caída de bloques	Antropismo
Metztitlán, Hidalgo	Ene-92	Rotacional	Antropismo, lluvias excepcionales
Cerro el Tenayo, Edo. Mex.	1970-2004	Caída, volcamiento, deslizamiento de rocas.	Geología, topografía, antropismo
Baja California, Mex.	1960-2004	deslizamientos rotacionales, desprendimiento de bloques	Geología, topografía, antropismo
Zitácuaro, Mich. Mex.	31/05/00	Flujo de lodo	Lluvias excepcionales
Escarpe La Paloma, Mich. Mex.	1970 - 2004	Rota- traslacionales	Sismos, Antropismo, Lluvias excepcionales
Sedue, Morelia, Mich.	1970 - 2004	Deslizamiento de cuña, Caída de Bloques, Volcamiento de Bloques	Sismo, Antropismo
El Campestre, Morelia, Mich.	1970 - 2004	Caída de Bloques, flujo de Detritos	Sismo
San Miguel Del Monte, Mich. Mex.		Rotacional	Lluvias extraordinarias, Antropismo

Tabla 1.1.- Resumen de los fenómenos presentados como antecedentes y sus características.

2.- METODOLOGÍA

Para poder llevar a cabo cualquier tipo de investigación es fundamental que los hechos y las relaciones que se establezcan, así como los resultados obtenidos y los nuevos conocimientos adquiridos, tengan el grado máximo de confiabilidad. Por ello, es importante establecer el diseño de la investigación que se adapte mejor al objetivo que se quiere alcanzar.

Los deslizamientos de taludes ocurren de muchas maneras y aún persiste cierto grado de incertidumbre en su predicción, rapidez de ocurrencia y área afectada. Sin embargo, existen ciertos parámetros que ayudan a identificar y reconocer áreas potenciales. La identificación de estos parámetros nos permitirá dar un tratamiento preventivo al área para así eliminar o reducir a un mínimo el riesgo.

Es importante señalar que en la actualidad no existe alguna metodología base para el estudio de deslizamientos en masa, ya que hasta el momento cada investigador propone su propio método de estudio para un fenómeno en particular.

La metodología propuesta para el talud de El Calvario, se ha hecho con base en el objetivo que se persigue, que es determinar si la zona de El Calvario es o no inestable. En este estudio se siguió la metodología propuesta en la figura 2.1.



Figura 2.1 Organigrama con la metodología utilizada en la elaboración del presente estudio.

2.1.- INESTABILIDAD DE TALUDES

Los deslizamientos se definen como el movimiento lento o rápido del material superficial de la corteza terrestre (suelo, arena, roca) pendiente abajo, debido a un aumento de peso, pérdida de la consistencia de los materiales o algún otro factor que genere un desequilibrio en la ladera. Si bien la gravedad que actúa sobre las laderas es la principal causa de un deslizamiento, su ocurrencia también depende de otras variables como el crecimiento acelerado en las zonas urbanas.

La rapidez con la que se extienden las ciudades agrava la situación, debido a la imposibilidad de proveer los servicios que requieren las nuevas colonias que crecen sobre terrenos que fueron o son lechos de arroyos o cuerpos de agua, zonas de altas pendientes, cercanas a barrancas, o antiguas áreas en las que se extrajeron materiales; y que, a fuerza de ser rellenadas, propician el derrumbe de viviendas o generan deslizamientos de cerros y laderas.

En México, las recientes catástrofes naturales han dejado miles de damnificados, pérdidas de vidas humanas, materiales y económicas. Eso demuestra, por un lado, que el conocimiento que tenemos de la naturaleza es aún insuficiente, y por el otro, que carecemos de memoria histórica: continuamos construyendo sobre abanicos aluviales, planicies de inundación, paleocauces fluviales y zonas volcánicas y sísmicas, tal vez por la necesidad producto de la pobreza, la ignorancia y en muchos casos por negligencia. (www.gilbertojal.org).

Los efectos más importantes de los deslizamientos son:

- Represamiento y generación de embalses en cauces fluviales con desarrollo de eventuales avalanchas de lodo y rocas
- Ruptura o agrietamiento del suelo
- Destrucción de infraestructura
- Pérdida de vidas
- Erosión intensa
- Derrumbes

2.1.2.- CAUSAS DE LOS DESLIZAMIENTOS

Las causas más importantes que favorecen y provocan los deslizamientos de tierra son diversos; éstos se mencionan a continuación (Arreygue-Rocha, 2000):

- | | |
|--------------------|---------------|
| a) Intrínsecas | c) Físicas |
| b) Geomorfológicas | d) Antrópicas |

A) CAUSAS INTRÍNSECAS

- Material débil
- Material sensitivo
- Material colapsable
- Material alterado
- Material fracturado
- Superficie de corte preexistente
- Contraste de la permeabilidad
- Orientación desfavorable de las discontinuidades

B) CAUSAS GEOMOFOLÓGICAS

- Tectónicas
- Volcánicas
- Erosión fluvial
- Erosión glacial
- Erosión subterránea
- Depósitos sobre los taludes
- Depósitos sobre las cimas
- Removimiento natural de la vegetación

C) CAUSAS FÍSICAS

- Precipitaciones excepcionales y prolongadas
- Abatimiento del nivel hídrico externo
- Elevación del nivel hídrico externo
- Precipitaciones breves e intensas
- Contracción y expansión por hielo
- Fusión rápida de nieve o hielo

D) CAUSAS ANTRÓPICAS

- Excavaciones en la base de las laderas
- Carga sobre la cima de un talud
- Abatimiento o elevación del nivel de un manantial
- Irrigación
- Actividad agrícola y prácticas culturales
- Mal mantenimiento del drenaje
- Pérdida del agua
- Deforestación
- Reforestación
- Actividad extractiva
- Vibraciones

2.1.3.- TIPOS DE MOVIMIENTOS

Varnes (1978) y Cruden-Varnes (1994), definen cinco aspectos principales de movimientos cinemáticos, y un sexto que resulta de la combinación de dichos aspectos. Sus características principales se describen a continuación:

A) CAÍDAS DE BLOQUES

Las caídas de bloques son relevantes desde el punto de vista de la ingeniería civil por que la caída de uno o más bloques puede causar daños a estructuras o a otros taludes que se encuentran en la parte inferior y podrían originar una destrucción masiva.

Las caídas se producen comúnmente en taludes verticales o casi verticales en suelos débiles a moderadamente fuertes y en macizos rocosos fracturados. Generalmente antes de la falla ocurre un desplazamiento el cual se puede identificar por la presencia de grietas a presión.

La masa se mueve principalmente en el aire y el fenómeno comprende la caída libre, donde el movimiento es a saltos y rebotes, después viene el rodamiento de los fragmentos de roca o del material suelto (figura 2.2).

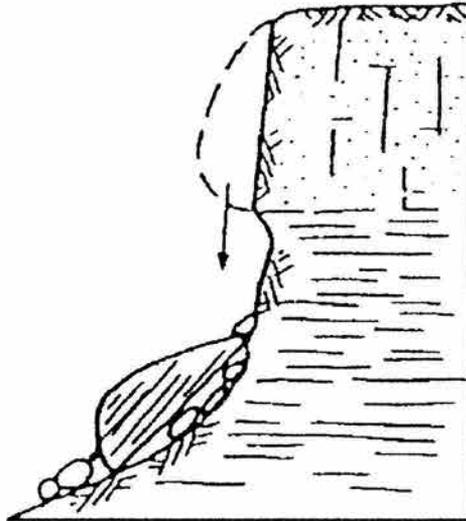


Figura 2.2.- Ilustración de una caída de bloques, (WWW.cepis.ops-oms.org).

B) VOLCAMIENTO

El movimiento se debe a las fuerzas que causan un momento de volcamiento en torno a un punto de rotación, situado abajo del baricentro de la masa interesada (figura 2.3). En el caso que el fenómeno no sea controlado, puede llegar a un derrumbe o escurrimiento (Cruden-Varnes, 1994).

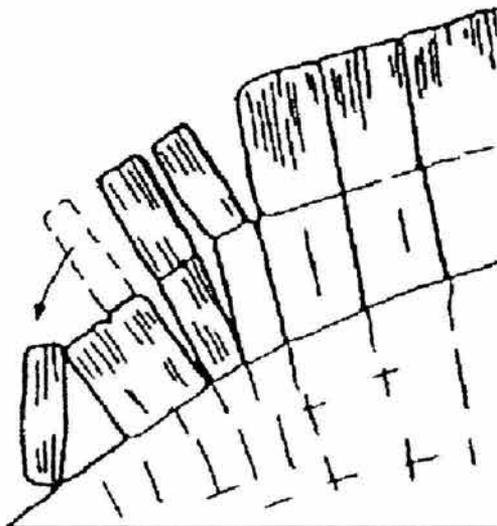


Figura 2.3.- Ilustración de un volcamiento, (WWW.cepis.ops-oms.org).

C) DESLIZAMIENTO

Este movimiento ocurre en masa a lo largo de una superficie. Estas superficies del deslizamiento son visibles y pueden ser reconstruidas (Cruden-Varnes, 1994).

I. ROTACIONAL

Los movimientos rotacionales (figura 2.4) son una combinación de la caída y del movimiento plástico de material sin consolidar. Se mueven lenta pero perceptiblemente y pueden implicar desde unos cuantos hasta varios millones de metros cúbicos de material terroso. Parte de este material se comporta como un sólido elástico y parte como una sustancia plástica, dependiendo de su posición sobre la masa en movimiento. La línea en la cual una caída tira hacia abajo de la pendiente está marcada por un escarpe abrupto o acantilado.

En un deslizamiento rotacional la zona de caída está constituida por una serie de bloques que se mueven hacia abajo y hacia afuera volcando la superficie original sobre la ladera. Más abajo, el material tiende a fluir como un líquido, con frecuencia debajo de la cubierta vegetal. En el límite inferior del movimiento de tierra, marcado por la pendiente, el suelo con frecuencia se abulta y se fractura. Los deslizamientos rotacionales tienen lugar sobre material sin consolidar, que descansa en roca sólida y normalmente favorecidos por un exceso de humedad (Lett y Judson 1997).

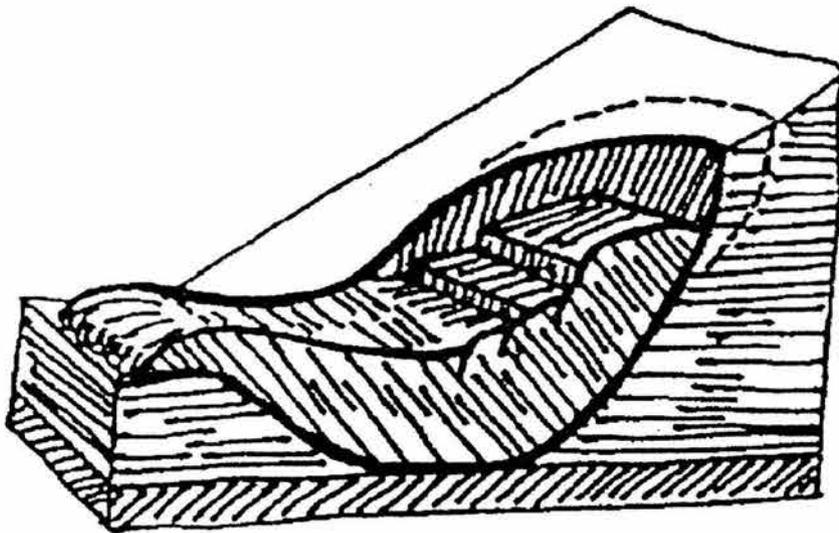


Figura 2.4.- Flujos de tierra (WWW.cepis.ops-oms.org).

II. TRASLACIONAL

Los más catastróficos de todos los movimientos de masa son los movimientos traslacionales de rocas (figura 2.5), deslizamientos rápidos y repentinos de rocas a lo largo de planos de debilidad. Son varios los factores que cooperan con la gravedad para producir el deslizamiento traslacional; pero posiblemente el más importante es la humedad del suelo, que contribuye a debilitar la resistencia a éste al movimiento (Lett y Judson 1997).

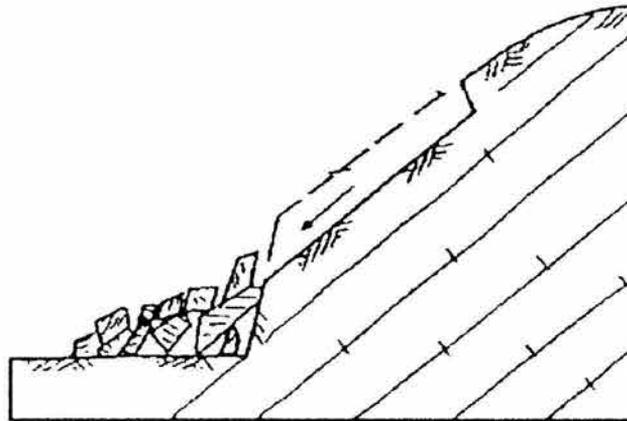


Figura 2.5.- Deslizamientos de roca (WWW.cepis.ops-oms.org).

D) EXPANSIÓN

Normalmente ocurren cuando pequeñas colinas tienden a moverse de forma casi horizontal, esto debido a la licuefacción o a las deformaciones plásticas de los materiales que los sostiene como se muestra en la figura 2.6 (Cruden-Varnes, 1994).

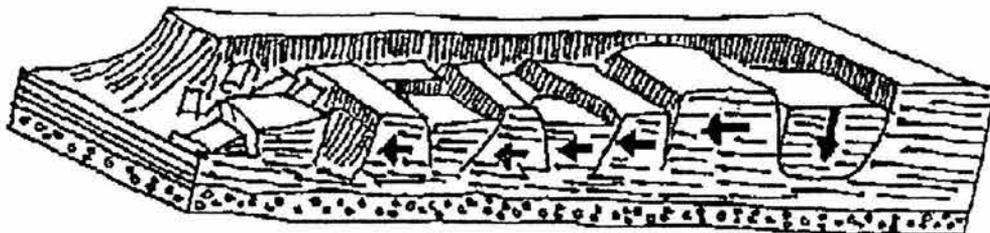


Figura 2.6.- Ilustración de un volcamiento, (WWW.cepis.ops-oms.org).

E) FLUJOS

I. DETRITOS

Son movimientos diferenciales extremadamente lentos y generalmente no acelerados, entre la unidad que permanece intacta (Cruden-Varnes, 1994). Los movimientos pueden:

- parece una distribución de las velocidades de los movimientos típicos de los fluidos viscosos
- venir a lo largo de la superficie de corte que aparentemente no están relacionados
- provocar plegamientos

II. LODO

Un flujo de lodo es una masa de roca, tierra y agua bien mezclada que fluye pendiente abajo en la ladera de un valle con la consistencia del concreto recién mezclado. En las áreas montañosas, desérticas y semiáridas los flujos de lodo gobiernan el transporte de grandes masas de material. Los flujos de lodo se originan en un pequeño cañón o quebrada de paredes abruptas donde las laderas y el suelo se hallan cubiertos por material inestable o sin consolidar. Una inundación repentina, provocada por la descarga de las nubes en terreno semiárido o por los deshielos de primavera en las regiones montañosas, inunda la tierra y las rocas de las laderas y las arrastra hacia el cauce de la corriente. Aquí los escombros obstruyen el canal hasta que la presión creciente del agua llega a ser suficientemente grande para abrirse paso. Entonces el agua y los escombros comienzan su recorrido valle abajo, mezclándose con un movimiento de rodamiento a lo largo del borde frontal del flujo. El avance de este es intermitente y a veces se retarda a causa de un estrechamiento del cauce, en otras ocasiones rompe hacia adelante empujando los obstáculos de los lados o llevándolos consigo. Eventualmente los flujos de lodo rebasan la boca del cañón y se desparraman sobre las suaves pendientes allí extendidas. Al no estar ya confinadas por las paredes del valle o del cauce, se expanden en una gran área, esparciendo una capa de lodo y cantos rodados que pueden tener desde unos cuantos centímetros, a varios metros de espesor. Las corrientes de lodo son capaces de mover grandes cantos y peñascos con un peso de 85 toneladas o más, por centenares de metros en pendientes de apenas 5 ° (Lett y Judson 1997).

F) COMBINADOS

El movimiento resulta de la combinación de dos o más de los cinco tipos de movimiento antes descritos. Muchos deslizamientos son combinados, pero generalmente un tipo de movimiento predomina temporalmente sobre los otros. (Arreygue Rocha, et al., 2000)

2.1.4.- ESCALA DE INTENSIDADES DEL MOVIMIENTO EN MASA

Cruden y Varnes (in Mora, 2002) proponen una clasificación para cualquier tipo de movimiento basándose en la velocidad. Básicamente es una escala de intensidad del fenómeno con fundamento en los daños que ocasiona. Dicha clasificación se muestra en la tabla 2.1.

CLASE	DESCRIPCIÓN	DAÑOS OBSERVADOS	VELOCIDAD	m/s
7	Extremadamente rápido	Catástrofe de excepcional violencia. Edificios destruidos por el impacto del material movido. Muchos muertos. Escape imposible.	>5 m/s	>5
6	Muy rápido	Pérdida de algunas vidas humanas. Velocidades muy elevada como para permitir la evacuación de las personas.	5 m/s	5
5	Rápido	Es posible la evacuación. Destrucción de las estructuras, inmuebles e instalaciones permanentes.	3 m/min	5×10^{-2}
4	Moderado	algunas estructuras temporales o poco dañadas pueden permanecer	1.8 m/h	5×10^{-4}
3	Lento	Es posible hacer trabajos de refuerzo o de restauración durante el movimiento. Las estructuras menos dañadas pueden permanecer pero haciéndoles periódicamente trabajos de refuerzo, claro está si el movimiento total no es demasiado grande durante una fase de aceleración.	13 m/mes	5×10^{-6}
2	Muy lento	no todas las estructuras permanentes se encuentran dañadas por el movimiento.	1.6 m/año	5×10^{-8}
1	Extremadamente lento	imperceptible sin instrumentos de monitoreo. Es posible la construcción de edificios pero con precaución.	16 mm/año	5×10^{-10}

Tabla 2.1.- Escala de intensidades del movimiento en masa basada en la velocidad y en el daño producido (Cruden y Varnes, 1994).

2.1.5.- MAGNITUD

Un alto acercamiento para la cuantificación del fenómeno o movimiento en masa se basa en estimar la dimensión de la masa movida en un evento de deslizamiento en masa. En la tabla 2.2 se presenta una cuantificación de la magnitud del movimiento en masa, basada en el volumen en movimiento (Canuti y Casagli, 1994).

MAGNITUD	DESCRIPCIÓN	EXTREMA (m3)
7	extremadamente grande	$>5 \times 10^6$
6	muy grande	$1 \times 10^6 - 1 \times 10^6$
5	medianamente grande	$2.5 \times 10^5 - 1 \times 10^6$
4	media	$5 \times 10^4 - 2.5 \times 10^5$
3	pequeña	$5 \times 10^3 - 5 \times 10^4$
2.5	muy pequeña	$5 \times 10^2 - 5 \times 10^3$
2	extremadamente pequeña	$< 5 \times 10^2$

Tabla 2.2.- Escala de intensidad del movimiento en masa, basada en el volumen de la masa en movimiento, (Canuti y Casagli, 1994).

2.2.- GEOMORFOLOGÍA

La geomorfología es la ciencia que estudia las formas del relieve, en tanto éstas son analizables como un producto de los agentes de la dinámica terrestre durante el tiempo geológico.

Su método es el histórico-natural y sus objetivos fundamentales consisten en establecer el sistema de relaciones o interrelaciones geométricas, genéticas y evolutivas que puedan plantearse entre los diferentes grupos de formas que articulan el relieve.

Los enfoques o niveles de aproximación analíticos, son muy variados: del conceptual, sobre los fundamentos y teorías, al experimental e instrumental para obtener datos; del global o grandes conjuntos del relieve, al particular en morfologías de detalle: desde descripciones fisonómicas, a la formulación de relaciones funcionales.

Por lo que respecta a la estructura para exponer los contenidos en tratados de Geomorfología, lo más común en las últimas décadas fue organizarlos bajo tres grandes apartados (Pedraza, 1996).

A) GEOMORFOLOGÍA CLIMÁTICA

Incluye tanto en análisis de los procesos, como las formas asociadas a una zona o región climática: razón por la cual muchos consideraban ambos campos separadamente, dejando los procesos en una Geomorfología Dinámica y las relaciones entre el clima y grupos de formas cuyo origen está ligado estrictamente al clima (Pedraza, 1996).

B) GEOMORFOLOGÍA ESTRUCTURAL

Abarca tanto las formas cuya génesis primaria se debe a la tectónica o el vulcanismo como aquellos procesos y formas cuya configuración final deriva de la interferencia entre estructura tectónica o litología con "agentes del modelado", razón por la cual también aquí llegó a separarse una Geomorfología Estructural de otra Litológica, apareciendo incluso una geomorfología Tectónica y otra Volcánica (Pedraza, 1996).

C) GEOMORFOLOGÍA HISTÓRICA

Siempre tuvo un significado poco claro, pues algunos autores la consideraron una "Historia de la Geomorfología", aunque la mayoría plantean en este contexto y bajo esa denominación los temas relativos a las asociaciones-sucesiones de formas, es decir, secuencias evolutivas y paleomorfología. Esta estructuración simplifica demasiado la heterogeneidad presente en los factores del relieve, y lo que es más problemático, mezcla factores dinámicos y estáticos, clima, tectónica, vulcanismo, sedimentación, corresponden al primer grupo; región o zona climática, estructura geológica, litología, etc. en tanto son producto de la dinámica, corresponden al segundo. Según Derbyshire (1981) toda forma del terreno es función del proceso y los materiales a través del tiempo. Por lo tanto, deben investigarse las simplificaciones según los factores del relieve, sean dinámicos o no, y establecer aquellas relaciones que proceda tanto a nivel configuracional como genético o evolutivo. Para poder responder las preguntas ¿Cómo es una formación?, ¿Qué la formó? y ¿Qué le depara? Se emplean las siguientes ramas de la geomorfología (Pedraza, 1996):

D) MORFOGRAFÍA

Aborda los aspectos geométricos, topológicos y fisiográficos del relieve.

E) MORFOGÉNESIS

Engloba un amplio conjunto de temas que en otras obras aparecen con denominaciones diversas, en general: Geomorfología Dinámica, Climática, Estructural o Litológica: sistemas o procesos morfogenéticos, sistemas de erosión, etc. Aquí se analizan aspectos genéticos del relieve según dos niveles: uno, los procesos exógenos y morfogenéticos unitarios, como meteorización, suelos, gravitacionales, periglaciares, glaciares, fluviales, eólicos y litorales; el otro los tipos de relieves que comprende clima, litología, estructural.

F) MORFOEVOLUCIÓN

Se dedica a analizar los problemas que plantea el establecimiento de secuencias o sucesiones morfológicas a lo largo del tiempo.

La morfología puede indicar como es una formación, que la formo y que será de dicha formación. Pero para cumplir con los objetivos el estudio basta con la Morfografía para describir los aspectos del relieve que atañen al estudio. Por otro lado los demás procesos involucran excesivos periodos de tiempo que salen de contexto.

2.2.1.- TOPOGRAFÍA

Generalmente la calidad de la pendiente de una masa de suelo influye sobre la ocurrencia de un deslizamiento del terreno, siendo esta uno de los factores más evidentes al momento de analizar un deslizamiento; sin embargo, no solo las pendientes pronunciadas pueden llegar a desarrollar algún tipo de inestabilidad debido a que estos fenómenos también ocurren sobre pendientes suaves.

El levantamiento topográfico del movimiento es de vital importancia debido a que con este tipo de estudio podemos ver realmente la configuración del terreno y evaluarlo, además de que asienta un antecedente del comportamiento de cualquier irregularidad de la superficie que se esté analizando.

Los mapas topográficos representan una excelente fuente de información para la detección de movimientos y, algunas veces, se puede identificar en ellos grandes áreas de movimiento. En los mapas topográficos, la escala y el intervalo de las curvas de nivel facilitan la identificación de este tipo de eventos. Esta identificación se puede llevar a cabo mediante:

- A) Características topográficas evidentes, por ejemplo, pendientes empinadas (curvas de nivel con poco espaciamiento) en el escarpe de un deslizamiento, topografía con pequeñas elevaciones o montículos dentro de la masa en movimiento (curvas de nivel que siguen un patrón irregular y no simétrico con depresiones poco profundas), presencia de masa separada y características de flujo en la parte baja.
- B) Curvas de nivel onduladas, vías locales dañadas con niveles desiguales y otros lineamientos superficiales tales como líneas de transmisión o cercas.
- C) Movimientos menores o irregularidades en zonas de pendientes empinadas, acantilados, bancos, áreas de concentración de drenaje, etc.

La identificación de este tipo de fenómenos en mapas topográficos se verá ayudada por la escala y el intervalo de las curvas de nivel en el mapa.

2.3.- RECONOCIMIENTO PRELIMINAR

El reconocimiento preliminar es sumamente importante en cualquier trabajo. En este caso el reconocimiento de campo tiene como objeto determinar los materiales que están involucrados en el movimiento en masa, y observar, lo que esta pasando en dicho fenómeno, además podemos conocer la magnitud del problema así como determinar las partes que presentan movimiento, también nos proporciona la ubicación de la zona en estudio así como sus caminos de acceso y algo muy importante, observar si la zona presenta grietas de tensión, escarpes secundarios, trincheras, ya que esto indica la actividad del escarpe. Dichas observaciones son sumamente importantes ya que a partir de ellas se elaborará la metodología que más convenga al estudio.

2.3.1.- GEOGRAFÍA

El objeto de la geografía es la explicación y descripción de la superficie terrestre, la distribución espacial y las relaciones recíprocas de los fenómenos físicos. Para poder llevar a cabo dicha descripción de la superficie del estudio, se recurre a la topografía. Por medio de la topografía podemos describir y delinear detalladamente la superficie del terreno que nos interesa. El objetivo será producir un plano donde se representen accidentes naturales o artificiales de todo el terreno. Gracias a esto se obtendrán también datos que nos permitan determinar el coeficiente de seguridad como lo son las pendientes del terreno y las dimensiones del mismo.

La localización es de suma importancia ya que al conocer el sitio exacto donde se desarrolla el movimiento en masa, y conocer el entorno geográfico se puede tener una noción de los materiales que se encuentran en el área con la ayuda de una carta geológica de la zona en estudio donde se localice el movimiento en masa.

2.3.2.- GEOLOGÍA

La geología ocupa un espacio muy importante en este estudio, ya que permite determinar la naturaleza de los estratos localizados en la zona de estudio, así como tener una noción de las alteraciones de los materiales. De igual forma podemos determinar la naturaleza de los materiales involucrados en el fenómeno y tener una noción de su posible comportamiento.

2.3.3.- CLIMA

El conocimiento del clima local es de suma importancia para un estudio de mecánica de suelos, ya que las propiedades del suelo se ven afectadas por factores climáticos como la precipitación. Por otro lado una avenida importante en combinación con una gran permeabilidad ocasiona el aumento de la densidad del suelo. Otro ejemplo son los cambios drásticos de temperaturas como ocurre en los desiertos que contribuyen a la degradación de los materiales.

2.4.- GEOTENIA

El objetivo de la geotecnia es conocer los materiales que intervienen en movimiento en masa para poder así prever su comportamiento e implementar medidas que protejan tanto a las personas como a la infraestructura.

2.4.1.- GEOFÍSICA

La finalidad principal del planteamiento y realización del estudio geofísico es conocer y determinar las características geológicas del subsuelo a una profundidad variable (20 a 100 metros). El objeto principal es definir la estratigrafía incluyendo sus espesores y profundidades, para ser tomadas en cuenta en la obtención del coeficiente de seguridad y con esto poder prever posibles riesgos y afectaciones que se podrían tener.

Existen varios Métodos de exploración Geoeléctrica que se basan en el estudio de la circulación de la corriente eléctrica en el subsuelo. Básicamente todos los métodos tienen su fundamento en la diferencia de espacio tiempo de uno o varios campos de fuerza.

La siguiente lista contiene los Métodos Geofísicos más comunes:

- Sísmicos
- Magnetométrico
- Gravimétrico
- Radiométrico
- Eléctrico

En la ingeniería Civil los Métodos Sísmicos y Eléctricos son los más utilizados porque son los que proporcionan información más detallada.

A) MÉTODO SÍSMICO

Este Método consiste en la detonación de una carga de dinamita o el golpe de un martillo. Estas perturbaciones originan ondas elásticas longitudinales y transversales que se registran en pequeños detectores conocidos como geófonos. En la figura 2.7 se ilustra como funciona dicho método.

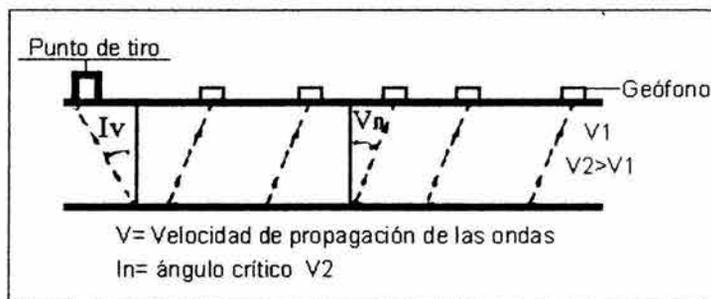


Figura 2.7.- Representación del Método Sísmico.

La medición de los intervalos de tiempo que transcurren desde que se genera el impulso hasta su recepción en los geófonos colocados a diferentes distancias y que a su vez lo envíen al oscilógrafo o aparato registrador permite construir una gráfica de tiempo distancia conocida como dromocrónica que determinan la velocidad de propagación de las ondas en el terreno (figura 2.8).

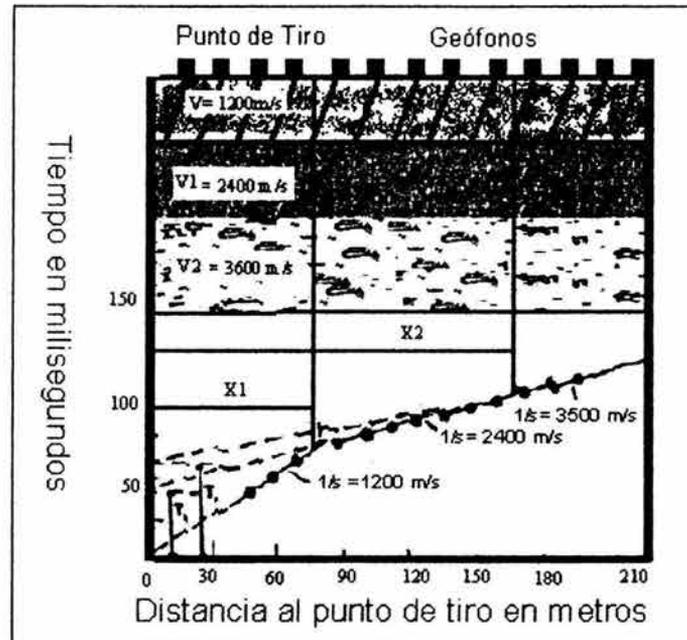


Figura 2.8.- Dromocrónica en el caso de tres velocidades V_0 , V_1 y V_2 .

Las principales aplicaciones de este método son:

- La determinación de la profundidad del basamento
- Método auxiliar en la identificación de estructuras
- La determinación de los espesores del subsuelo
- La estratigrafía en el subsuelo

Para realizar una interpretación más segura se requiere:

- Tener roca estratificada
- Sus echados deben variar cuando más de 0° a 35°
- Que las velocidades se vayan incrementando con una profundidad debido a que en ocasiones se encuentran capas de altas velocidades en la superficie

B) MÉTODOS ELÉCTRICOS

Las medidas de resistividad eléctrica del subsuelo son habituales en las prospecciones geofísicas. Su finalidad es detectar y localizar cuerpos y estructuras geológicas basándose en su contraste resistivo. El método consiste en la inyección de corriente continua o de baja frecuencia en el terreno mediante un par

de electrodos y la determinación, mediante otro par de electrodos, de la diferencia de potencial. La magnitud de esta medida depende, entre otras variables, de la distribución de resistividades de las estructuras del subsuelo, de las distancias entre los electrodos y de la corriente inyectada. En general la resistividad depende principalmente de la cantidad y salinidad del agua contenida en el subsuelo y en menor grado, de la composición mineralógica de los suelos y de las rocas. Dentro de los métodos eléctricos están:

- B1) Método de la Resistividad
- B2) Método de la Caída de Potencial

B1) MÉTODO DE LA RESISTIVIDAD

Consiste en hacer pasar una corriente eléctrica a través del terreno por medio de dos electrodos y se mide la resistencia que opone el suelo a dicha corriente eléctrica por medio de otro par de electrodos situados entre los anteriores y debidamente alineados como se muestra en la figura 2.9.

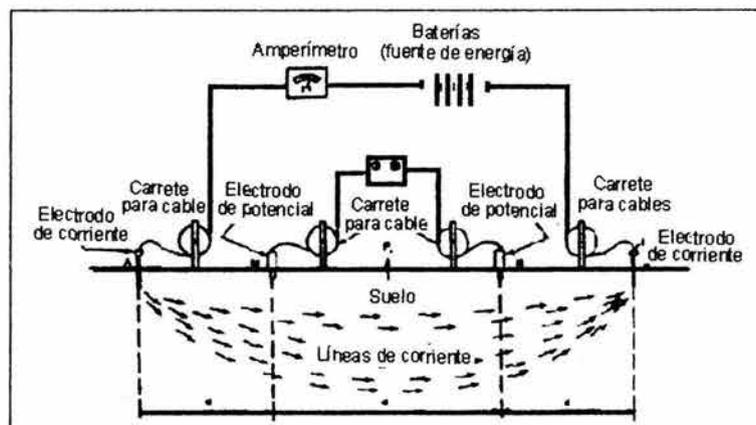


Figura 2.9.- Método de la resistividad.

Para realizar los estudios de Prospección Geolétrica se emplean principalmente dos arreglos electródicos:

- I. Arreglo de Wenner
- II. Arreglo de Schlumberger

Entre las principales aplicaciones del método de la resistividad encontramos tenemos:

- Determinación del espesor y profundidad de materiales; en zonas permeables o impermeable
- Localización de niveles de agua, existencia y profundidad del agua subterránea
- Salinidad de las aguas
- Localización de posibles zonas cársticas (cavernas)
- Determinación en la zona del litoral del contacto del agua dulce con el agua salada
- Estudio de secuencia de estratos y una estimación de la profundidad y espesor de dichos estratos
- Cuantificación de bancos de material
- Determinación de algunas propiedades índices de los suelos sobre todo arenas, como el caso de la relación de vacíos (Ruiz González, 1999)

I. ARREGLO DE WENNER

Este dispositivo consiste en hacer una serie de mediciones con arreglo de 4 electrodos A, M, N y B. Se colocan en la superficie del terreno Colinealmente de tal manera que la distancia interelectrónica sea igual, es decir $AM=NB$ como se muestra en la figura 2.10.

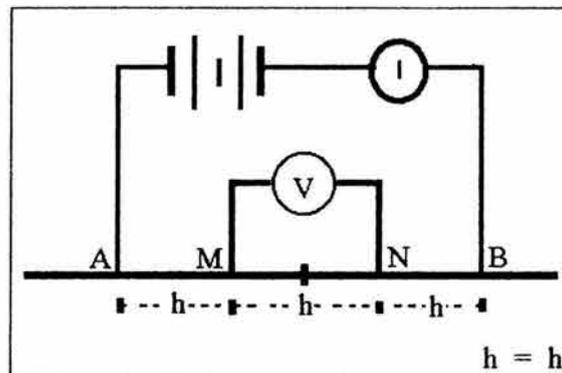


Figura 2.10.- Arreglo de Wenner.

II. ARREGLO DE SCHLUMBERGER

Consiste en hacer una serie de mediciones con arreglo de 4 electrodos A, M, N B. Donde los electrodos M y N permanecen fijos simétricamente colocados respecto al centro del sondeo y se van efectuando lecturas de la diferencia de potencias "V" y de la corriente "I", para una separación de electrodos AB sucesivamente. A medida que se aumenta la distancia AB, el valor "V" disminuye y cuando se hace demasiado pequeño se cambia la distancia MN

por otra mayor. Esta operación se denomina empalme, y ha de realizarse de modo que las últimas lecturas con el MN pequeño, se repitan con el nuevo MN y las mismas AB como lo muestra la figura 2.11.

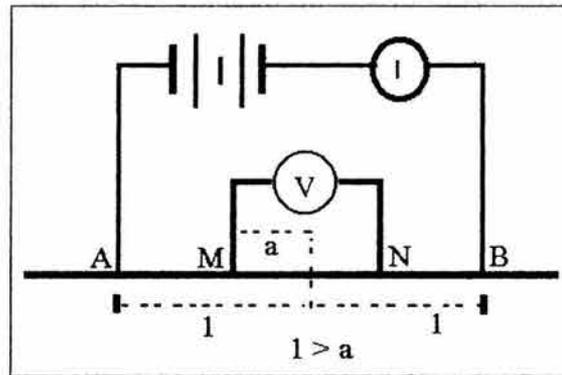


Figura 2.11.- Dispositivo Schlumberger.

- VENTAJAS Y DESVENTAJAS QUE PRESENTAN LOS ARREGLOS DE WENNER Y SCHLUMBERGER

Entre las ventajas que presenta el arreglo de Wenner se tiene que puede ser menos sensitivo ante inhomogeneidades laterales además el trabajo de campo se efectúa con mayor rapidez.

Mientras que el arreglo de Schlumberger es de uso más frecuente para la ejecución de los Sondeos Eléctricos Verticales (SEV), a comparación del dispositivo de Wenner. Los SEV son una variante de los métodos eléctricos y encuentran su principal aplicación en regiones cuya estructura geológica puede considerarse formada por estratos horizontales. La finalidad del SEV es la determinación de las profundidades de las capas del subsuelo y las resistividades o conductividades eléctricas de las mismas, mediante mediciones efectuadas en la superficie, utilizando una separación entre electrodos variable (Arellano, 1980). Además de que este método presenta mejor calidad en las curvas de campo y ventajas económicas.

- RESISTIVIDAD ELÉCTRICA DE ROCAS Y SUELOS.

La resistividad de las rocas y del suelo varía dentro de un rango amplio, ya que la mayoría de los minerales que los forman son prácticamente aislantes. La conductividad de estos y el contenido de fluidos determinan la Resistividad de las rocas y suelos. Los límites de variación más usuales para la resistividad de las rocas y los suelos más comunes se presentan en la tabla 2.3.

MATERIAL	Rango de Resistividad en OHM-METRO	
Metales	1E-08	a 1E-07
Pirrotita	1E-05	a 0.001
Calcopirita	1E-04	a 0.01
Margas	1	a 100
Anhidrita Sol Gema	10000	a 1E+06
Cinabrio	2E+06	a 2E+07
Feldespatos	1E+12	a 1E+13
Galena	0.001	a 100
Grafito	1E-04	a 0.1
Arcillas	1	a 100
Calizas y Areniscas	100	a 10000
Blenda	1E+06	a 1E+07
Azufre	1E+12	a 1E+15
Grafito	1E-04	a 0.1
Limos	10	a 100
Cuarzo	1E+13	a 1E+15
Arenas Pirita y Magnetita	0.001	a 10
Pizarras grafitosas	0.1	a 10
Gravas	100	a 10000
Rocas Hipogénicas y Metamórficas	100	a 1E+05
Agua de Mar	0.1	a 1
Agua Dulce	1	a 100
Micas	1E+14	a 1E+15

Tabla 2.3.- Valores de resistividad para diversos tipos de suelos y materiales (Orellana, 1972).

- Los factores que pueden llegar a afectar la prueba de resistividad son los que se muestran a continuación:
 - La temperatura y la presión
 - El grado de saturación de los poros
 - El factor geométrico de dichos poros
 - La salinidad (Arellano, 1980)

B2) MÉTODO DE CAÍDAS DE POTENCIAL

En este método las mediciones de campo eléctrico se hacen a lo largo de una línea A-D normal a la línea primaria A-B mediante tres electrodos de potencial B, C, D, como se muestra en la figura 2.12.

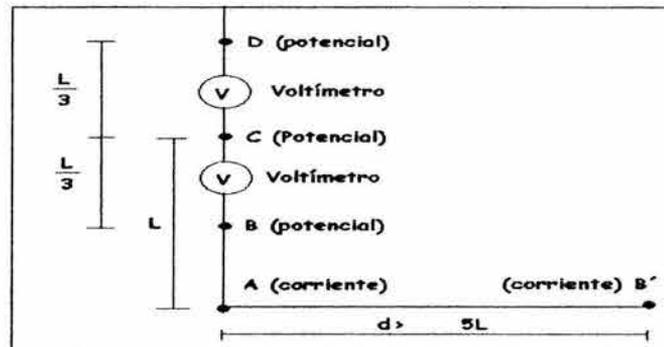


Figura 2.12.- Método de la caída de potencial.

Este método permite tener mayor detalle que con el de Resistividad, pero generalmente se aplica para el estudio de estructuras verticales y de espesor reducido como fallas, diques, entre otros (Ruiz González, 1999).

2.4.2.- MECÁNICA DE SUELOS

La Mecánica de suelos es de suma importancia en este tipo de estudios. Ya que proporcionan datos necesarios para la interpretación del comportamiento del suelo. Es importante conocer el tipo de material existente tiene en la zona de estudio para poder llegar a cualquier tipo de conclusiones. Entre las pruebas que se realizan para caracterizar los materiales tenemos:

- A) TRABAJO DE CAMPO (OBTENCIÓN DE MUESTRAS)
- B) CONTENIDO DE AGUA
- C) RELACIONES VOLUMÉTRICAS Y GRAVIMÉTRICAS
- D) GRANULOMETRÍA
- E) LÍMITES DE ATTERBERG
- F) CLASIFICACIÓN SEGÚN S.U.C.S.
- G) CONTRACCIONES VOLUMÉTRICAS Y LINEALES
- H) DENSIDADES
- I) COMPRESIÓN SIMPLE
- J) COMPRESIÓN TRIAXIAL
- K) CONSOLIDACIÓN

Estas pruebas proporcionan características específicas del suelo como lo son el Ángulo de Fricción Interna, la cohesión de los materiales, y el Peso Específico del Material. La descripción de éstas pruebas se muestra a continuación:

A) TRABAJO DE CAMPO

Las investigaciones de campo deben guiarse por los requerimientos y condiciones específicas del sitio y por los principales objetivos de las investigaciones. Uno de los propósitos primarios de las investigaciones de campo es obtener muestras para su clasificación.

Es preciso contar con muestras representativas de un suelo si la finalidad es determinar las propiedades de éste. Las diferentes pruebas de laboratorio que se pretenden realizar marcan el tipo de muestra que se debe obtener. Las muestras representativas de un material se dividen en dos tipos:

- Muestras alteradas
- Muestras inalteradas

- MUESTRAS ALTERADAS

Tienen la finalidad de determinar las propiedades físicas y mecánicas en el laboratorio, y así poder clasificar y conocer los materiales que constituyen los diferentes estratos del suelo.

- MUESTRAS INALTERADAS

Son aquellas muestras que conservan hasta donde es posible, todas las propiedades que originalmente poseían "in situ" (Textura y estructura).

B) CONTENIDO DE AGUA

La determinación de contenido de agua es una prueba rutinaria de laboratorio para determinar la cantidad de agua presente en una cantidad dada de suelo en términos de su peso en seco. Como una definición se tiene que:

$$W = \frac{W_w}{W_s} \times 100$$

donde:

W= contenido de agua en %

Ww= peso del agua contenida en la muestra

Ws= peso de los sólidos contenidos en la muestra

También se puede expresar de la siguiente forma:

$$w = \frac{P.H. - P.S.}{P.S.}$$

Donde:

W = % de humedad

P.H. = peso húmedo

P.S. = peso seco

C) RELACIONES VOLUMÉTRICAS Y GRAVIMÉTRICAS

El suelo constituye un sistema compuesto de partículas aisladas, que en conjunto proporcionan las características físicas de este importante material. Se denominan fases a sus tres componentes como lo muestra la figura 2.13 (Juárez-Rico, 1978):

- 1.Fase Sólida
- 2.Fase Líquida
- 3.Fase Gaseosa

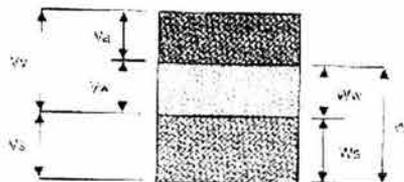


Figura 2.13.- Componentes del suelo, la parte superior muestra la fase gaseosa, la central la líquida y la inferior la gaseosa, (www.gtz.de).

Las relaciones volumétricas son:

Va: Volumen del aire

Vw: Volumen del agua

Vv: Volumen de vacíos

Vs: Volumen sólido

W_w : Peso del agua
 W_s : Peso sólido
 W_t : Peso total
 W_a : peso del aire
 W_m : peso de la muestra total

Donde:

$$W_w = W_m - W_s$$

$$W_w = V_w$$

$$V_m = \frac{W_m}{\gamma_m}$$

$$V_s = \frac{W_s}{S_s}$$

$$V_a = V_m - (V_w + V_s)$$

$$V_v = V_a + v_w$$

y las relaciones gravimétricas son:

e = Relación de vacíos.

n = porosidad en %

G_w = Grado de saturación en %

G_a = Grado de saturación del aire en %

S_s = Densidad de los sólidos

Donde:

$$e = \frac{V_v}{V_s} \rightarrow 0 < e < \infty$$

$$n = \frac{V_v}{V_m} \times 100 \rightarrow 0 < n < 100$$

$$G_w = \frac{V_w}{V_v} \times 100$$

$$G_a = G_w - 100$$

Dadas las marcadas diferencias entre cada una de las fases, es importante distinguir las relaciones volumétricas y de peso que se presentan en una muestra de suelo. Esta diferenciación se lleva a cabo mediante parámetros tales como densidad, porosidad, relación de vacíos, gravedad específica y grado de saturación, entre otros. La densidad es una característica de mucha utilidad en el

campo de carreteras y caminos, al ser un indicador de la calidad de la estructura del pavimento. La densidad se define como (Juárez-Rico, 1978):

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V}$$

El contenido de agua (w) de una muestra es sumamente importante para futuros cálculos y procedimientos como la elaboración de una Muestra Remoldeada de suelo, el Contenido de Agua se expresa en porcentaje (Juárez-Rico, 1978):

$$W = \frac{W_w}{W_s}$$

Así como la Relación de Vacíos (e), también en porcentaje:

$$e = \frac{V_v}{V_s}$$

Donde:

W_s = Peso de los sólidos

W_w = Peso del agua

V_v = Volumen vacíos

V_s = Volumen sólido

V = Volumen total

D) GRANULOMETRÍA

La granulometría es el estudio de los tamaños y cantidades de las partículas que integran cada uno de los grupos de tamaños. Los suelos bien graduados tienen una cantidad mínima de espacios vacíos ya que las partículas más finas tienden a encajar entre las partículas gruesas. Los suelos de graduación pobre son aquellos con una mayoría de partículas de un mismo tamaño. También se les llama suelos uniformes. En el análisis granulométrico, se estudia la porción en peso de las partículas retenidas en una serie de tamices con diferente tamaño de aberturas de malla. A las porciones retenidas se les asigna un porcentaje en peso, que se obtiene de comparar lo retenido en cada tamiz contra el peso total de la muestra. Las porciones retenidas en cada malla son ordenadas y anotadas, con el porcentaje correspondiente. Si el suelo se distribuye en forma abundante en un tamiz o hay tamices vacíos entre el ordenamiento del mayor al menor, el suelo se considera de pobre graduación.

El conocimiento de la composición granulométrica de un suelo grueso sirve para discernir sobre la influencia que puede tener en la densidad el material

compactado. Para el conocimiento de la composición granulométrica de un determinado suelo existen diferentes procedimientos.

Para clasificar por tamaños las partículas gruesas el procedimiento más utilizado es el tamizado. Sin embargo, al aumentar la finura de los granos el tamizado se hace cada vez más difícil, teniendo entonces que recurrir a procedimientos por sedimentación. Conocida la composición granulométrica del material, se le representa gráficamente para formar la llamada curva granulométrica del mismo.

Con los datos obtenidos se realiza una gráfica en escala Semi-Logarítmica teniendo en el eje de las abscisas las aberturas de las mallas en milímetros y en el eje de las ordenadas los porcentajes que pasan cada una de las mallas. Con dicha gráfica se pueden definir el coeficiente de curvatura y el coeficiente de uniformidad. Coeficientes que nos indican si el material es bien graduado o mal graduado.

El coeficiente de curvatura (C_c) nos indica si existe un vacío de graduación mientras que el coeficiente de uniformidad (C_u) nos indica la variación del tamaño de los granos presentes en la muestra. A continuación se presentan las fórmulas para obtener dichos coeficientes (Juárez-Rico, 1978).

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

Donde:

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

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

D_{30} : se define análogamente que los D_{10} y D_{60} .

E) LÍMITES DE ATTERBERG

- PLASTICIDAD

La Plasticidad es la propiedad que presentan los suelos de poder deformarse, hasta cierto límite sin romperse. Se han desarrollado diversos criterios para medir la plasticidad de las arcillas pero para este estudio se empleo solo el desarrollado por Atterberg. Quien hizo ver que la plasticidad no es una propiedad permanente de las arcillas, sino circunstancial y dependiente de su contenido de agua. Una

arcilla muy seca puede tener una consistencia similar a la del barro cocido con una plasticidad nula. Sin embargo esa misma arcilla con un gran contenido de agua puede presentar las propiedades de un lodo semilíquido o inclusive la de una suspensión líquida. Según su contenido de agua en orden decreciente, un suelo susceptible de ser plástico puede estar en cualquiera de los siguientes estados de consistencia, definidos por Atterberg (Juárez-Rico, 1978).

- 1) Estado líquido, con las propiedades y apariencia de una suspensión.
- 2) Estado semilíquido, con las propiedades de un fluido viscoso
- 3) Estado plástico, en que el suelo se comporta plásticamente.
- 4) Estado semisólido, en el que el suelo tiene la apariencia de un sólido, pero aún disminuye de volumen al estar sujeto a secado.
- 5) Estado sólido, en que el volumen del suelo no varía con el secado.

Es por eso que para conocer la Plasticidad de un suelo se hace uso de los límites de Atterberg que son:

- Límite Líquido (L.L.)
- Límite Plástico (L.P.)
- Límite de Contracción (L.C.)

Mediante ellos se puede dar una idea del tipo de suelo en estudio. Todos los Límites de Consistencia se determinan empleando suelo que pase por la malla número 40. La diferencia entre los diferentes valores da el llamado Índice Plástico (I.P) del suelo.

Es importante mencionar que para la obtención de todos los límites se hace pasar primero el suelo por la malla número 40.

- **LÍMITE LÍQUIDO**

El Límite Líquido se define como el contenido de humedad expresado en por ciento con respecto al peso seco de la muestra, con el cual el suelo cambia del estado líquido al plástico. De acuerdo con esta definición, los suelos plásticos tienen en el límite líquido una resistencia muy pequeña al esfuerzo de corto, pero definida, y según Atterberg es de 25 g/cm^2 , la cohesión de un suelo en el límite líquido es prácticamente nula (Juárez-Rico, 1978).

- LÍMITE PLÁSTICO

El límite plástico (L.P.) se define como el contenido de humedad, expresado en por ciento con respecto al peso seco de la muestra secada al horno, para el cual los suelos cohesivos pasan de un estado semisólido a un estado plástico, para determinar el límite plástico generalmente se hace uso del material que mezclado con agua, ha sobrado de la prueba del límite líquido y al cual se le evapora humedad por mezclado hasta tener una mezcla plástica que sea fácilmente moldeable. Para lo cual se utiliza la fórmula (Juárez-Rico, 1978):

$$L.P. = \frac{(P.H. - P.S.)}{P.S.} \times 100 = \frac{P_w}{P_s} \times 100$$

Donde:

L.P. = humedad correspondiente al límite plástico en %

Ph = peso de los trocitos de filamentos húmedos en gramos

Ps = peso de los trocitos de filamentos secos en gramos

Pw = peso del agua contenida en los filamentos pesados en gramos

El límite plástico es muy afectado por el contenido orgánico del suelo, ya que eleva su valor sin aumentar simultáneamente el límite líquido. Por tal razón los suelos con contenido orgánico tienen bajo índice plástico y límites líquidos altos.

- ÍNDICE DE LIQUIDEZ

Este concepto nos da una idea de la historia de los esfuerzos a los cuales ha estado sometido el suelo. Si el valor del Índice de Liquidez es cercano a cero, se considera que el suelo está preconsolidado, y por el contrario si está cercano a 1, entonces, se considera como normalmente consolidado. La expresión que define el Índice de Liquidez es la siguiente.

$$I.L. = \frac{W - LP}{IP}$$

- CONSISTENCIA RELATIVA

Si se conoce el contenido natural de agua del suelo, como en este caso, se puede calcular su consistencia relativa (Cr) por medio de la siguiente fórmula.

$$CR = \frac{LL - W_{\text{natural}}}{Ip}$$

En general, el esfuerzo de corte de un suelo crece a medida que la consistencia relativa varía de 0 a 1.

- Un valor de Cr de 0.0 a 0.25, indica que el suelo es muy suave
- Un valor de Cr de 0.25 a 0.5 indica que el suelo es suave
- Un valor de Cr de 0.75 a 1.0 indica que el suelo es de consistencia rígida

F) CLASIFICACIÓN SEGÚN S.U.C.S.

El Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (S.U.C.S.) divide a los suelos en dos grandes fracciones, la gruesa formada por partículas mayores que la malla No. 200 (0.074 mm) y menores que la malla 3" (7.62 cm) y la fina formada por las partículas que pasan la malla No. 200.

La fracción gruesa se subdivide en gravas y arenas, teniendo como frontera la malla No. 4 (4.76 mm). Subdivisiones subsecuentes de esta fracción toman en cuenta el contenido y naturaleza de los finos, así como características de graduación (Juárez-Rico, 1978).

- SUELOS GRUESOS

El símbolo de cada grupo está formado por dos letras mayúsculas que son las iniciales de los nombres ingleses de los suelos más típicos de ese grupo. El significado se especifica a continuación:

- Gravas y suelos en que predominen éstas, símbolo genérico G (gravel)
- Arenas y suelos arenosos, Símbolo genérico S (sand)

Las gravas y las arenas se separan con la Malla No. 4, de manera que un suelo pertenece al grupo genérico G, si más del 50 % de su fracción gruesa retenida en la malla 200) no pasa la malla No. 4, y es el grupo genérico S, en caso contrario, las arenas y las gravas se subdividen en cuatro tipos (Juárez-Rico, 1978):

- Material prácticamente limpio de finos, bien graduado. Símbolo w (well graded). En combinación con los símbolos genéricos, da lugar a los grupos GW y SW.
- Material prácticamente limpio de finos, mal graduado. Símbolo p (poorly graded). En combinación con los símbolos genéricos, da lugar a los grupos GP y SP.
- Material con cantidad apreciable de finos no plásticos. Símbolo m (del sueco mo y mjala). En combinación con los símbolos genéricos, da lugar a los grupos GM y SM.
- Material con cantidad apreciable de finos plásticos, Símbolo C (Clay). En combinación con los símbolos genéricos, da lugar a los grupos GC y SC.

- SUELOS FINOS

También en este caso el sistema considera a los suelos agrupados, formándose el símbolo de cada grupo por dos letras mayúsculas, elegida con un criterio similar al usado para los suelos gruesos, y dando lugar a las siguientes divisiones (Juárez-Rico, 1978):

- Limos inorgánicos, de símbolo genérico M (del sueco mo y mjala)
- Arcillas inorgánicas, de símbolo genérico C (clay)
- Limos y arcillas orgánicas, de símbolo genérico O (organic)

Cada uno de estos tres tipos de suelo se subdividen, según su límite líquido, en dos grupos. Si éste es menor de 50 %, es decir, si son suelos de compresibilidad baja o media, se añade al símbolo genérico la letra L (low compresibility) , teniéndose así los grupos MH, CH y OH (Juárez-Rico, 1978).

G) CONTRACCIONES VOLUMÉTRICAS Y LINEALES

- LÍMITE DE CONTRACCIÓN

El límite de Contracción (L.C.) de un suelo se define como el por ciento de humedad con respecto al peso seco de la muestra, con el cual una reducción de

agua no ocasiona ya disminución en el volumen del suelo, la diferencia entre el límite plástico y el límite de contracción se llama Índice de Contracción (I.C.) y señala el rango de humedad para el cual el suelo tiene una consistencia semisólida (Juárez-Rico, 1978).

El límite de contracción se calcula con la fórmula:

$$LC = 100 \frac{A}{W_s} = 100 \frac{W_1 - W_s - (V_1 - V_2)\gamma_m}{W_s}$$

Donde:

γ_m = Peso específico del agua

V1 = Volumen de la muestra húmeda igual al volumen de la cápsula

V2 = Volumen de la muestra seca

Ws = Peso de la muestra seca

W1 = Peso de la muestra húmeda

- CONTRACCIÓN LINEAL

La Contracción Lineal (C.L.) se define como el por ciento de contracción con respecto a la dimensión original que sufre una barra de suelo de 2 cm x 2 cm x 10 cm al secarse en un horno a 100 ° C desde una humedad equivalente a la humedad del límite líquido hasta el límite de contracción (Juárez-Rico, 1978).

La Contracción Lineal puede estimarse empleando la siguiente fórmula:

$$C.L. = \frac{(L_1 - L_2)}{L_2}$$

H) DENSIDAD DE SÓLIDOS

La densidad de sólidos (Ss) se define como la relación entre el peso de los sólidos y el peso del volumen del agua que desalojan.

- CÁLCULO PARA GRAVAS Y PIEDRAS (CNA, 1990)

$$S_s = \frac{PS}{VD}$$

$$Abs = \frac{Psaturada - PS}{PS}$$

Donde:

PS= peso seco de las gravas o piedras.

VD= volumen desalojado.

Ss= densidad de las gravas o piedras.

Abs = % de absorción.

P saturada = Peso de la grava saturada.

PS = Peso de la grava seca.

- PARA SUELOS ARCILLOSOS (CNA, 1990)

$$Ps = \frac{Ws}{Ws + W_{mw} - W_{mws}}$$

Donde:

Ss= Densidad de los Sólidos

Ws = Peso seco de la muestra de suelo

W_{mws} = peso del matraz de suelo y agua

W_{mw} = Peso del matraz con agua a una T ° C, de la curva de calibración

I) COMPRESIÓN SIMPLE

La resistencia a la compresión de un suelo refleja la capacidad que tiene el mismo de sufrir fallas en su estructura y de disminuir la cantidad de espacios vacíos que contiene. Como consecuencia, el suelo aumenta su densidad. Si se aplica una fuerza normal, perpendicular a la superficie y se retira después de algún tiempo, se observará una disminución de volumen y un ligero proceso de recuperación de la forma original, dado que la estructura no ha fallado totalmente.

Cuando se introdujo por primera vez el método de ensayar muestras de suelo cohesivo recuperadas con tubos, el método de compresión simple fue aceptado

ampliamente como un medio para determinar rápidamente la resistencia al corte de un suelo. Utilizando la construcción del círculo de Mohr, es evidente que la resistencia al corte o cohesión (símbolo c) de una muestra de suelo puede ser calculada aproximadamente como:

$$C = \frac{q_u}{2}$$

Donde q_u se utiliza siempre como el símbolo para representar la resistencia a la compresión no confinada del suelo. Este cálculo se basa en el hecho que el esfuerzo principal menor σ_3 es cero (atmosférico) y que el ángulo de fricción interna ϕ del suelo se supone cero. Esta condición $\phi = 0$ es la misma obtenida en la prueba no consolidada, no drenada del experimento sobre un suelo saturado, también se le llama a menudo prueba no drenada. El ensayo de compresión no confinada generalmente no proporciona un valor bastante confiable de la resistencia al corte del suelo principalmente por las siguientes tres razones:

- 1) El efecto de la restricción lateral provista por la masa de suelo sobre la muestra se pierde cuando la muestra es removida del terreno.
- 2) La condición interna del suelo (grado de saturación, presión del agua de los poros bajo esfuerzos de deformación, y efectos de alteración del grado de saturación) no pueden controlarse.
- 3) La fricción en los extremos de la muestra producidos por las placas de carga origina una restricción lateral sobre los extremos que altera los esfuerzos internos en una cantidad desconocida.

Las muestras de suelos se prueban hasta que la carga en la muestra comience a decrecer o hasta que por lo menos se haya desarrollado una deformación unitaria del 20 %.

La curva esfuerzo-deformación unitaria se dibuja para obtener un valor "promedio" de q_u mayor para tomar simplemente el valor máximo de esfuerzo de la hoja del formato de cálculo. La deformación unitaria ϵ se calcula en la mecánica de materiales como:

$$\epsilon = \frac{\Delta L}{L_0}$$

Donde:

ΔL = deformación total de la muestra (axial) en mm

L_0 = longitud original de la muestra en mm

El esfuerzo instantáneo σ del ensayo sobre la muestra se calcula como:

$$\sigma = \frac{P}{A} \quad (\text{kPa})$$

Donde:

P= carga sobre la muestra en cualquier instante para el correspondiente valor de ΔL , en kN

A = área corregida de la sección transversal de la muestra para la carga correspondiente P, en m^2

Para tener el área corregida de la muestra durante el proceso se sigue el siguiente procedimiento:

- 1) se calcula el volumen inicial.

$$V_t = A_o L_o$$

- 2) se tiene la siguiente fórmula para el volumen después de algún cambio ΔL en la longitud de la muestra.

$$V_t = A(L_o - \Delta o)$$

- 3) Se igualan las ecuaciones y se obtiene la ecuación final.

$$A = \frac{A_o}{1 - \epsilon}$$

J) COMPRESIÓN TRIAXIAL

Es la prueba más común y versátil utilizada para determinar las propiedades esfuerzo deformación del suelo. Una muestra cilíndrica de suelo se somete en primer lugar a una presión de confinamiento en todas sus caras. A continuación se incrementa el esfuerzo axial hasta que se rompe la muestra. Como no existen esfuerzos tangenciales sobre las caras de la muestra cilíndrica, el esfuerzo axial y la presión de confinamiento son los esfuerzos principales. El incremento de esfuerzo axial es el esfuerzo desviador.

La prueba triaxial constituye simplemente una versión especial de la prueba de compresión cilíndrica utilizada para determinar las propiedades mecánicas de muchos materiales, como por ejemplo el concreto. En general no existe una presión de confinamiento durante una prueba realizada sobre concreto. Sin

embargo, suele ser esencial una presión de confinamiento al realizar prueba en suelos. La presión de confinamiento tiene una importancia significativa en las pruebas triaxiales ya que tiene una influencia importante sobre el comportamiento esfuerzo deformación del suelo.

$$\gamma = \frac{P}{Ac}$$

$$\text{Def. Unitaria} = \frac{\text{Def. Total}}{H}$$

Donde:

P = Carga

Ac = Área corregida

H = Altura de la muestra

γ = Esfuerzo en Kg / cm²

K) CONSOLIDACIÓN

En la prueba se aplica presión a la muestra de suelo según el eje vertical, y se impide la deformación en sentido horizontal. Así pues, la deformación axial es exactamente igual a la deformación volumétrica. En esta prueba también se producen esfuerzos y deformaciones tangenciales al igual que compresiones y cambios de volumen, pero como está impedida la falla por corte, la deformación principal se debe a compresión. Esta prueba goza de gran aceptación debido a que es relativamente sencilla de realizar y a que el estado de deformación se aproxima bastante al existente en los problemas reales.

Cuando se somete un suelo a un incremento en presión (o carga), ocurre un reajuste de la estructura de suelo que podría considerarse primeramente como una deformación plástica correspondiente a una reducción en la relación de vacíos. Puede producirse también una pequeña cantidad de deformación elástica pero considerando la magnitud de las cargas (o presiones de contacto) involucradas y el hecho de que el módulo de elasticidad de los granos de suelo sea del orden de 20 MPa la deformación elástica (la cual es recuperable cuando la carga se remueva) es despreciable.

Cuando se aplica una carga a un suelo de grano grueso completamente seco, parcial o completamente saturado o cuando la carga se aplica a suelo seco, el proceso de deformación plástica con reducción en la relación de vacíos tiene lugar en un periodo de tiempo tan corto que es posible considerar instantáneo todo el proceso. Esto puede explicarse en suelos secos afuera del fluido de los poros

(aire, en este caso) a medida que los vacíos del suelo se reducen. En el caso de un suelo de grano saturado o parcialmente saturado, el coeficiente de permeabilidad k es suficientemente grande para que el agua de los poros pueda también salir casi instantáneamente.

Cuando se aplica una carga a un suelo de grano fino saturado parcial o totalmente, el tiempo para lograr la deformación plástica y la reducción en la relación de vacíos es mucho mayor, y para este proceso dependerá de varios factores como:

- La longitud de la trayectoria que debe recorrer el fluido expulsado de la muestra para encontrar equilibrio
- El coeficiente de permeabilidad del suelo
- Las propiedades del fluido de los poros
- El grado de saturación

El ensaye de laboratorio es unidimensional por el hecho de que con un anillo metálico para confinar la muestra, no se permite flujo o movimiento de agua en un sentido lateral, todo el flujo de agua y el movimiento del suelo sucede en la dirección vertical. En el terreno ocurre algo de movimiento lateral del agua, igualmente algo de movimiento lateral de asentamiento global, debido a la consolidación basada en la extrapolación de resultados de laboratorio a la situación de terreno.

El ensaye de consolidación en el laboratorio se hace sobre una muestra que tiene entre 20 y 40 mm de espesor colocada en un anillo de metal confinante de diámetro entre 45 y 113 mm (100 cm^2) más comúnmente se utilizan diámetros de 63 y 113 mm. El aparato puede tener anillos de tipo fijo o flotante. El anillo fijo puede utilizarse para medir el coeficiente de permeabilidad de la muestra a medida que se hace el ensayo de consolidación. La ventaja del anillo fijo consiste en que reduce la pérdida por fricción a lo largo de las paredes de la muestra entre el suelo y el anillo y la velocidad del ensayo es casi cuatro veces mayor. Si se mantienen todas las variables iguales, y en vista de que los defectos de la preparación de la muestra son iguales independientemente de su tamaño, es posible esperar que las muestras más grandes den porcentajes mayores de confiabilidad. De cualquier forma, el diámetro interno del anillo debería ser por lo menos de 6 mm menor que el diámetro de la muestra de tubo respectiva y al relación diámetro / altura > 2.5 .

2.5.- MÉTODOS PARA EL CÁLCULO DEL FACTOR DE SEGURIDAD

Existen varios métodos para calcular el Factor de Seguridad, entre los más importantes están el Método de las Dovelas y el Método de Bishop.

Para determinar el Factor de Seguridad en este estudio emplearemos el Método de las Dovelas, por ser un método sencillo y muy difundido. Ya que arroja resultados reales y con la ayuda de los avances tecnológicos los cálculos se facilitan. Además de ser un método cuya precisión aumenta proporcionalmente al número de Dovelas que se efectúen.

2.5.1.- MÉTODO DE LAS DOVELAS

Este método fue sugerido por Fellenius (1936) y se ha popularizado en los análisis prácticos. La descripción se hará con base en la figura 2.14.

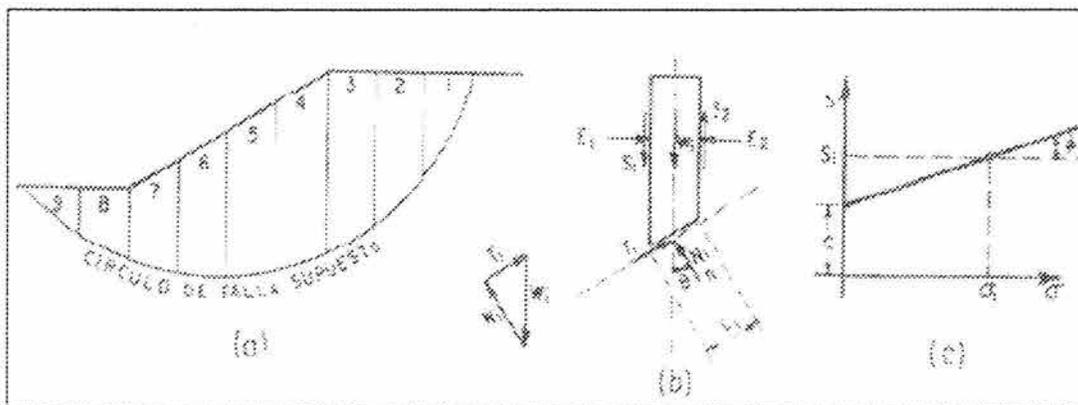


Figura 2.14.- Procedimiento de las dovelas o de "Fellenius" (Rico y del Castillo, 1981).

En primer lugar, se propone un círculo de posible falla y la masa deslizante se divide en dovelas como las que se muestran en la figura 4.6.a. En la figura 4.6.b aparece el conjunto de fuerzas que actúan en una dovela, al igual que las fuerzas actuantes en todo el conjunto de fuerzas deslizantes está situada sobre el nivel freático y no se toman en cuenta fuerzas de agua en el análisis. Las fuerzas en cada dovela, al igual que las fuerzas actuantes en todo el conjunto de la masa deslizante, deben estar en equilibrio. Sin embargo, las fuerzas E y S , actuantes en los lados de las dovelas, depende de las características de esfuerzo-deformación del material y no se pueden evaluar rigurosamente, para poder manejarlas es preciso hacer una hipótesis razonable sobre su valor (Rico y del Castillo, 1981).

La hipótesis más simple a este respecto es que el efecto conjunto de las cuatro fuerzas laterales es nulo y que por lo tanto esas fuerzas no ejercen ningún papel en el análisis. De hecho esta fue la hipótesis de Fellenius (1936) en el procedimiento de cálculo original que presentó, que equivale a considerar que cada dovela actúa independientemente de las demás y que las componentes N_i y T_i , equilibran al peso W_i de la dovela i -ésima (figura 2.14).

Para cada dovela se puede calcular el cociente: $\frac{N_i}{L_i}$

Donde:

T_i = Fuerza motora actuante en la base de la dovela

L_i = Longitud secante de la base de la dovela

N_i = Fuerza normal en la base de la dovela

El cual se considera una buena aproximación al valor de σ_i , esfuerzo normal total medio actuante en la base de la dovela. Con este valor de σ_i puede entrarse a la ley de resistencia, al esfuerzo cortante que se haya encontrado para el material (por lo general en este caso una ley ligada a los esfuerzos totales) y determinar en ella el valor de s_i , su resistencia el esfuerzo cortante media disponible en el arco L_i .

Donde:

S_i = Fuerza resistente potencial de que se dispone en la base

σ_i = Esfuerzo normal

Ahora se puede calcular un momento motor en torno al punto 0 (cero), centro del círculo elegido para el análisis, correspondiente al peso de las dovelas, este momento será:

$$M_n = R \sum |T_i|$$

Donde:

M_n = Momento Motor

R = Radio

Nótese que la componente normal del peso de la dovela, N_i , no da momento respecto a 0 por ser la superficie circular y pasar por 0 su línea de acción. Si se incluirá en la suma de la ecuación (Rico y del Castillo, 1981):

$$M_n = R \sum |T_i|$$

También la suma en dicha ecuación es algebraica, pues para las dovelas situadas más allá de la vertical que pasa por 0, la componente del peso actúa en forma contraria, tendiendo a equilibra a la masa. El momento resistente depende de la resistencia al esfuerzo cortante s_i que se desarrolla en la base de las dovelas y vale:

$$M_r = R \sum s_i L_i$$

Donde:

M_r = Momento Resistente

Calculados M_m y M_r se podrá definir un factor de seguridad:

$$F_s = \frac{M_r}{M_m} = \frac{\sum s_i L_i}{|T_i|}$$

Donde:

FS= Factor de Seguridad

El método de cálculo desemboca naturalmente en un método de tanteos, siendo preciso encontrar el círculo crítico, con el factor de seguridad mínimo. Se deberán analizar tanto los círculos de falla del pie del talud como los de falla de base (Rico y del Castillo, 1981).

Como se vio en párrafos anteriores el Factor de seguridad está dado por la relación de la fuerza resistente a la de fuerza activa para varias posiciones de la superficie dislocación o falla. Para ninguna posición de la superficie de dislocación el Factor de Seguridad debe ser inferior a 1. Si el Factor de Seguridad es exactamente 1, el talud se halla en estado de equilibrio límite (Krynine, 1975).

Con frecuencia se presentan en la práctica taludes formados por suelos estratificados, tal como se ilustra en la figura 2.15.

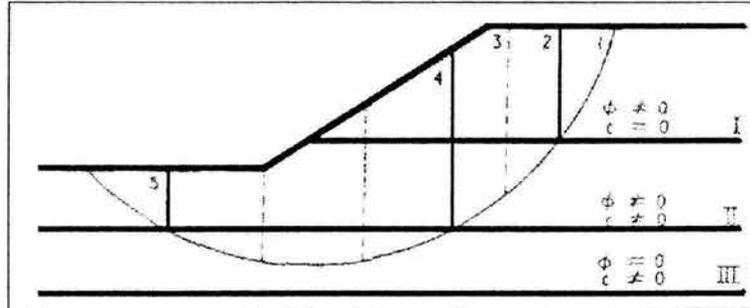


Figura 2.15.- Método de las Dovelas o de "Fellenius" aplicado a deslizamientos de tierra que presenten varios estratos (Rico y del Castillo, 1981).

La masa deslizante se podrá considerar dividida en dovelas, dibujadas de manera que ninguna base de dovela caiga entre dos estratos sino que cada base de dovela caiga sobre un solo material. El peso de la dovela deberá calcularse con sumandos parciales multiplicando la parte del área que caiga en cada estrato por el peso específico correspondiente, en un análisis de un metro de espesor. Se debe utilizar para cada dovela la ley de resistencia al esfuerzo cortante que le corresponda, de acuerdo con la naturaleza del material (Rico y del Castillo, 1981).

3.- RESULTADOS

3.1.- RECONOCIMIENTO PRELIMINAR

El Calvario (figura 3.3) es una población que se localiza en el estado de Michoacán (figura 3.1), a una altura de 1,800 metros sobre el nivel del mar. Situándose a una distancia de 24 kilómetros de la capital del Estado. El Calvario junto con Lázaro Cárdenas, Tzintzimeo y Felipe Carrillo Puerto constituyen las comunidades más importantes del municipio de Álvaro Obregón (figura 3.2). Dicho municipio limita al norte con el Estado de Guanajuato y Santa Ana Maya, al este con Queréndaro e Indaparapeo, al sur con Charo, al oeste con Tarímbaro y al noroeste con Cuitzeo (<http://www.michoacan.gob>).



Figura 3.1.- Mapa de la República Mexicana mostrando el estado de Michoacán.

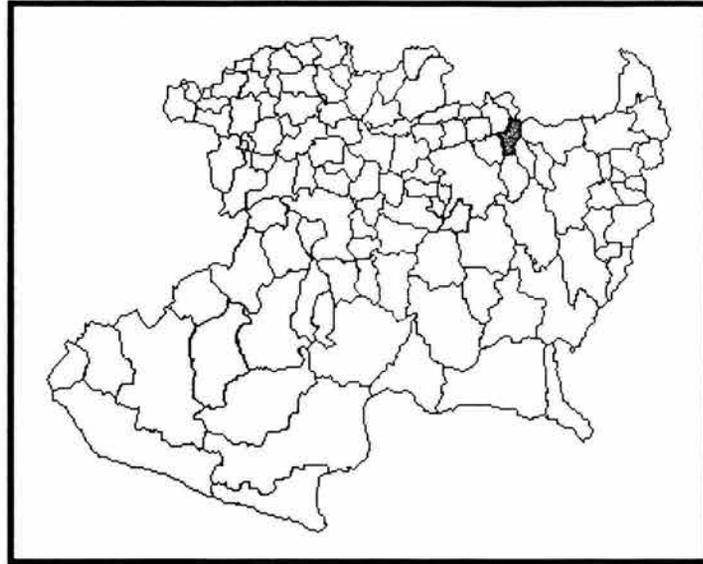


Figura 3.2.-Mapa del Estado de Michoacán mostrando el municipio de Álvaro Obregón donde se encuentra la comunidad de El Calvario (<http://www.michoacan.gob>).



Figura 3.3.- Calle principal de El Calvario.

El relieve del municipio de Álvaro Obregón esta constituido por la depresión de Cuitzeo; las lomas de la Purísima, Quirio y Tzetzénguaru; y por los cerros Los Potrillos, Policarpo, Las Reservas, La Tuna, La Peña y El Grande de los Remedios.

La hidrografía del municipio esta constituida por el río Grande de Morelia y parte del lago de Cuitzeo.

Aunque en el municipio se puede encontrar bosque mixto, con encino, sabino y sauce; en la comunidad de El Calvario predomina la pradera con nopal, huisache y diversos matorrales. Su fauna está conformada por armadillo, cacomixtle, coyote, ardilla, zorrillo, serpiente, tortuga, pato y diversos peces como la carpa.

Los suelos del municipio datan de los períodos cenozoico y cuaternario y correspondiendo principalmente a los del tipo podzólico y de pradera (<http://www.michoacan.gob>).

3.2.- DESLIZAMIENTO OCURRIDO EN LOS NOVENTA

En la década de los noventa se presento un deslizamiento en dicha Comunidad, en el Cerro Los Potrillos que trajo como consecuencia la desviación de un canal de riego y la destrucción de su recubrimiento de concreto (figura 3.4).

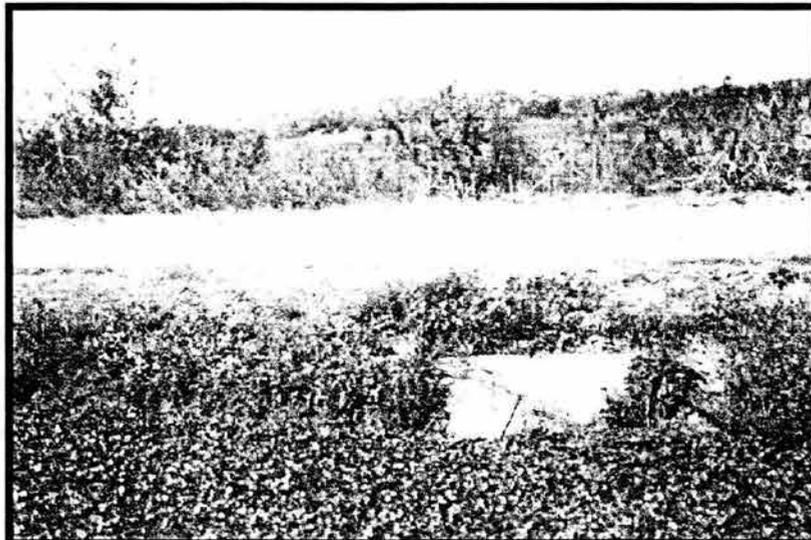


Figura 3.4.- Parte del canal de riego que perdió el recubrimiento de concreto durante el deslizamiento en la década de los noventa.

Las causas de este movimiento en masa se atribuyen a factores antrópicos. En el Cerro Los Potrillos se localizan plantíos de agave. Para la siembra se eliminó la vegetación autóctona y se construyeron caminos de acceso de terracería (figura 3.5). Dichos caminos solo fueron excavados en el cerro sin tener en cuenta posibles afectaciones a la estabilidad del talud. Además fue construido en el cerro un depósito de agua con capacidad para 300 metros cúbicos (figura 3.6). Todos estos factores aunados a lluvias extraordinarias que se presentaron en la década de los noventa desestabilización del cerro y culminaron con el movimiento en masa.

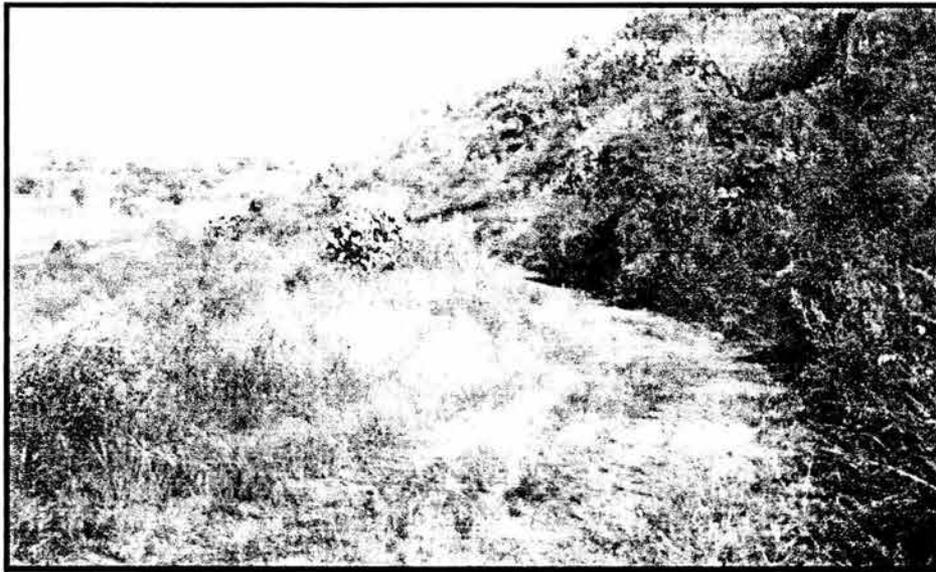


Figura 3.5.- Camino de terracería de acceso construido en el Cerro los Potrillos.



Figura 3.6.- Depósito de agua construido en el Cerro los Potrillos.

3.3.- ACTIVIDAD ECONÓMICA

La principal actividad económica de la comunidad de El Calvario es la agricultura predominando el cultivo de maíz, alfalfa, sorgo, trigo y garbanzo.

La Ganadería es otra importante actividad en El Calvario donde se cría ganado bovino, porcino, caprino, avícola, además de ovino (<http://www.michoacan.gob>).

3.4.- GRUPOS ÉTNICOS

El XI Censo General de Población y Vivienda indica que en 1990 habitaban 27 personas hablantes de lengua indígena; de los cuales 18 eran hombres y 9 mujeres. Las dos principales lenguas indígenas en el municipio son el huichol y el purépecha (<http://www.michoacan.gob>).

3.5.- VÍAS DE COMUNICACIÓN

La Comunidad de El Calvario está comunicada por medio de la carretera federal 120 Morelia-Álvaro Obregón-Zinapécuaro. En el municipio de Álvaro Obregón se encuentra el Aeropuerto Internacional de la Ciudad de Morelia (<http://www.michoacan.gob>).

3.5.- CLIMA Y LLUVIAS

Dada su posición geográfica y su conformación orográfica el estado de Michoacán muestra gran diversidad de tipos y subtipos climáticos, que en términos generales es posible incluirlos dentro de tres grupos Según el sistema de clasificación de Copen modificado por Enriqueta García en 1964 (INEGI 1990):

- cálidos
- templados
- secos

La comunidad de El Calvario se localiza al norte de el estado donde se manifiesta un clima Templado con un subtipo de humedad media, C(W1)(W), con

una precipitación total anual que va de 700 a 1000 mm y temperatura media anual de 14 ° a 18 ° C. Este tipo de clima cubre una superficie de 28.64 % del estado.

Debido a que el municipio de Álvaro Obregón no cuenta con estación meteorológica, se recurrió a la estación de Morelia para la obtención de datos ya que es la más cercana a la comunidad de El Calvario distando a poco más de 20 kilómetros.

En la figura 3.7 se aprecia la temperatura media mensual por mes del año más frío (1981) y del año más caluroso (1997) que se ha presentado en el norte del estado de Michoacán registradas en la Estación Meteorológica de Morelia hasta diciembre del 2002 (INEGI 2002).

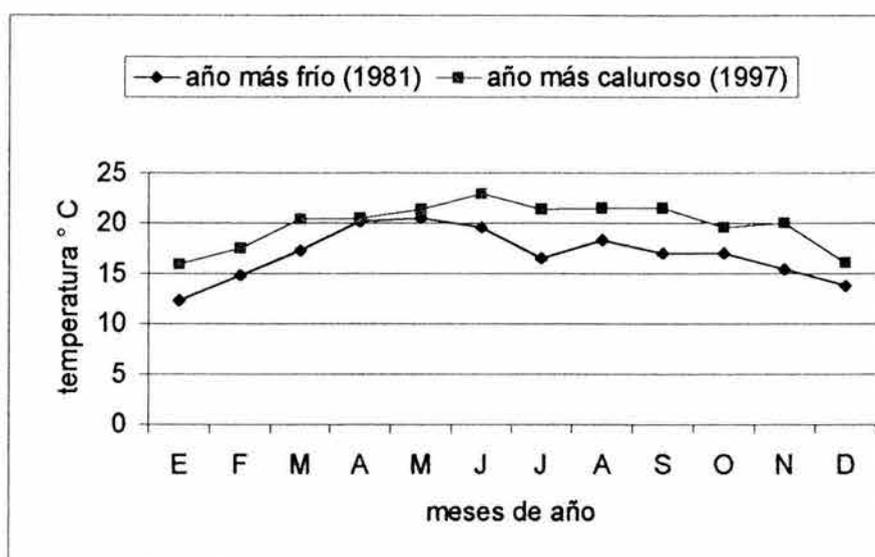


Figura 3.7.- Temperatura media mensual del año más frío y cálido registrado en la estación Meteorológica de Morelia hasta diciembre del 2002 (INEGI, 2002).

En la figura 3.8 se aprecia la precipitación media mensual por mes del año más seco (1979) y del año más lluvioso (1976) que se ha presentado en el norte del estado de Michoacán registradas en la Estación Meteorológica de Morelia hasta diciembre del 2002 (INEGI 2002).

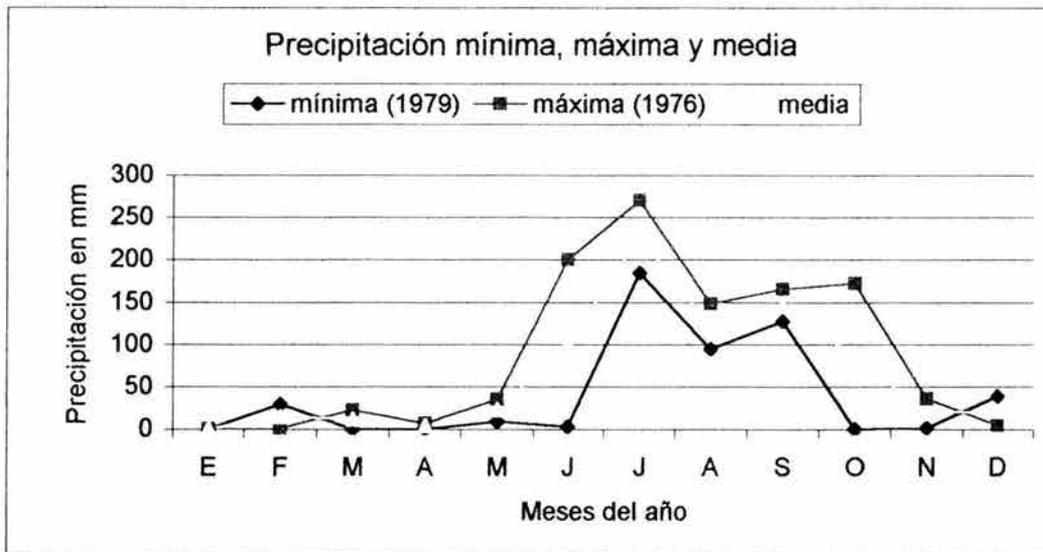


Figura 3.8.- Precipitación media mensual del año más seco y lluvioso registrado en la estación Meteorológica de Morelia hasta diciembre del 2002 (INEGI, 2002).

En la figura 3.9 se muestran las temperaturas promedio anuales registradas en la estación Meteorológica de Morelia (INEGI, 1990-2002).

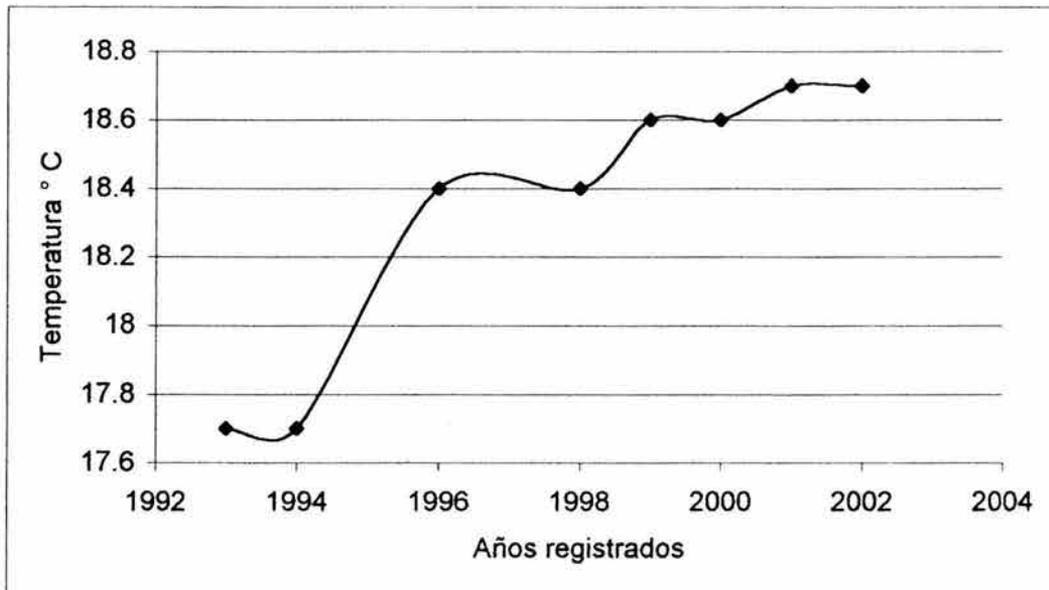


Figura 3.9.- Temperatura media anual registrada en los últimos 10 años en la estación Meteorológica de Morelia (INEGI, 1990-2002).

En la figura 3.10 se muestra la precipitación media anual de los últimos 10 años.

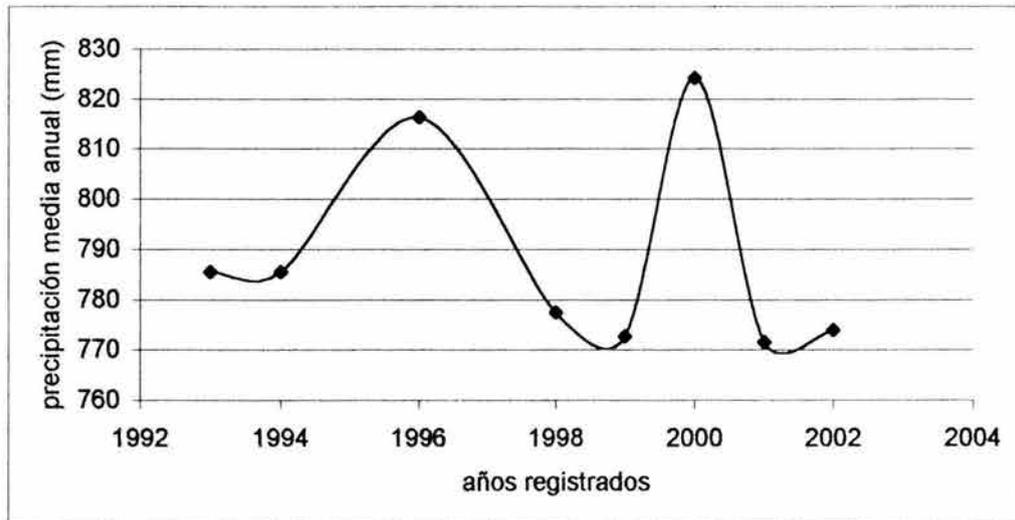


Figura 3.10.- Precipitación media anual registrada en los últimos 10 años en la estación Meteorológica de Morelia (INEGI, 1990-2002).

La generosa precipitación y clima agradable hacen de la Comunidad de El Calvario y la región Hidrológica donde se localiza una zona favorable para la ganadería y la agricultura. Esta región Lerma-Santiago esta situada al norte del estado con una superficie de 15 462 kilómetros cuadrados, cubriendo el 25 % de la extensión estatal. En esta parte de la Entidad Federativa se localiza el mayor número de cuerpos de agua, tanto naturales como artificiales, necesarios para el desarrollo agrícola.

Es importante conocer la precipitación anual y sobre todo la precipitación máxima registrada para poder prever posibles modificaciones en las propiedades de los materiales encontrados en un talud y determinar si existe el riesgo de inestabilidad que pudiera en un momento dado afectar infraestructura o cobrar vidas humanas. En el caso de las arcillas, si se presentara una precipitación importante podrían ocasionar la expansión de dicho material y aunado a su consistencia jabonosa podrían desestabilizar el talud.

3.7.- GEOMORFOLOGÍA

La geomorfología es la ciencia que estudia las formas del relieve puede ayudar a responder ¿Cómo es una formación?, ¿Qué la formo? y ¿Qué le depara? (Pedraza, 1996), como se vio en el capítulo 2. Pero para cumplir con los objetivos del estudio basta conocer los aspectos geométricos, topológicos y fisiográficos del relieve. La morfografía es la parte de la morfología que se encarga de esto, y se vale de la topografía para hacerlo.

3.7.1.- TOPOGRAFÍA

En la figura 3.11 se muestra la topografía de El Calvario tomada de la carta topográfica del INEGI con escala de 1:50000. El lugar del levantamiento del estudio en la Comunidad de El Calvario se muestra con un rectángulo.

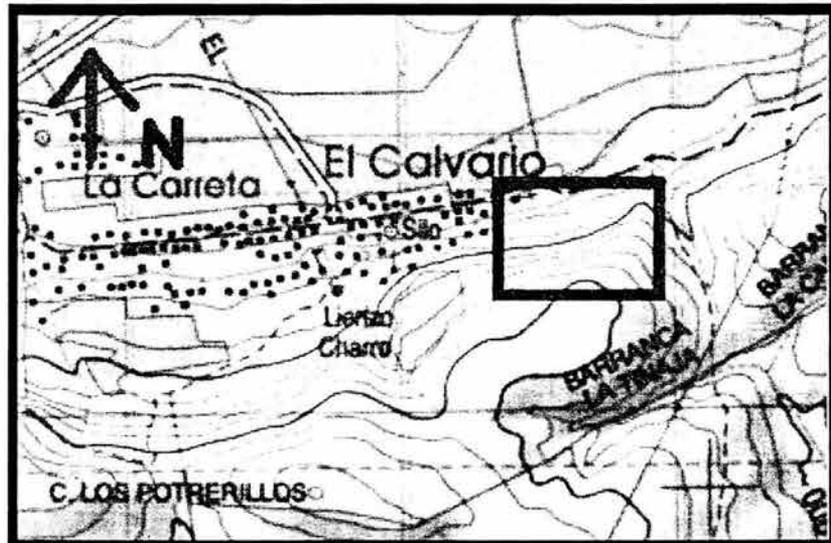
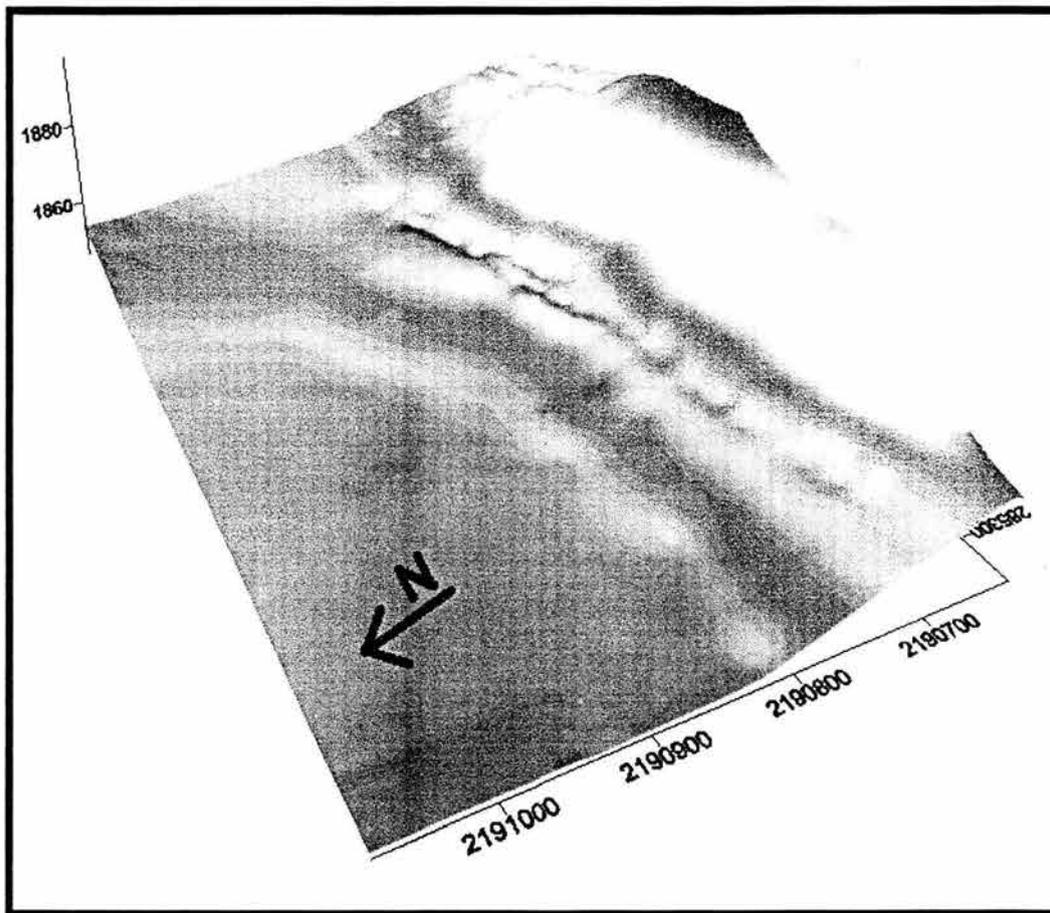


Figura 3.11.- Carta topográfica de la comunidad de El Calvario, el rectángulo indica el área donde se realizó el estudio (INEGI, 1999).

Sin embargo para el estudio se requiere un levantamiento topográfico a detalle el cual se realizó con una Estación Total marca Leica modelo TC403L y dos prismas. En total se obtuvieron 466 puntos con coordenadas X, Y y Z. Para determinar los dos primeros puntos necesarios para llevar a cabo este levantamiento se emplearon dos puntos determinados por un GPS (Sistema de posicionamiento Global).

Los resultados del levantamiento topográfico se interpretaron mediante un software llamado Surfer, este programa permite hacer el modelo digital de cualquier superficie en 3D. En nuestro caso es muy importante ya que mediante el modelo digital se puede apreciar mejor dicho deslizamiento además nos permite obtener las pendientes máximas y mínimas de cada estrato. En la figura 3.12 se muestra el modelo digital que se obtuvo del levantamiento topográfico.



-  1848 (representa terrenos de siembra)
-  1849-1854 (representa desnivel entre el camino y terrenos de siembra)
-  1854 (Representa el camino de terracería)
-  1852-1854 (representa el canal de riego)
-  1854-1869 (representa el sembradío de agave)
-  1869-1879 (representa el sembradío de agave)
-  1879-1884 (representa el sembradío de agave)

Figura 3.12.- levantamiento topográfico interpretado mediante el programa Surfer.

El mismo programa nos permitió obtener las curvas de nivel en el área del deslizamiento, dichas curvas se realizaron cada 5 metros y se muestran en la figura 3.13.

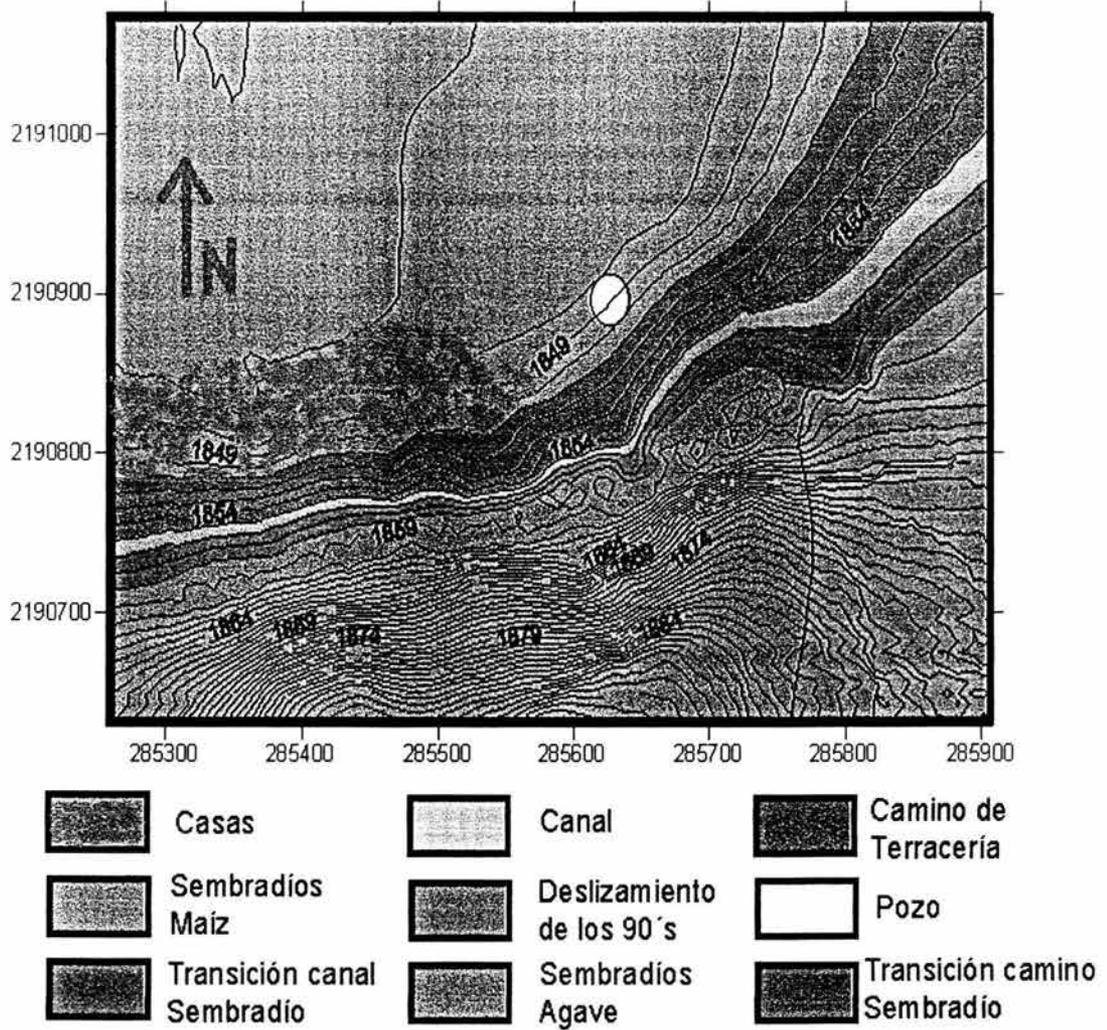


Figura 3.13.- Curvas de nivel obtenidas a cada cinco metros con el programa "Surfer".

Los datos recabados con la Estación Total nos permitieron obtener en el programa Autocad las pendientes del sitio de estudio, las cuales se muestran en la tabla 3.1.

pendiente en %	longitud	altura de la pendiente	altura acumulada	longitud acumulada
0.10	11.78	0.01	0.01	11.78
0.10	15.15	0.02	0.03	26.93
1.20	15.56	0.19	0.21	42.49
1.20	15.62	0.19	0.40	58.11
5.00	32.36	1.62	2.02	90.47
19.70	3.39	0.67	2.69	93.86
14.10	5.02	0.71	3.39	98.88
6.10	4.29	0.26	3.66	103.17
23.90	21.17	5.06	8.72	124.34
24.30	1.66	0.40	9.12	126.00
45.20	14.55	6.58	15.70	140.55
18.60	2.75	0.51	16.21	143.30
28.80	10.97	3.16	19.37	154.27
25.00	2.20	0.55	19.92	156.47
25.60	16.10	4.12	24.04	172.57
27.30	2.89	0.79	24.83	175.46
27.50	15.90	4.37	29.20	191.36
26.50	9.98	2.64	31.84	201.34
32.10	8.11	2.60	34.45	209.45
30.90	10.08	3.11	37.56	219.53

Tabla 3.1.- Pendientes ubicadas en el deslizamiento del El Calvario y sus características.

Dichos datos son indispensables para determinar el coeficiente de seguridad, ya que para hacerlo se requiere conocer la pendiente, la longitud y la altura del talud. Tomando en cuenta las pendientes más desfavorables y sacando el promedio se obtuvo una pendiente de 27.98 % que equivale a un ángulo de 17 °, con una distancia acumulada de 116.36 metros y un desnivel de 33.91 metros. Ocupando un área de 75, 707 metros cuadrados (7.6 Ha) y un volumen de 1, 283, 610.07 metros cúbicos.

3.8.- GEOLOGÍA

La geología nos permite conocer a grandes rasgos el tipo de materiales que encontraremos en una región determinada. Como la naturaleza de dos muestras extraídas en una misma zona de estudio puede ser diversa distando solo unos pocos metros una de otra, es conveniente realizar pruebas de mecánica de suelos para conocer con mayor precisión los materiales en dicha zona.

3.8.1.- GEOLOGÍA REGIONAL

Toda la geología del estado de Michoacán ha quedado involucrada, desde su origen (Triásico) al denominado sistema Cordillerano, el cual involucra a toda la margen activa del pacífico, donde se han venido generando los procesos de subducción de la Placa Pacífica. Los procesos de esta margen activa han ocasionado que los factores de tectonismo, magmatismo e intemperismo sean los principales procesos que han diseñado la morfología del estado de Michoacán.

Por un lado el magmatismo ligado a la subducción y en combinación con una corteza continental (placa Norteamericana), han generado un magmatismo que dio lugar a arcos volcánicos continentales, no obstante en esta margen activa también existen evidencias de arcos volcánicos con más afinidad geoquímica de tipo oceánica. La geometría de la subducción y las grandes suturas en el basamento son las que ha gobernado la distribución del magmatismo a todo lo largo de la margen cordillerana.

El estado de Michoacán se encuentra localizado dentro de dos provincias tectónicas importantes:

- A) El basamento que forman parte del terreno Guerrero cubriendo a estos paquetes encontramos a vulcanitas y cuerpos plutónicos del Terciario inferior que se interdigitan, hacia el Este, con rocas terrígenas depositadas en cuencas endorreicas como lo muestra la figura 3.14.
- B) Todos estos paquetes anteriores son coronados por las secuencias volcánicas o lacustres del Cinturón Volcánico Mexicano de edad Plio-Cuaternario.

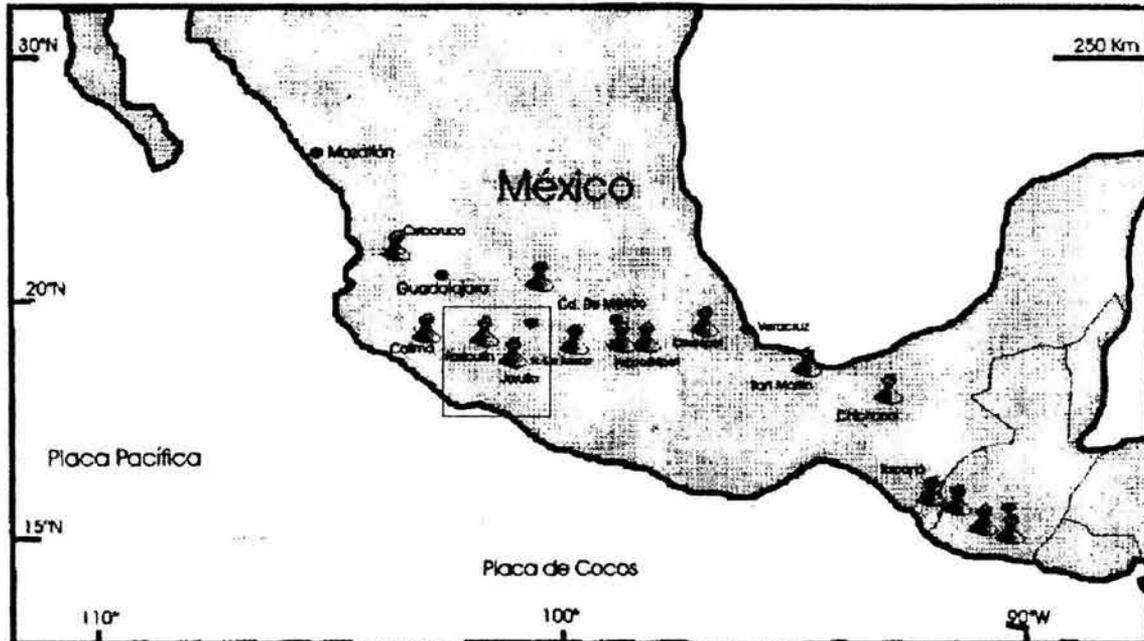


Figura 3.14.- Localización de Michoacán en el contexto de la Tectónica de Placas, Mapa tectónico del sur de México y las principales placas tectónicas de la cuenca oceánica del Pacífico (Luhr y Simkin, 1993).

Tanto las rocas del Terreno Guerrero (arcos volcánicos mesozoicos) como las rocas magmáticas del Terciario inferior y del Cuaternario forman parte de una margen activa generada por la subducción constante del piso del océano Pacífico (placas de Kula, Farallón y Cocos).

En la literatura es común encontrar que los arcos volcánicos del mesozoico y la Tectónica edificaron la Sierra Madre de Sur. Se trata de una secuencia de rocas volcánicas y sedimentarias donde se desarrollaron algunas incipientes plataformas calcáreas o en otros casos secuencias distales de rocas terrígenas (turbiditas).

Las secuencias mesozoicas han sido deformadas por dos fases plicativas durante el Cretácico Superior, por una tectónica de fallas transcurrentes del Mioceno que podrían ser las responsables del pliegue de Tzitzio y en fin por una tectónica primero transtensiva y después distensiva que afecta al Cinturón Volcánico Mexicano.

3.8.2.- GEOLOGÍA LOCAL

El municipio de Álvaro Obregón donde se encuentra la Comunidad de El Calvario, está ubicado en la provincia de la zona Neovolcánica caracterizada por una altiplanicie situada a más de 2000 metros sobre el nivel del mar de la que sobresalen numerosos cerros, formados en su mayoría por rocas basálticas o andesíticas. En esta región se observan afloramientos de rocas ígneas extrusivas, basaltos y brechas volcánicas, andesinitas, presentándose éstas en diferentes grados de alteración, cementación y fracturamiento.

A esta región también se le conoce como Zona de Fosas Tectónicas, ya que existen en ellas numerosos lagos cuya morfología, distribución y orientación sugieren la idea de estar en fosas tectónicas (Garduño et al., 2000).

Al Norte de la Comunidad de El Calvario encontramos suelos de origen lacustre del Cuaternario. Dicho suelo continua hacia el Norte hasta limitar con la Laguna de Cuitzeo. En el Sur encontramos rocas ígneas extrusivas pertenecientes al Plioceno y Mioceno del Terciario Superior. En esta zona se puede localizar basalto, brechas volcánicas y toba básica (INEGI, Carta Geológica de Morelia E14-1, 2000).

3.9.- ESTUDIO GEOFÍSICO

El estudio Geofísico fue realizado por el Ing. Geólogo Andrés Amado Tosca Delgado empleando el método de prospección Geoeléctrica utilizado fue un arreglo tetrapolar tipo Schlumberger simétrico (figura 3.15).

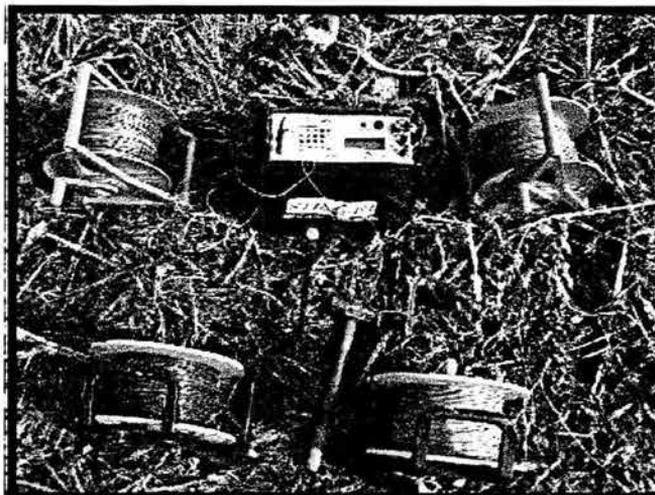


Figura 3.15.- Equipo utilizado para el desarrollo de los SEV'S; consola, carretes de cable monopolar de corriente y de potencial, electrodos y marro.

El Estudio Geofísico consistió en la elaboración de cuatro Sondeos Geoeléctricos Verticales (SEV'S) ubicados estratégicamente en campo dentro del sitio de interés, la ubicación de cada sondeo se muestra en la figura 3.16.

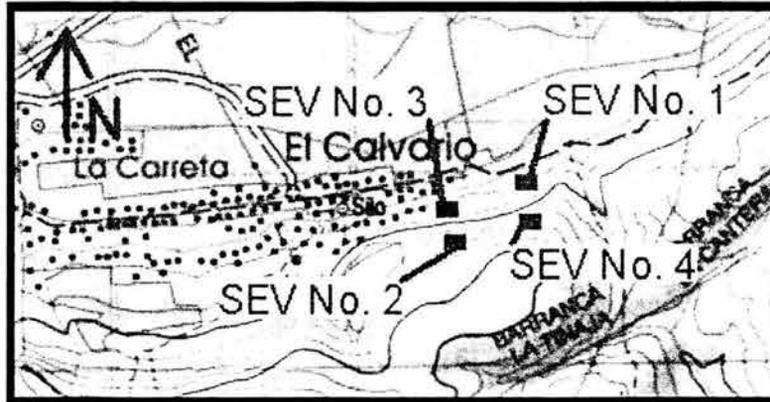


Figura 3.16.- Carta topográfica de El Calvario mostrando la ubicación de cada Sondeo Eléctrico Vertical, la zona punteada indica construcciones y asentamientos humanos.

Conocer la estratigrafía es de suma importancia para poder determinar si un talud es estable. Si el material es conformado por un solo estrato, las dovelas se colocan a espaciamientos arbitrarios. Pero en caso de que tenga varios estratos la base de las dovelas tiene que calcularse de tal forma tal que no caiga entre dos estrados, sino que cada base de dovela caiga sobre un solo material.

En este estudio se realizaron dos secciones. Como el espaciamiento máximo entre electrodos es de $AB/2 = 110$ metros (220 metros lineales), y la zona de estudio tiene dimensiones de 116 x 600 metros aproximadamente. Con dos secciones se cubre prácticamente toda la zona de estudio incluido el sitio donde ocurrió el movimiento en masa registrado en la década de los noventa. Es por eso que se realizaron cuatro SEV'S, pues para la elaboración de una sección se necesitan dos SEV'S.

Con estos cuatro sondeos se construyeron dos secciones Geoeléctricas y mediante el análisis de la morfología de las curvas de resistividad y su representación en el perfil de resistividades aparentes, se desprenden los siguientes resultados:

3.9.1.- SECCIÓN GEOELÉCTRICA NÚMERO 1

Una vez analizados los datos de campo de los SEV'S 1 y 4 se presentan estos en términos geológicos con apoyo del programa "RESIXP" y construir la sección geoelectrica correspondiente la cual se muestra en la figura 3.17:

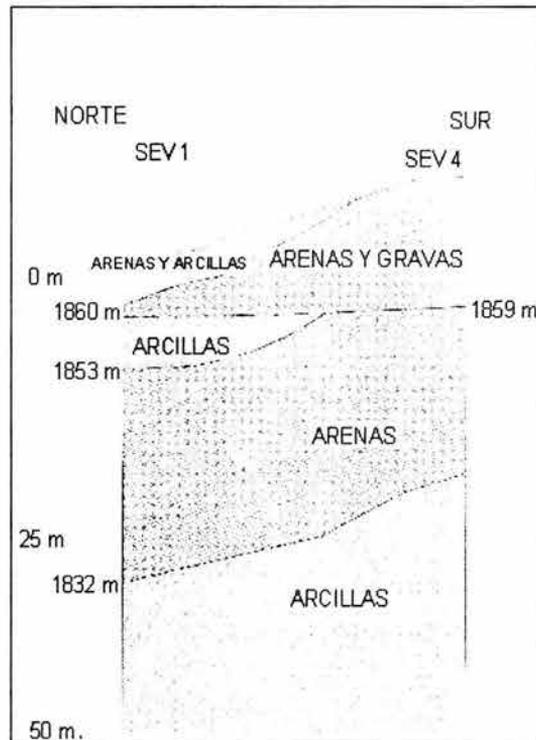


Figura 3.17.- Perfil esquemático del subsuelo de la Sección Geoelectrica número 1

La primer capa detectada en los sondeos se define como capa de arenas y arcillas con valor eléctrico de 10 a 12 ohm-m bajo el sondeo 1 y bajo el sondeo 4 se detectó un estrado de arenas y gravas con valor eléctrico de 37 ohm-m, subyacente a esta capa de arenas y gravas se detectó una capa arcillosa bajo el sondeo número 1 y subyacente a estas dos capas se detectó una capa arenosa con espesor de hasta 21 m y valor eléctrico de 33 ohm-m y la última capa detectada en esta sección son arcillas con valor eléctrico de 8 ohm-m.

3.9.2.- SECCIÓN GEOELÉCTRICA NÚMERO 2

Una vez analizados los datos de campo de los SEV'S 2 y 3 se presentan estos en términos geológicos con apoyo del programa "RESXP" y construir la sección geoelectrica correspondiente la cual se muestra en la figura 3.18:

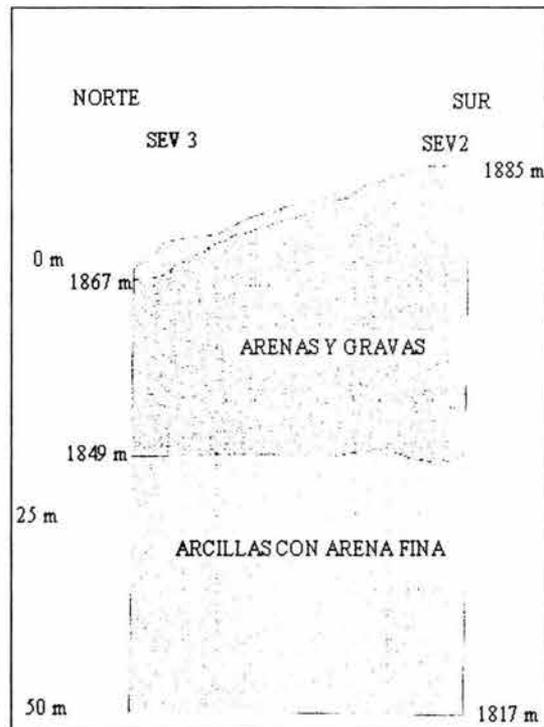


Figura 3.18.- Perfil esquemático del subsuelo de la Sección Geoeléctrica número 2.

La primer capa detectada en los sondeos se define como capa de arcillas y arenas con valor eléctrico de 9 a 33 ohm-m baja subyacente a estas capas se detectó un estrato compuesto por arenas y gravas con valor eléctrico de 16 a 25 ohm-m y espesor de 15 a 27 m, y subyacente a esta capa se detectó un estrato de arcilla con arena fina con un espesor indefinido por ser la última capa detectada en los sondeos y valor eléctrico de 717 ohm-m.

3.9.3.- RESULTADOS OBTENIDOS DEL ESTUDIO DE GEOFÍSICA.

De acuerdo con los alcances del estudio y las condiciones de subsuelo se logró una profundidad de exploración de 96 metros, en donde se detectó que existe una estratigrafía de arcillas, tobas arenosas y arcillas en la base.

La estratigrafía del terreno se presenta de manera uniforme variando solamente espesores de las capas encontradas. A partir de las figuras 3.17 y 3.18 podemos ver que el perfil más desfavorable se encuentra en la Sección Geoeléctrica número 1. Ya que en este perfil tenemos mayor cantidad de estratos, incluyendo un nivel de por arcillas.

La sección geoelectrica 1 se considera como la zona de mayor riesgo de sufrir movimiento, por contener un lente de arcilla.

3.10.- ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS

Los trabajos de Laboratorio, realizados para el deslizamiento de El Calvario (figura 3.19) consistieron en determinar las propiedades índices de los suelos, así como la Cohesión y el Ángulo de Fricción interna.

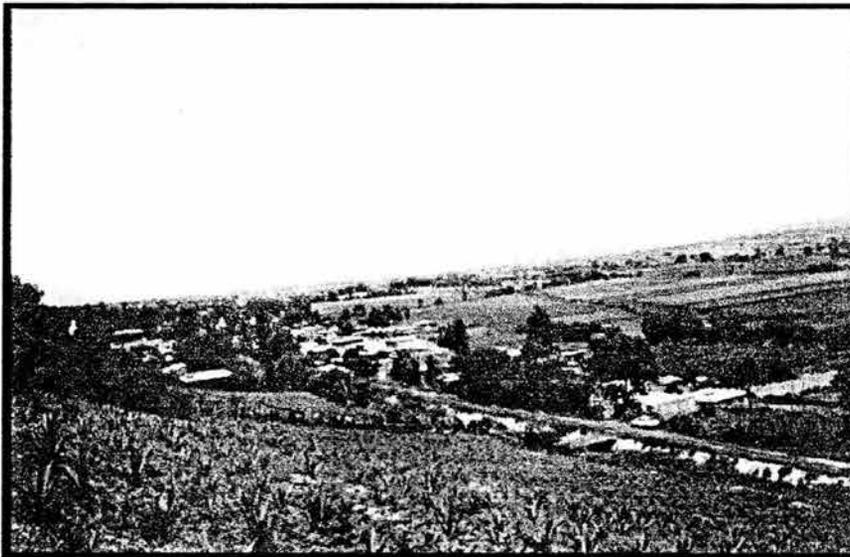


Figura 3.19.- Vista de la comunidad de El Calvario desde el lugar del estudio.

3.10.1.- TRABAJO DE CAMPO

En el deslizamiento de El Calvario se pudieron observar tres frentes, y se realizó un pozo a cielo abierto (P.C.A.) para cada uno de ellos, más uno adicional en la zona donde se presentó un deslizamiento en la década de los noventa. Se realizaron pozos a cielo abierto debido a la necesidad de conocer las características de los materiales que se encuentran en el área de estudio. El municipio de Álvaro Obregón aportó la mano de obra para la realización de dichos pozos.

De cada pozo se extrajo una muestra alterada de aproximadamente de 20 kg del segundo estrato (se entiende como primer estrato la capa de materia orgánica de aproximadamente 40 cm que cubre el terreno y se puede apreciar en la figura

3.20), para determinar sus diversas propiedades como cohesión, consolidación y ángulo de fricción interna. En los pozos a cielo abierto realizaron calas para conocer el peso volumétrico del lugar (γ_m) de cada pozo. En la figura 3.21 se muestra un plano topográfico con la ubicación de los cuatro pozos en la Comunidad de El Calvario.

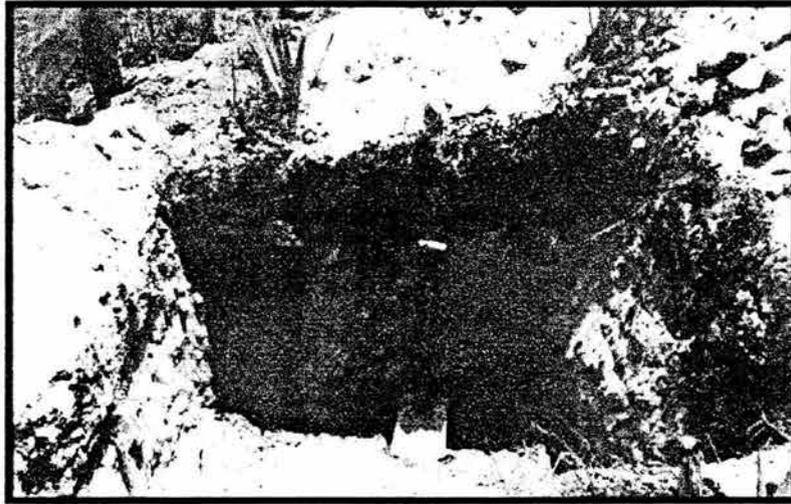


Figura 3.20.- Pozo 2 mostrando la capa de material contaminado con materia orgánica y el sustrato del cual se obtuvieron las muestras.

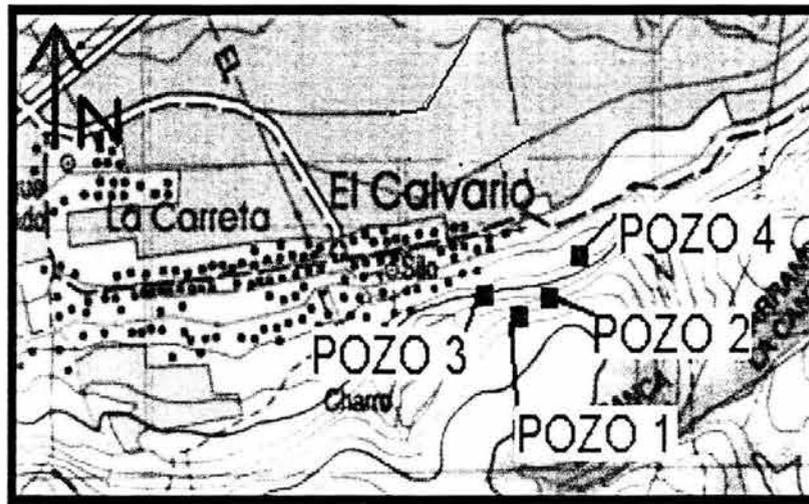


Figura 3.21.- Localización de los Pozos en la comunidad de El Calvario (INEGI, 1999).

Para poder comparar las características del suelo en el sitio de estudio y el deslizamiento ocurrido en la década de los noventa se realizó un pozo en la zona de dicho deslizamiento. En la figura 3.22 y se muestra un Perfil Esquemático el suelo donde fueron realizados los pozos a cielo abierto.

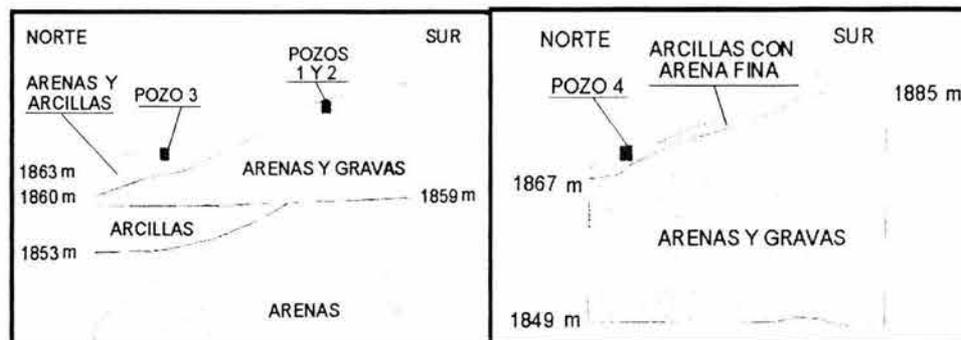


Figura 3.22.- Perfil esquemático del suelo mostrando los sitios donde fueron excavados los pozos a cielo abierto y los materiales detectados por el estudio Geofísico.

Finalmente para su transporte y que no se alteren las propiedades del suelo, las muestras son colocadas en bolsas de plástico, ya que al ser un material impermeable evita que las propiedades del suelo se afecten por pérdida de agua.

3.10.2.- CONTENIDO DE AGUA

Es importante mencionar que la humedad natural del terreno varía según la ubicación de las muestras de suelo y debido a los factores climáticos tales como la temperatura, monto y duración de lluvias. Las humedades que se obtuvieron de las muestras de suelo del segundo estrato de los cuatro realizados en el deslizamiento de El Calvario se presentan en la tabla 3.2.

UNIDADES	T/m ³	T/m ³	gr.	gr.	%
POZO	PESO VOLUMÉTRICO HÚMEDO	PESO VOLUMÉTRICO SECO DE CAMPO	PESO SECO (200 gr.)	PESO AGUA (200 gr.)	HUMEDAD DEL LUGAR
1	1.587	1.228	154.7	45.3	29.282
2	1.517	1.317	173.75	26.25	15.108
3	1.785	1.397	156.5	43.5	27.796
4	1.24	1.003	161.75	38.25	23.648

Tabla 3.2.- Peso volumétrico húmedo, seco de campo, seco, del agua y la humedad del lugar para las muestras obtenidas de la Comunidad de El Calvario.

La obtención de estos datos es importante, ya que se emplearán más adelante para elaborar muestras remoldeadas del suelo. Dichas muestras, deben tener las mismas características que el material en estado natural para que los resultados obtenidos de las diferentes pruebas de Mecánica de Suelos que se realicen sean confiables.

3.10.3.- RELACIONES VOLUMÉTRICAS Y GRAVIMÉTRICAS

Hay que recordar que en un suelo se distinguen tres fases constituyentes:

- la sólida
- la líquida
- la gaseosa

La fase sólida está formada por las partículas minerales del suelo (incluyendo la capa adsorbida); la líquida por el agua (libre, específicamente), aunque en los suelos pueden existir otros líquidos de menor significación; la fase gaseosa comprende sobre todo el aire, si bien pueden estar presentes otros gases (vapores sulfurosos, anhídrido carbónico, etc.). La capa viscosa del agua adsorbida que presenta propiedades intermedias entre la fase sólida y la líquida, suele incluirse en esta última, pues es susceptible de desaparecer cuando el suelo es sometido a una fuerte evaporación (secado). En la tabla 3.3 se presentan las relaciones Gravimétricas y volumétricas de los materiales obtenidos en el área en estudio. Las fórmulas para la obtención de dichos parámetros se encuentran en el capítulo 2.

Relaciones gravimétricas	pozo 1	pozo 2	pozo 3	pozo 4	unidades
Vm	102.80	94.35	102.81	97.46	ml.
Vs	57.50	68.10	59.31	59.21	ml.
Vv	45.30	26.25	43.50	38.25	ml.
Va	0	0	0	0	ml.
Vw	45.30	26.25	43.50	38.25	ml.
Wm	200	200	200	200	g.
Ws	154.70	173.75	156.50	161.75	g.
Ww	45.30	26.25	43.50	38.25	g.
Wa	0	0	0	0	g.
e	0.78	0.38	0.73	0.64	1
n	44.06	27.81	42.30	39.24	%
Gw	1	1	1	1	%
Ga	0	0	0	0	%
Ss	2.69	2.55	2.63	2.73	1
w	29.28	15.10	27.79	23.64	%

Tabla 3.3.- Relaciones Gravimétricas y volumétricas de los materiales en el área en estudio.

Los resultados mostrados en la Tabla 3.3 se obtuvieron de las pruebas de laboratorio. Estos datos son necesarios para llevar a cabo las diferentes pruebas de Mecánica de Suelos para determinar si el talud en estudio en la Comunidad de El Calvario es estable.

3.10.4.- GRANULOMETRÍA

Al examinar el material extraído de los diversos pozos se pudo advertir la presencia de algunos fragmentos de arena y grava en las muestras, por lo que para cuantificar el porcentaje de fragmentos inmersos en la muestra y clasificar el material; se realizó la granulometría por lavado, utilizando solamente las mallas número 4, 40 y 200 (granulometría simplificada) obteniéndose los valores de la tabla 3.4.

MALLA		% QUE PASA LA MALLA			
No.	ABERTURA EN mm	P.C.A. No. 1	P.C.A. No. 2	P.C.A. No. 3	P.C.A. No. 4
4	4.76	95.11	81.58	95.91	96.04
40	0.42	77.30	51.07	84.92	85.40
200	0.074	60.84	20.11	71.94	72.85

Tabla 3.4.- Granulometría de los P.C.A. mostrando el porcentaje del material del segundo estrato de cada pozo que pasa cada una de las mallas empleadas en este estudio.

Como se puede observar en la tabla 3.4 el material predominante en los pozos 1, 2, y 4 son finos ya que más del 50 % del material pasa la malla número 200.

Sin embargo en el caso del pozo dos tenemos que la mayor parte del material se encuentra entre las mallas 4 y 200. Por lo que tenemos un suelo grueso donde predomina la arena.

Con los datos obtenidos se pueden obtener las curvas granulométricas para las distintas muestras, dichas curvas se muestran en la figura 3.23.

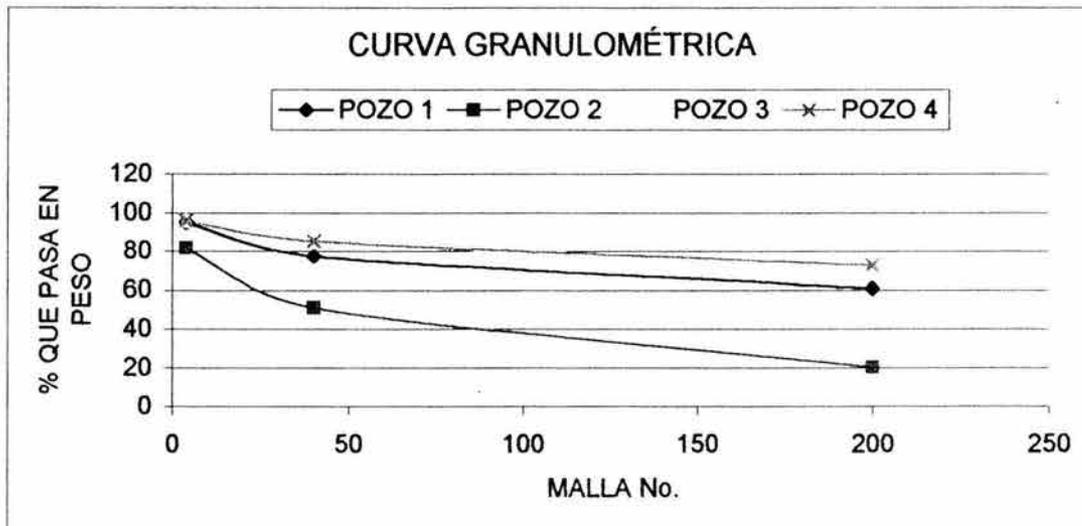


Figura 3.23.- Curva Granulométrica de los cuatro pozos, graficando abertura de la malla contra porcentaje que pasa en peso.

Al observar la figura 3.23 vemos que más del 50 % de material pasa la malla número 200 para los pozos número 1, 3 y 4. Mientras que para el pozo 2 pasa aproximadamente un 20 % del material la malla 200, y como más del 50 % del material es retenido entre las mallas 4 y 200 resulta que se trata de un suelo grueso.

A partir de la curva granulométrica es posible encontrar el coeficiente de curvatura (Cc), que nos indica si existe un vacío de graduación; y el coeficiente de uniformidad (Cu), que nos indica la variación del tamaño de los granos presentes en la muestra. Sin embargo, en este caso no es posible obtener dichos coeficientes ya que más de un 12 % del material pasa en todos los casos por la malla número 200, por lo que el coeficiente de uniformidad (Cu) y el Coeficiente de Curvatura (Cc) carecen de significado.

Los límites de Atterberg se utilizan cuando más del 12 % del Material pasa la Malla 200, debido a los resultados obtenidos en las pruebas de granulometría efectuadas se justifica emplear los Límites de Atterberg para clasificar el suelo en los cuatro pozos. En el caso del pozo número dos donde predomina la arena y por las características del material es complicado determinar algunas propiedades se seguirá otro procedimiento que se indica oportunamente en los de Índices de Plasticidad.

En la tabla 3.5 se observan los porcentajes de gravas (G), arenas (S) y finos (F), contenidos en los diferentes pozos excavados en la comunidad de El Calvario. Los resultados de la tabla 3.4 coinciden con el Perfil Esquemático del Suelo de la figura 3.22 donde se muestra el sitio donde fueron excavados los pozos con relación a los materiales encontrados por el estudio Geofísico de Resistividad Eléctrica. Los pozos 1 y 2 fueron excavados en una zona de arenas según los SEV. Eso concuerda con el pozo 2 donde predominan las arenas. En el caso del pozo 1 también tenemos un alto contenido de arena un 34.27 % (tabla 3.5). El caso del pozo 3 y 4 coinciden con el sitio donde fueron excavados. En el caso del pozo 4 fue hecho en el sitio del deslizamiento ocurrido en la década de los noventa pero también coinciden los materiales encontrados, pues se trata de una zona donde predominan las arcillas con arena fina. En el caso el pozo número 3 los materiales detectados en la granulometría coinciden con las arenas y arcillas detectadas por el estudio Geofísico.

No. DE POZO A CIELO ABIERTO	% G	% S	% F
P.C.A. No. 1	4.88	34.27	60.84
P.C.A. No. 2	18.41	61.46	20.11
P.C.A. No. 3	4.08	23.96	71.94
P.C.A. No. 4	3.95	23.18	72.85

Tabla 3.5.- Porcentajes de grava, arena y finos contenidos en las muestras tomadas del segundo estrato para cada uno de los pozos.

3.10.5.- LÍMITES DE ATTERBERG

Los Límites de Atterberg se realizaron para determinar las propiedades Índices de los Suelos así como el Límite Líquido (LL), Límite Plástico (LP), Límites de Contracción (LC), y la fracción que pasa la malla número 40. Para determinar el Límite Líquido se emplean los utensilios mostrado en la figura 3.24 y la copa de Casagrande (figura 3.25).

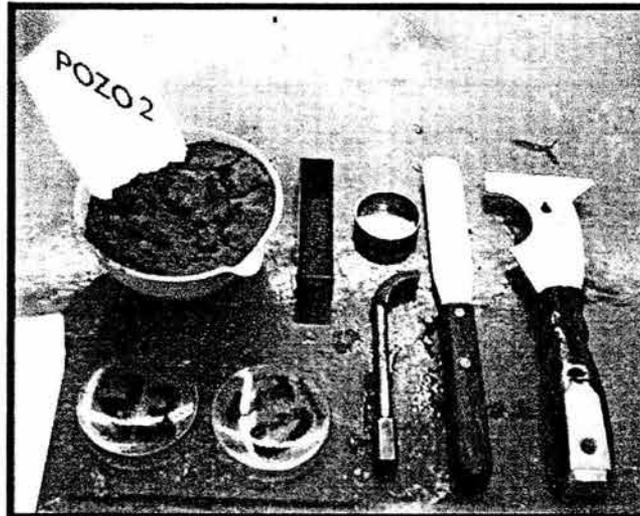


Figura 3.24.- Utensilios y material empleados en la determinación de los límites.

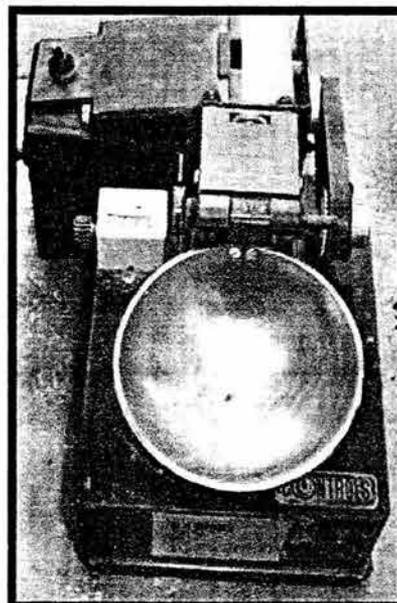


Figura 3.25.- Copa eléctrica de Casagrande empleada en la obtención de el límite plástico.

El Límite plástico es el contenido de agua por debajo del cual el suelo no se comporta como un material plástico. Es el contenido de agua por el cual el suelo se encuentra en la frontera de un estado plástico y un estado semi-sólido. Las siguientes imágenes de la figura 3.26 ilustran las muestras empleada en la obtención de los Límites de Atterberg.



Figura 3.26.- Moldes, vidrios de reloj, y muestras de suelo empleados en la determinación de los diferentes Límites e Índices necesarios en este estudio.

Los resultados de los Límites de Consistencia obtenidos a partir de las diversas pruebas realizadas se muestran en la tabla 3.6.

En la Tabla 3.6 para el pozo 2 que contiene una mayor cantidad de arena se puede apreciar una característica de estas, su baja plasticidad.

Como se indicó en la sección de Granulometría, debido a las características de la arena que la hacen más difícil de trabajar, se emplea la siguiente fórmula para obtener los valores del Índice de plasticidad Mostrado en la tabla 3.6:

$$IP = CL \times 3$$

Donde:

IP = Índice de Plasticidad
CL = Contracción Lineal

Partiendo de este resultado se emplearon las fórmulas mostradas en la tabla 3.6 para obtener el resto de los parámetros.

El índice de Fluidez se define como la pendiente de la curva de fluidez, igual a la variación del contenido de agua correspondiente a un ciclo de la escala logarítmica. Dicho ciclo va de 5 a 50 golpes. Para poder determinar el contenido de agua con la información recabada, se aproximaron los puntos a una recta. A continuación se muestran las ecuaciones de dichas rectas obtenidas con la calculadora HP48GX.

Pozo 1

$$\text{Humedad} = 85.50 - 0.31 * (\text{número de golpes})$$

Pozo 2

$$\text{Humedad} = 42.33 - 0.19 * (\text{número de golpes})$$

Pozo 3

$$\text{Humedad} = 50.4872 - 0.27 * (\text{número de golpes})$$

Pozo 4

$$\text{Humedad} = 81.38 - 0.60 * (\text{número de golpes})$$

NOMBRE DEL LÍMITE O ÍNDICE DE CONSISTENCIA	FÓRMULA	P.C.A No. 1	P.C.A No. 2	P.C.A No. 3	P.C.A No. 4
HUMEDAD NATURAL	LABORATORIO	29.28	15.1	27.79	23.69
LÍMITE LÍQUIDO (LL %)	DE GRÁFICAS	76	37.58	69.29	64.4
LÍMITE PLÁSTICO (LP %)	LP= Ps/Pw	39.31	37.01	30.88	42.97
ÍNDICE DE PLASTICIDAD (IP %)	IP = LL-LP	36.69	0.57	38.41	21.43
CONSISTENCIA RELATIVA (CR %)	Cr=(LL-W)/IP	1.27	39.44	1.08	1.9
ÍNDICE DE FLUIDEZ (FW)	-	0.18	0.09	0.18	0.24
ÍNDICE DE TENACIDAD (TW)	TW= IP/FW	2.04	0.07	2.09	0.89

Tabla 3.6.- Mostrando los resultados obtenidos de las pruebas de los límites de Atterberg.

ÍNDICE DE PLASTICIDAD	
BAJO	0-30
MODERADO	30-50
ALTO	>50

Tabla 3.7.- Rangos del índice de plasticidad (Holtz y Gibbs, 1976).

Los índices mostrados en la tabla 3.6 nos proporcionan más información referente al suelo. De estos el Índice de Plasticidad y el Límite Líquido serán usados para llevar a cabo la clasificación según S.U.C.S. (En el apéndice C se muestra la hoja de calculo empleada para la obtención de los límites de Atterberg).

Tomando el Índice de Plasticidad de la Tabla 3.6 y la tabla 3.7 (Holtz y Gibbs, 1976) una clasificación a partir del Índice de Plasticidad, podemos concluir que los materiales provenientes de los Pozos 2 y 4 presentan un Índice de Plasticidad bajo mientras que los pozos 1 y 3 presentan un Índice de Plasticidad moderado.

3.10.6.- CLASIFICACIÓN SEGÚN S.U.C.S.

La clasificación se hizo a través del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (S.U.C.S.), utilizando la carta de plasticidad para la clasificación de suelos mostrada en la figura 3.27.

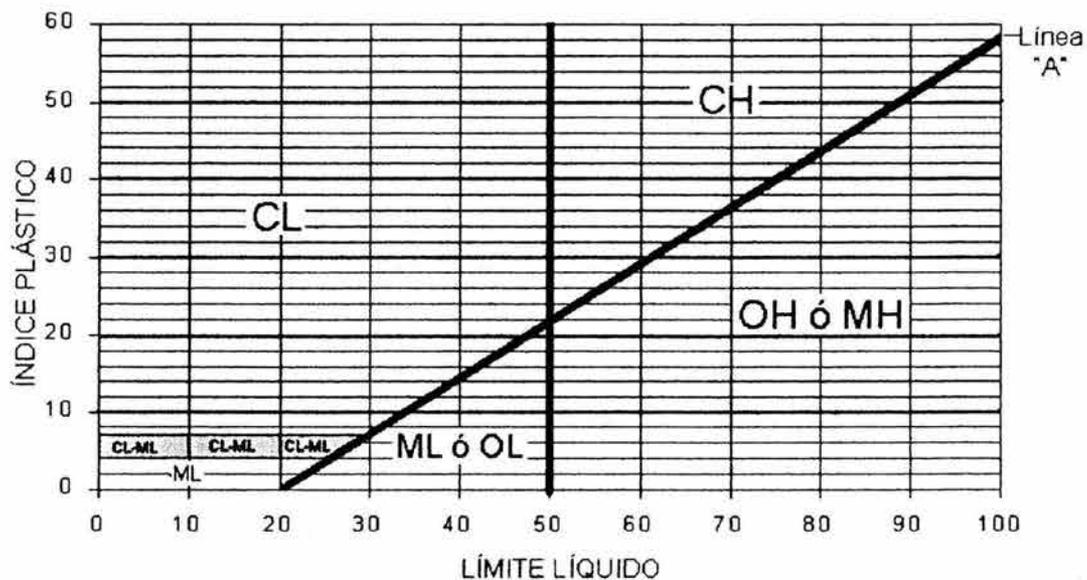


Figura 3.27.- Muestra la carta de plasticidad propuesta por SUCCS para la clasificación de suelos.

	P.C.A No. 1	P.C.A No. 2	P.C.A No. 3	P.C.A No. 4
CLASIFICACIÓN SEGÚN S.U.C.S.	OH	ML	CH	OH

Tabla 3.8.- Clasificación Según S.U.C.S. para las muestras obtenidas en El Calvario.

En el caso de los pozos número 1 y 4 tenemos que caen en la zona OH ó MH, pero las muestras presentan tonalidades oscuras características de suelos orgánicos y presentan límites líquidos altos. Por lo tanto se pueden considerar como material del tipo OH (tabla 3.8).

En el caso del pozo número 2 tenemos material tipo ML, aunque la zona es ML ó OL, el material extraído del pozo dos es de un color claro un tanto brillante, lo que indica una procedencia inorgánica. La letra M indica un limo inorgánico. Y la letra L (low compressibility) indica poca compresibilidad. Esto se debe al alto contenido de arena en la muestra.

El caso del pozo número tres se encuentra en la zona CH, que indica que esta compuesto por arcilla.

La letra H contenida en las muestras de los pozos 1, 2 y 4 proviene del inglés (hight compressibility) e indica que los suelos son altamente compresibles.

3.10.7.- CONTRACCIONES VOLUMÉTRICAS Y LINEALES

El Límite de Contracción es la frontera entre los estados de consistencia Semisólido y Sólido, definido como el porcentaje de humedad con respecto al peso seco de la muestra, con el cual una reducción de agua no ocasiona disminución en el volumen del suelo. La figura 3.28 ilustra tanto la prueba de contracción lineal como la prueba de contracción volumétrica.

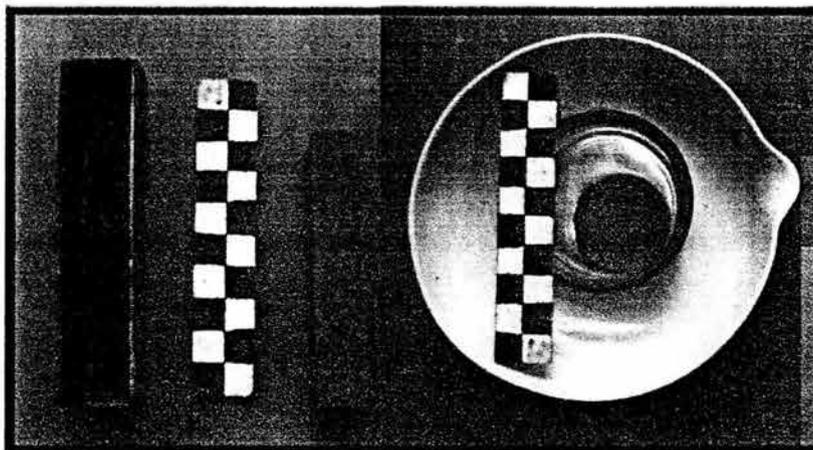


Figura 3.28.- Escala = 10 cm. Izquierda, molde para la prueba de contracción lineal así como la muestra una vez deshidratada. Derecha, realización de prueba de contracción volumétrica.

El límite de contracción o límite de contracción volumétrica es muy útil para calcular el comportamiento de un suelo, sobre todo para evaluar un posible surgimiento de grietas.

Cuando la contracción lineal en un suelo es mayor al 9 % se puede esperar una actividad significativa de contracción-expansión. (Crespo y Villalaz, 1976). En la

tabla 3.9 se muestran relaciones aproximadas que han sido consideradas como razonablemente confiables para pronosticar la ocurrencia del cambio de volumen.

	LÍMITES DE CONTRACCIÓN
BAJO	<10
MODERADO	10-12
ALTO	>12

Tabla 3.9.- Valores aproximados del potencial del Cambio de Volumen para diferentes intervalos e índice de Plasticidad (Holtz y Gibbs, 1976).

En la tabla 3.10 se presentan las contracciones volumétricas y lineales de los diferentes pozos de el deslizamiento de la Comunidad El Calvario.

%	P.C.A. No.1	P.C.A. No.2	P.C.A. No.3	P.C.A. No.4
CONTRACCIÓN VOLUMÉTRICA	44.127	21.151	59.114	43.59
CONTRACCIÓN LINEAL	17.38	1.89	16.64	17.63

Tabla 3.10.- Contracciones volumétricas y lineales que presentaron las muestras del segundo estrado de los cuatro pozos del deslizamiento en la Comunidad de El Calvario.

En el estudio se encontró que el material obtenido en los pozos 1, 3 y 4 tiene un elevado grado de contracción-expansión. Esto coincide con la clasificación S.U.C.S. ya que tanto las arcillas como los suelos orgánicos son altamente compresibles.

Mientras que el material del Pozo 2 que presenta un alto contenido de arena tiene un comportamiento más estable, ya que las arenas presentan una Contracción tanto Volumétrica como Lineal más baja.

Con base en la tabla 3.9 (Holtz y Gibbs, 1976) podemos concluir con base en los resultados obtenidos en la tabla 3.10 que los materiales provenientes de los cuatro pozos presentan un Potencial de Cambio de Volumen alto, siendo el Pozo 2 el más moderado.

3.10.8.- DENSIDAD DE SÓLIDOS

La Densidad de Sólidos se define como la relación entre el Peso de los Sólidos y el Peso del Volumen del agua que desalojan.

Primero se calibró el matraz donde se realizó la prueba, llenándose hasta la marca con agua a temperatura ambiente. Se pesó y se midió con 1 ° de aproximación. Se agregaron aproximadamente 50 gramos de la muestra de suelo y se hizo hervir para eliminar el aire. Se dejó enfriar hasta tener una temperatura contenida en las curvas de calibración. En la tabla 3.11 se muestran los resultados.

	pozo 1	pozo 2	pozo 3	pozo 4
Densidad de Sólidos (Ss)	2.69	2.55	2.64	2.73

Tabla 3.11.- Densidad de sólidos de las muestras de los 4 pozos realizados.

La Densidad de Sólidos es indispensable para calcular poder realizar los cálculos de la prueba de Consolidación y aporta más información que nos permite caracterizar mejor al suelo.

3.10.9.- COMPRESIÓN SIMPLE

Lo ideal para poder labrar todas las muestras necesarias para las diferentes pruebas, que se llevan a cabo en el laboratorio de mecánica de suelos, es hacerlo a partir de una muestra de suelo inalterado. Pero el tipo de suelo no se prestó para hacerlo. El suelo tenía mucha piedra lo que dificultó realizar la extracción de la muestra inalterada. Por lo tanto, se elaboró con el material extraído una probeta remoldeada. Dichas probetas alteradas tienen que tener la misma humedad y características del suelo que cuando fueron extraídas las muestras.

Una vez que se llevan a cabo todos los cálculos y procedimientos pertinentes, el material remoldeado luce como se muestra en la figura 3.29 Ya está listo para ser labrado y obtener los especímenes necesarios para las pruebas de compresión simple, compresión triaxial, y consolidación. Es necesario recordar que el material puede perder humedad y alterar con esto los resultados de la prueba por lo cual es recomendable ensayarlo el mismo día que se realiza la muestra remoldeada. De lo contrario es recomendable etiquetarlo debidamente y cubrirlo con una capa de plástico para evitar que se alteren las propiedades del material.

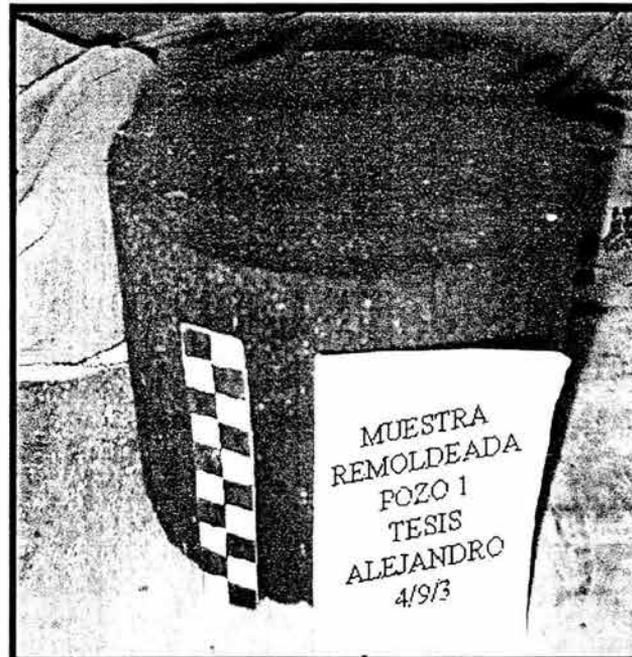


Figura 3.29.- Escala = 1 cm. Muestra remoldeada para labrar probetas necesarias para pruebas de compresión simple, triaxial y consolidación.

La primer probeta en ser labrada es la de consolidación, porque es la de menor altura y mayor área como se puede apreciar en la figura 3.30.

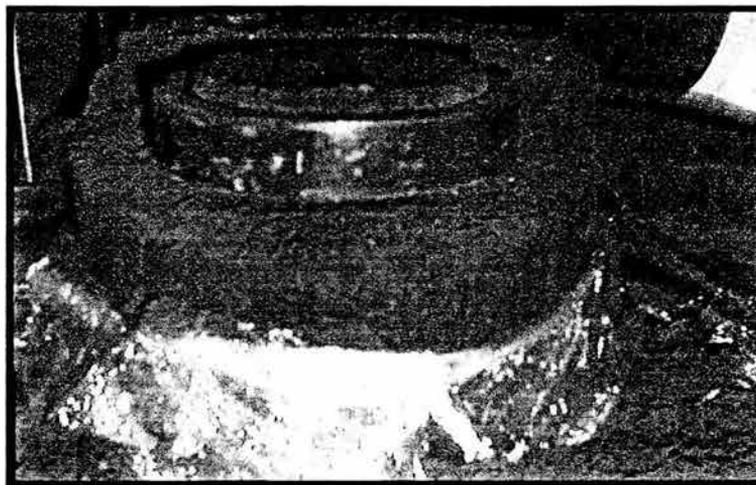


Figura 3.30.- Labrado de especímenes para prueba de consolidación, en la fotografía de la derecha se muestra también el papel celofán usado para proteger el espécimen contra la pérdida de agua.

Para la realización de las pruebas triaxial y compresión simple se deben labrar las muestras con un torno especial como se muestra en la figura 3.31.



Figura 3.31.- Torno empleado en el labrado del espécimen para Compresión Simple y Triaxial.

En el campo de la Ingeniería Civil la Prueba de Compresión Simple se lleva a cabo para determinar las características de Esfuerzo-Deformación del material, pero principalmente para determinar la resistencia de un suelo al aplicarle una carga axial a un espécimen representativo. Sin embargo, la capacidad de carga escapa de los objetivos de este estudio, ya que se emplea principalmente para el diseño de cimentaciones. Sin embargo, a partir de la compresión simple se pueden comprobar los resultados de la compresión Triaxial.

En la tabla 3.12 se muestra el esfuerzo desviador y el peso específico obtenidos al ensayar los especímenes a compresión simple (las operaciones efectuadas en hoja de cálculo se muestran en el apéndice B).

Pozo No.	Esfuerzo Confinante kg/cm^2	Esfuerzo Desviador kg/cm^2	Peso específico t/m^3
1	0	4.42	1.58
2	0	0.95	1.32
3	0	3.03	1.74
4	0	1.08	1.26

Tabla 3.12.- Peso específico y esfuerzo desviador de las probetas de los cuatro pozos a compresión simple.

En las figuras 3.32, 3.33, 3.34 y 3.35 respectivamente se muestra la relación entre el esfuerzo al cual fueron sometidos los especímenes y la deformación sufrida.

Gráfica Esfuerzo - Deformación.

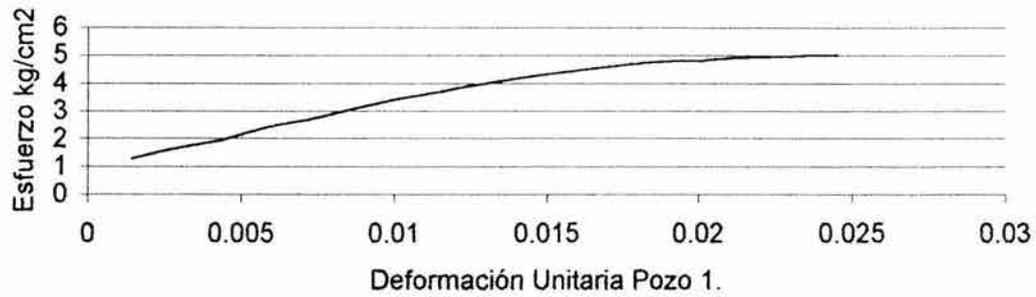


Figura 3.32.- Gráfica esfuerzo deformación para la compresión simple pozo 1

Gráfica Esfuerzo - Deformación

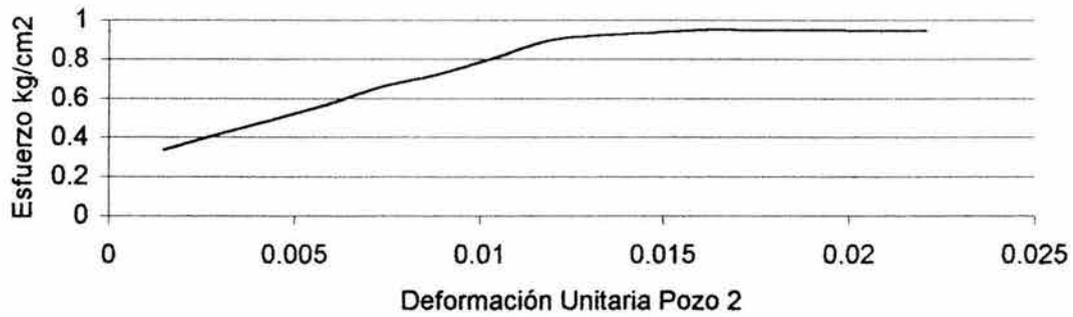


Figura 3.33.- Gráfica esfuerzo deformación para la compresión simple pozo 2

Gráfica esfuerzo - Deformación

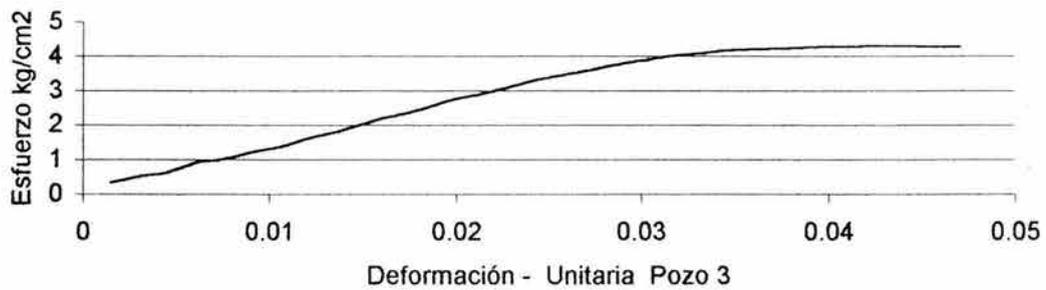


Figura 3.34.- Gráfica esfuerzo deformación para la compresión simple pozo 3

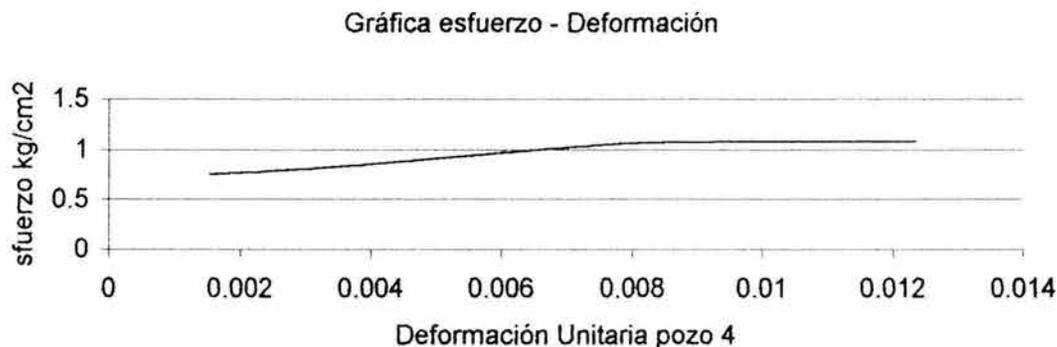


Figura 3.35.- Gráfica esfuerzo deformación para la compresión simple pozo 4

3.10.10.- COMPRESIÓN TRIAXIAL

La prueba de compresión Triaxial es de suma importancia para cualquier estudio relacionado con el conocimiento de las características de un suelo ya que de ella se obtienen los parámetros de Cohesión y Ángulo de fricción interna, los cuales son necesarios para el cálculo del Factor de Seguridad (Fs).

La compresión Triaxial diverge principalmente de la compresión simple por someter a la muestra a un esfuerzo confinante. Lo anterior se logra al llenar la Cámara Triaxial con agua y para proteger la muestra se cubre con una membrana elástica e impermeable. El esfuerzo confinante es administrado a la Cámara Triaxial por medio de un cilindro a presión controlada por un manómetro. La Cámara Triaxial cuenta con un extensómetro que registra las deformaciones y un dispositivo especial que registra los intervalos de tiempo en los que se registran las diferentes deformaciones (figura 3.36).

En la figura 3.37 se puede apreciar la diferencia del espécimen antes y después de la prueba de Compresión Triaxial. En la misma figura 3.37 izquierda se aprecia el espécimen con una forma más definida y a la derecha de la misma figura se tiene la muestra un poco deformada en la parte superior, también se aprecia una ligera diferencia de altura. La diferencia de color se debe a que se le aplica una película de talco a la membrana de látex para minimizar el riesgo de ruptura y evitar que se adhiera al espécimen.

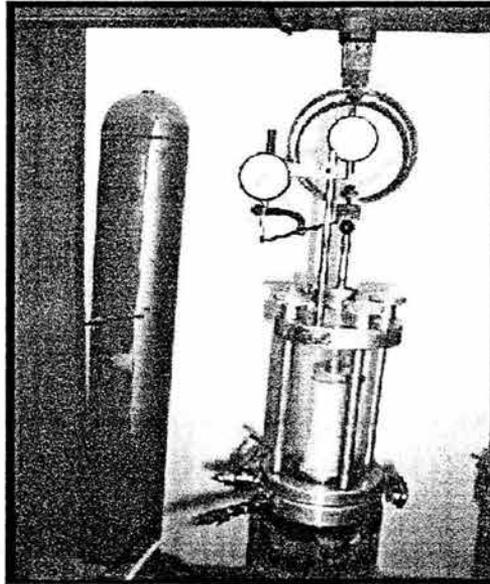


Figura 3.36.- Cámara Triaxial llena de agua para aplicar presión confinante, se puede apreciar la probeta cubierta con látex, y el micrómetro para registrar las deformaciones.

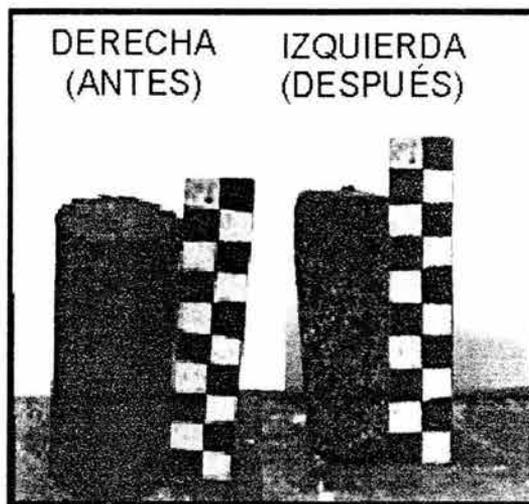


Figura 3.37.- Escala = 10 cm. $\delta_3 = 9 \text{ kg/cm}^2$, en la izquierda se muestra un espécimen del pozo 4 antes de ser probado y en la derecha después de ser ensayado a compresión triaxial.

En la tabla 3.13 se muestran los valores de la presión de confinamiento a la que se sometieron los especímenes y los valores del Esfuerzo principal de ruptura. Se emplea la presión de confinamiento para simular las condiciones a las cuales se encuentra sometido el suelo en su estado natural.

POZO	PRESIÓN DE CONFINAMIENTO (Kg/cm ²)	ESFUERZO PRINCIPAL DE RUPTURA.
POZO 1	0.3	4.72
POZO 1	0.6	5.03
POZO 1	0.9	5.21
POZO 2	0.3	1.60
POZO 2	0.6	3.51
POZO 2	0.9	4.95
POZO 3	0.3	3.53
POZO 3	0.6	4.04
POZO 3	0.9	4.80
POZO 4	0.3	1.47
POZO 4	0.6	3.33
POZO 4	0.9	4.44

Tabla 3.13.- Muestra la presión de confinamiento a la cual fueron sometidos los especímenes y el esfuerzo principal de ruptura.

Para determinar el valor de la cohesión y del ángulo de fricción interna con los datos obtenidos al ensayar los especímenes en laboratorio, se hace uso del círculo de Mohr, obteniendo gráficas como la que se muestra en la figura 3.38.

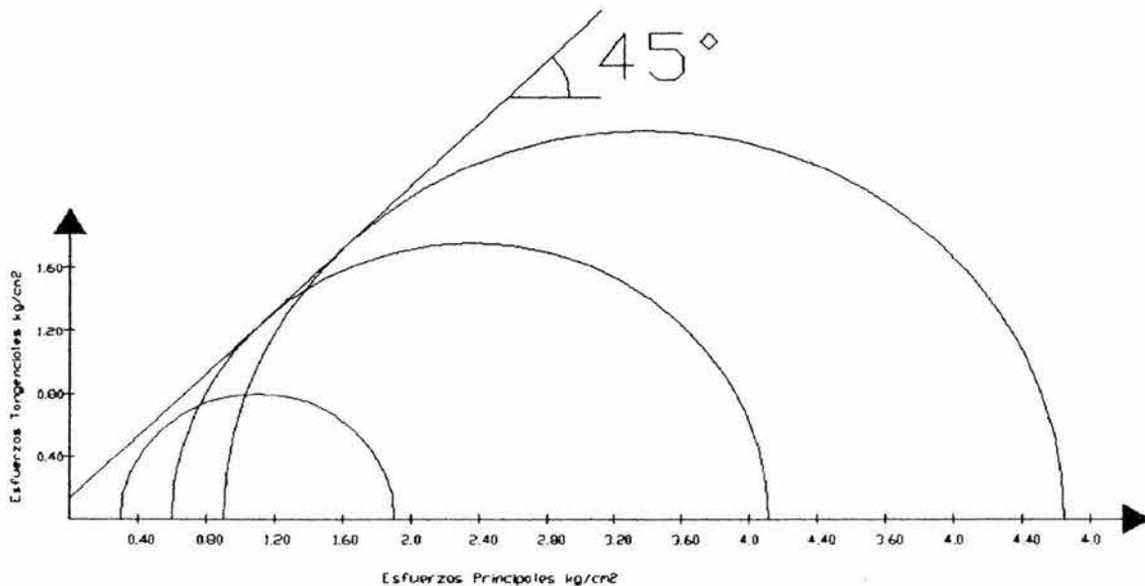


Figura 3.38.- Círculo de Mohr del Pozo 2 de los especímenes ensayados a compresión a diferentes presiones de confinamiento para el pozo 2.

En la tabla 3.14 se muestra el ángulo de fricción interna y la cohesión de cada uno de los pozos, obtenidos a partir del círculo de Mohr, con los datos generados a partir de la prueba de compresión triaxial (la hoja de cálculo empleada para los cálculos pertinentes se muestra en el apéndice A).

POZO	ÁNGULO DE FRICCIÓN	COHESIÓN	CLASIFICACIÓN
1	22	0.453	CL
2	45	0.136	ML
3	27	0.43	CL
4	24	0.35	CL

Grafica 3.14.- Valores del ángulo de fricción interna y cohesión para los diferentes pozos.

3.10.11.- CONSOLIDACIÓN

Las pruebas de consolidación para los cuatro pozos se realizaron en base a lo descrito en el capítulo 3 de este estudio. Se realizó una prueba para cada uno de los pozos. Hay que recordar que cuando se somete un suelo a un incremento en la presión (o carga), ocurre un reajuste de la estructura de suelo que podría considerarse primeramente como una deformación plástica correspondiente a una reducción en la relación de vacíos. Puede producirse también una pequeña cantidad de deformación elástica pero considerando la magnitud de las cargas (o presiones de contacto) involucradas y el hecho de que el módulo de elasticidad de los granos de suelo sea del orden de 20 MPa, la deformación elástica (la cual es recuperable cuando la carga se remueva) es despreciable.

Una vez que se tiene la muestra de suelo remoldeado, es necesario labrar con ayuda de un anillo metálico el espécimen (figura 3.30) para poder llevar a cabo la prueba de consolidación. Por otro lado también se pesa pues este dato será útil en cálculos posteriores.

Los especímenes se cubren con papel de filtro en ambos extremos y se colocan entre piedras porosas. Para evitar que se pierda humedad se emplea algodón humedecido, como se muestra en la figura 3.39. Finalmente se coloca el espécimen en la base del consolidómetro (figura 3.39) y se le añade el pistón de carga. Las cargas y el tiempo en el cual son aplicadas, se llevan a cabo de acuerdo a un criterio previamente establecido.

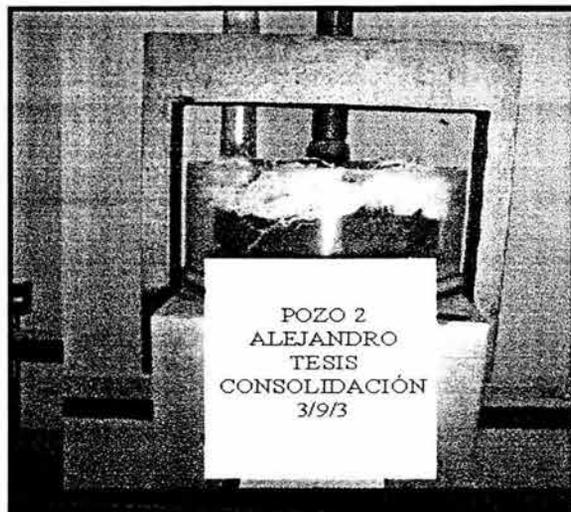


Figura 3.39.- Realización de la prueba de consolidación para el pozo 2, se puede apreciar el algodón humedecido para evitar que el espécimen pierda agua.

Una vez concluida la prueba de consolidación se pesa el espécimen para determinar si la cantidad de agua vario durante la prueba. Posteriormente se coloca dicho espécimen dentro del horno a una temperatura que oscila entre los 105 y 110 ° C para eliminar el agua contenida en el anillo. Este dato es importante para poder llevar a cabo los cálculos pertinentes.

De los datos obtenidos a partir de la prueba de consolidación para los cuatro pozos se obtienen las tablas 3.15, 3.16, 3.17 y 3.18.

PRESIÓN P Kg/cm ²	DEF. LIN. mm.	DEF. ACUM. mm	DEF. UNIT. %	ESP COMP. 2H mm	2H-2H0 mm	e=(2H-2H0) /2H0
0.01	0	0	0	20	11.525	1.360
0.25	0.012	0.012	0.060	19.988	11.513	1.358
0.75	0.007	0.019	0.095	19.993	11.518	1.359
1.75	0.028	0.047	0.235	19.972	11.497	1.356
3.75	0.102	0.149	0.745	19.898	11.423	1.348
1.75	0.013	0.137	0.683	19.988	11.512	1.358
0.75	0.019	0.118	0.590	19.982	11.506	1.362
0.25	0.017	0.101	0.505	19.983	11.508	1.363
0.01	0.092	0.010	0.048	19.909	11.433	1.365

Tabla 3.15.- Resultados de la prueba de consolidación para el pozo 1, mostrando la deformación lineal, acumulada, unitaria en %, espesor de sólidos y relación de vacíos.

PRESIÓN P Kg/cm ²	DEF. LIN. mm.	DEF. ACUM. mm	DEF. UNIT. %	ESP COMP. 2H mm	2H-2H0 mm	$e=(2H-2H0)/2H0$
0.01	0	0	0	20	17.418	6.745
0.25	0.047	0.047	0.235	19.953	17.371	6.727
0.75	0.036	0.083	0.415	19.964	17.382	6.731
1.75	0.028	0.111	0.555	19.972	17.390	6.734
3.75	0.033	0.144	0.720	19.967	17.385	6.732
1.75	0.005	0.139	0.695	19.995	17.413	6.743
0.75	0.007	0.132	0.660	19.993	17.411	6.742
0.25	0.012	0.120	0.600	19.988	17.406	6.740
0.01	0.041	0.079	0.395	19.959	17.377	6.729

Tabla 3.16.- Resultados de la prueba de consolidación para el pozo 2, mostrando la deformación lineal, acumulada, unitaria en %, espesor de sólidos y relación de vacíos.

PRESIÓN P Kg/cm ²	DEF. LIN. mm.	DEF. ACUM. mm	DEF. UNIT. %	ESP COMP. 2H mm	2H-2H0 mm	$e=(2H-2H0)/2H0$
0.01	0	0	0	20	10.350	1.072
0.25	0.020	0.020	0.100	19.980	10.330	1.070
0.75	0.036	0.056	0.280	19.964	10.314	1.069
1.75	0.042	0.098	0.490	19.958	10.308	1.068
3.75	0.079	0.177	0.885	19.921	10.271	1.064
1.75	0.010	0.168	0.838	19.991	10.341	1.070
0.75	0.017	0.151	0.755	19.984	10.334	1.071
0.25	0.005	0.146	0.730	19.995	10.345	1.072
0.01	0.059	0.087	1.073	19.941	10.291	1.073

Tabla 3.17.- Resultados de la prueba de consolidación para el pozo 3, mostrando la deformación lineal, acumulada, unitaria en %, espesor de sólidos y relación de vacíos.

PRESIÓN P Kg/cm ²	DEF. LIN. mm.	DEF. ACUM. mm	DEF. UNIT. %	ESP COMP. 2H mm	2H-2H0 mm	$e=(2H-2H0)/2H0$
0.01	0	0	0	20	11.660	1.398
0.25	0.062	0.062	0.310	19.938	11.598	1.391
0.75	0.0385	0.101	0.503	19.962	11.622	1.389
1.75	0.0935	0.194	0.970	19.907	11.567	1.387
3.75	0.0305	0.225	1.123	19.970	11.630	1.390
1.7	0.0105	0.214	1.070	19.990	11.650	1.394
0.75	0.015	0.199	0.995	19.985	11.645	1.396
0.25	0.021	0.178	0.890	19.979	11.639	1.397
0.01	0.068	0.110	0.550	19.932	11.592	1.399

Tabla 3.18.- Resultados de la prueba de consolidación para el pozo 4, mostrando la deformación lineal, acumulada, unitaria en %, espesor de sólidos y relación de vacíos.

De las tablas 3.15, 3.16, 3.17 y 3.18 se obtienen las gráficas de las curvas de compresibilidad P contra e , en escala logarítmica representadas en las figuras 3.40, 3.42, 3.44 y 3.46. Así como las curvas de compresibilidad P contra deformación unitaria representadas en las figuras 3.41, 3.43, 3.45 y 3.47.

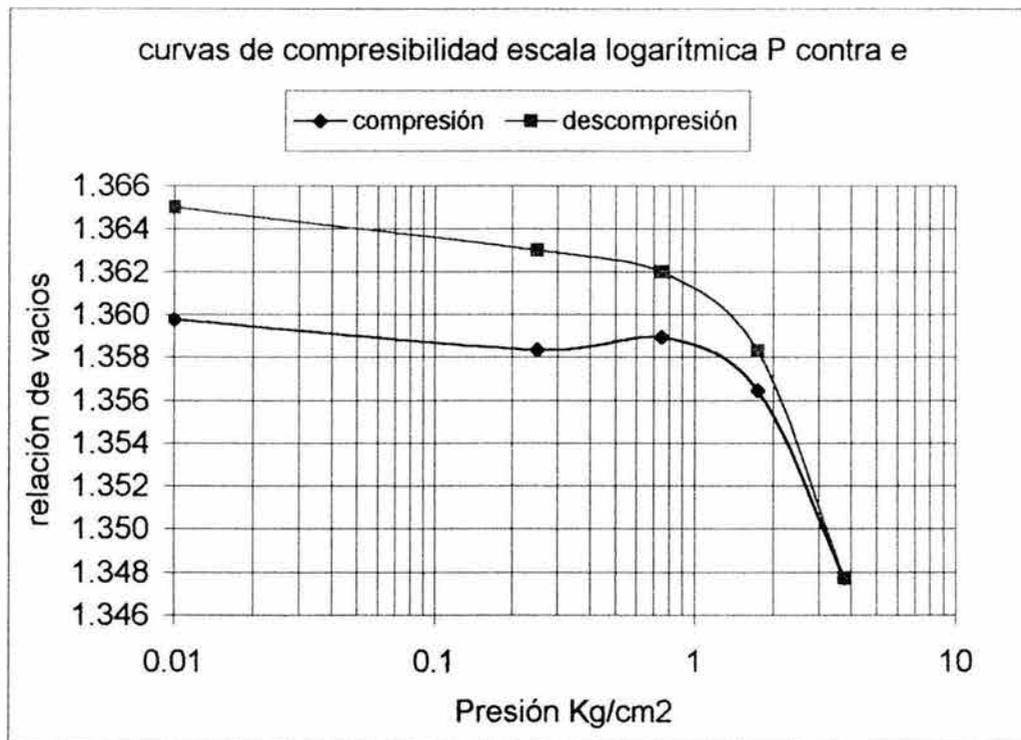


Figura 3.40.- Pozo 1- Curva de compresibilidad escala aritmética P contra e .

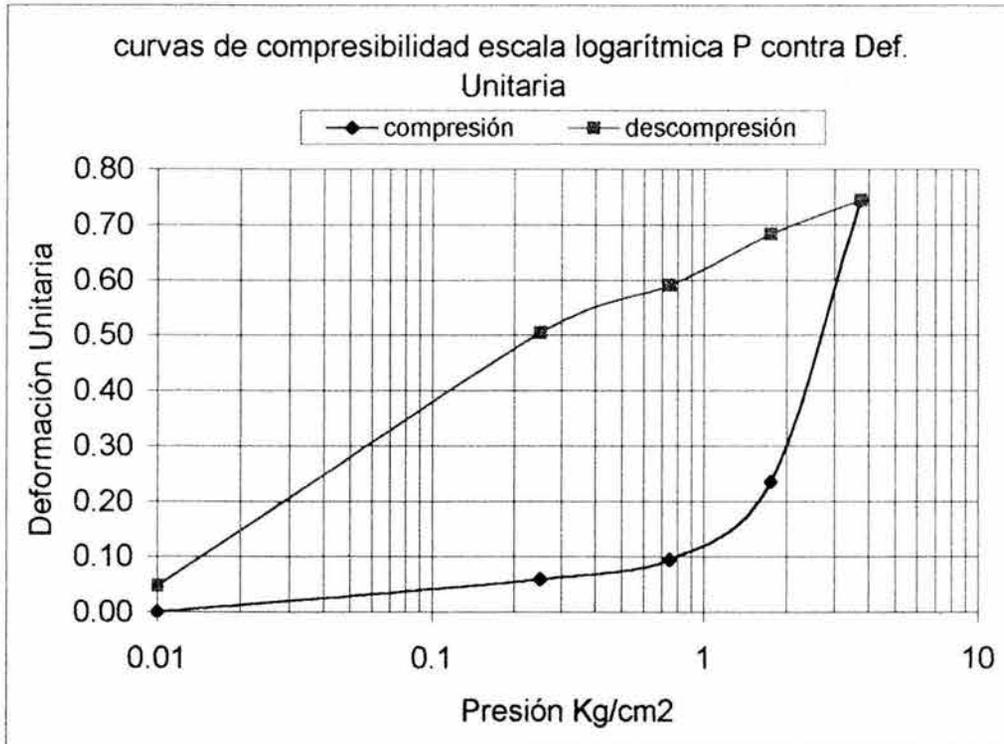


Figura 3.41.- Pozo 1- Curva de compresibilidad escala logarítmica P contra Def. Unitaria.

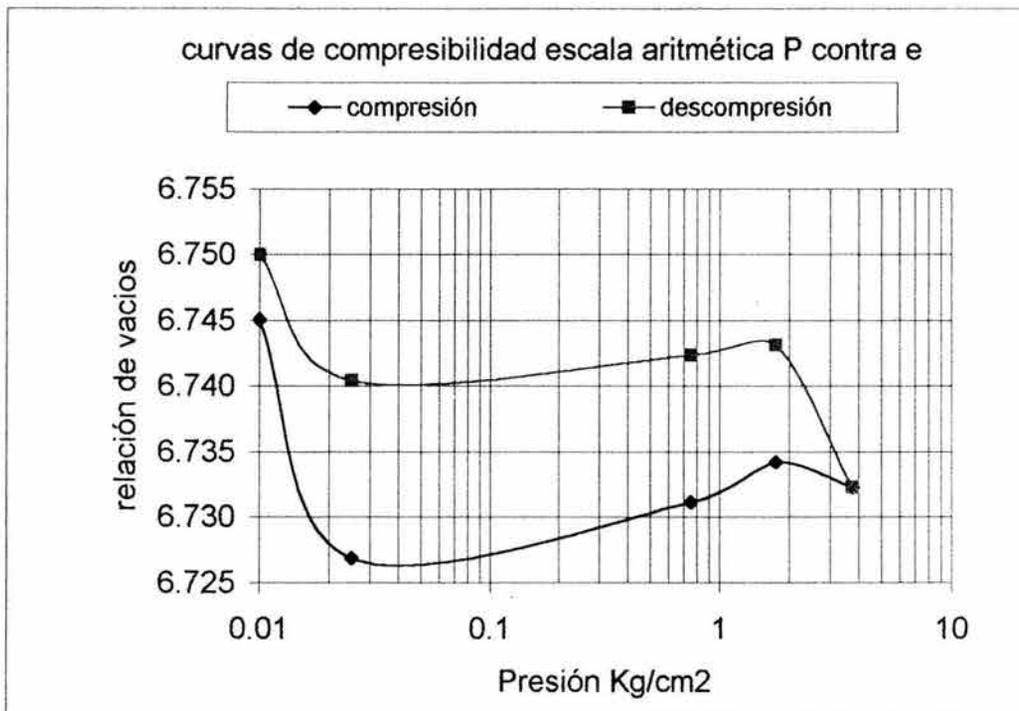


Figura 3.42.-pozo 2 - Curva de compresibilidad escala aritmética P contra e.

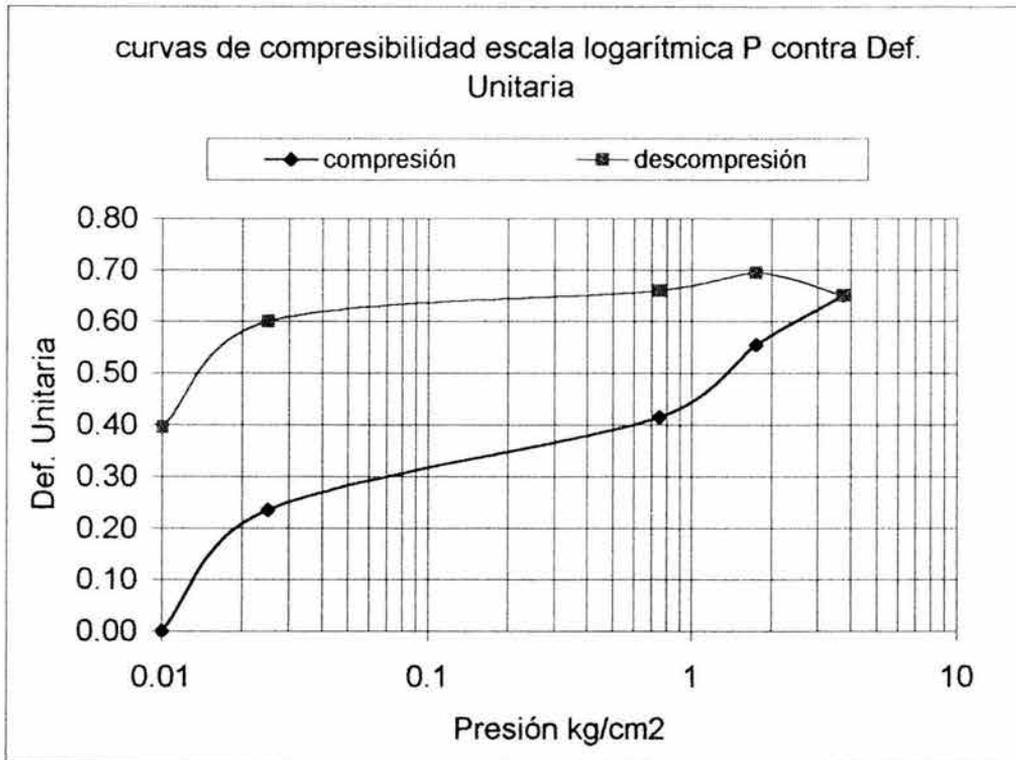


Figura 3.43.- Pozo 2 -Curva de compresibilidad escala logarítmica P contra Def. Unitaria.

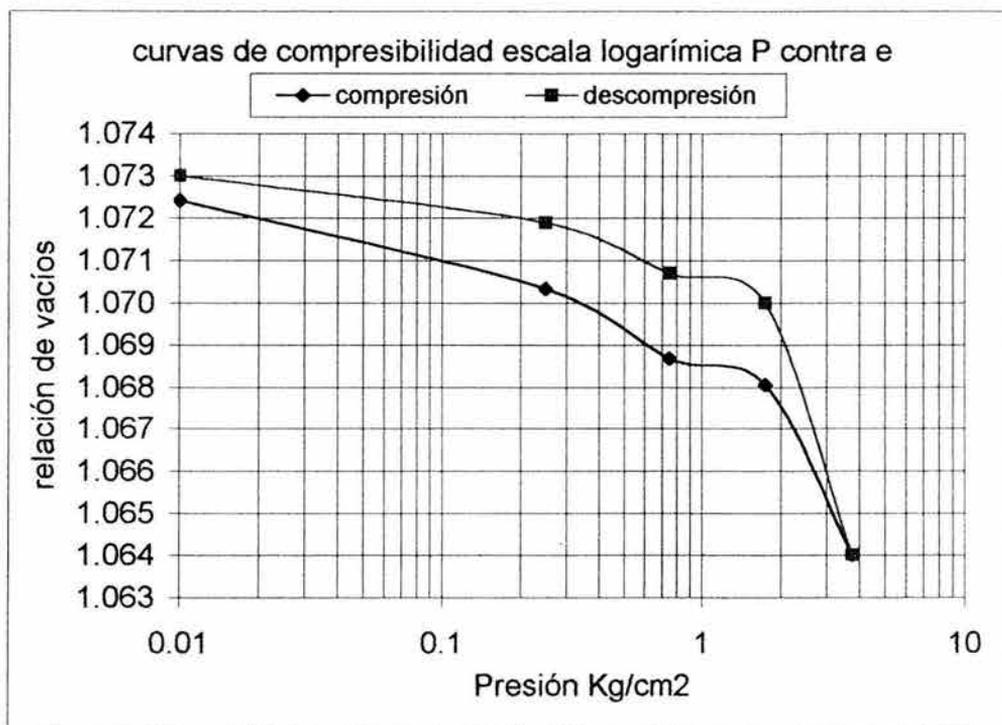


Figura 3.44.- Pozo 3- Curva de compresibilidad escala aritmética P contra e.

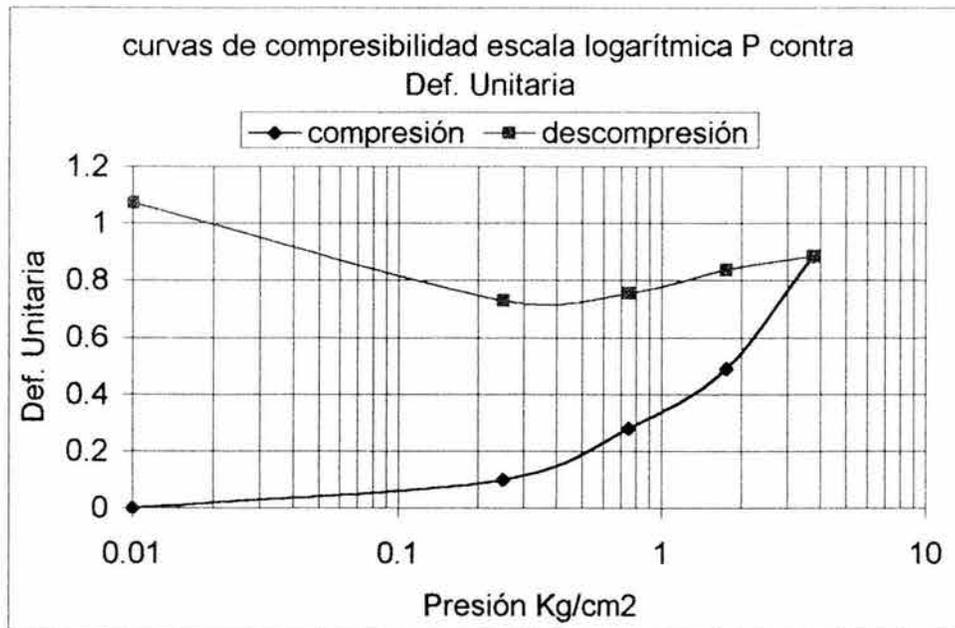


Figura 3.45.- Pozo 3-Curva de compresibilidad escala logarítmica P contra Def. Unitaria.

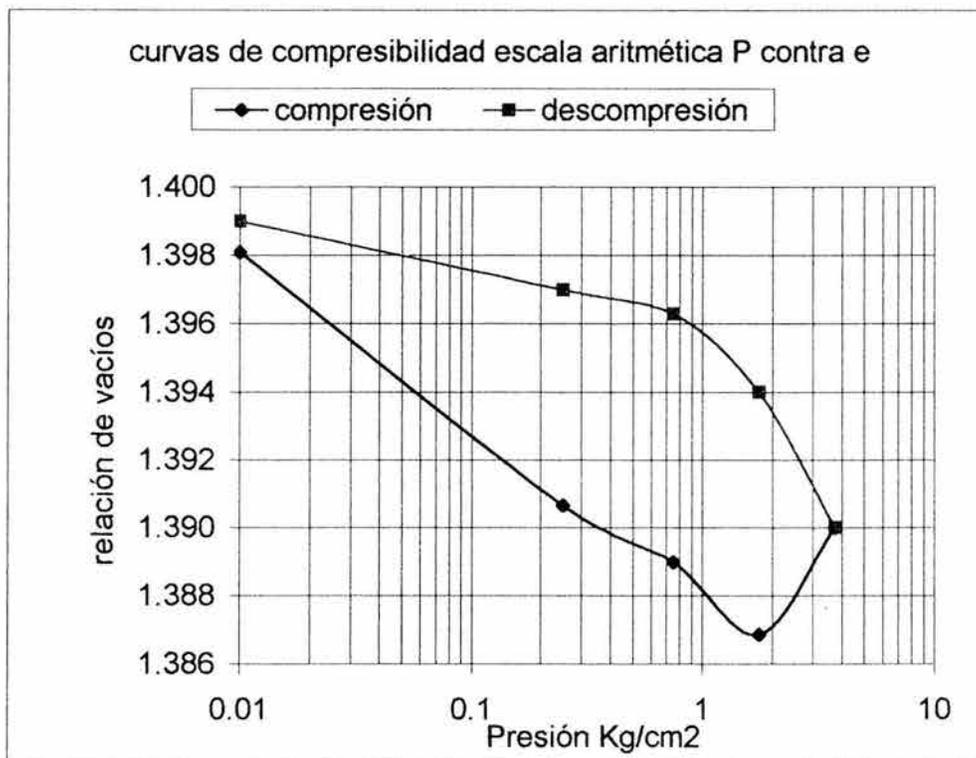


Figura 3.46.- Pozo 4- Curva de compresibilidad escala aritmética P contra e.

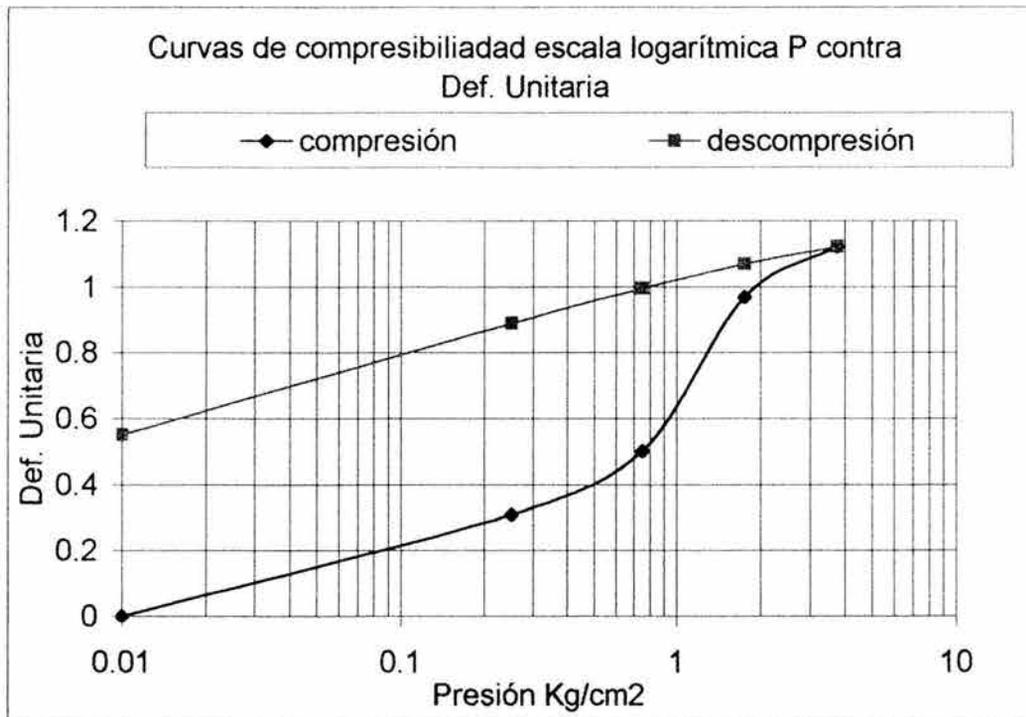


Figura 3.47.- Pozo 4-Curva de compresibilidad escala logarítmica P contra Def. Unitaria.

Se puede apreciar que en las curvas de compresibilidad donde se relaciona la Presión con la Relación de Vacíos (e), que los materiales presentan una expansión a la hora de retirar la carga aplicada. Esta es una característica especial de las arcillas, incluso la muestra del pozo dos, registra una ligera expansión debida a los finos contenidos (figuras 3.40, 3.42, 3.44, y 3.46). Lo mismo se puede apreciar en las curvas de compresibilidad representadas en las figuras 3.41, 3.43, 3.45 y 3.47.

3.11.- CÁLCULO DEL FACTOR DE SEGURIDAD

El cálculo del factor de seguridad se realizó según lo propuesto en el capítulo 3. El método empleado para el Cálculo del Factor de Seguridad es el de las Dovelas propuesto por Fellenius (1930) por su pragmatismo y su confiabilidad. Esto es muy importante ya que el cálculo del factor de seguridad es lo que determinará si el talud es o no estable.

Los datos necesarios para el cálculo del Factor de Seguridad han surgido a lo largo de todo el estudio. Las características de la superficie del terreno se obtuvieron por medio de la topografía y se muestran en la tabla 3.19.

PENDIENTE	27.98	%
LONGITUD	116.36	m
DESNIVEL	33.91	m

Tabla 3.19.- Datos obtenidos a partir de la topografía del terreno.

La confiabilidad del Método de las Dovelas aumenta conforme aumenta el número de dovelas empleadas en los cálculos. Por lo que se están proponiendo 60 dovelas con una distancia 1.9 metros entre dovela, lo cual nos permitirá cubrir todo el movimiento.

Las propiedades del suelo fueron obtenidas por medio de los estudios de Mecánica de suelos. La geofísica sirvió para determinar que tipo de materiales se encuentran en el subsuelo del deslizamiento, y los resultados se cotejaron con la geología regional a manera de comprobación. Los datos de los materiales empleados en el cálculo del factor de seguridad se muestran en la tabla 3.20.

MATERIAL	arena	MATERIAL	Arcilla
COHESIÓN	0.136	COHESIÓN	0.37
ÁNGULO DE FRICCIÓN	45 °	ÁNGULO DE FRICCIÓN	0 °
DENSIDAD	1.3 ton/m ³	DENSIDAD	1.53 ton/m ³

Tabla 3.20.- Datos de los materiales empleados en el cálculo del Factor de Seguridad.

A partir del estudio Geofísico explicado en el capítulo 3 se puede apreciar que el subsuelo esta compuesto por varios estratos con diversos tipos de materiales. Además demostró que el estrato con el material más inestable presenta un nivel de arcilla. Debido a que las muestras para el estudio de Mecánica de Suelos se obtuvieron mediante pozos a cielo abierto y no se alcanzó la profundidad necesaria para obtener las características de algunos materiales en los estratos detectados; se emplearán en los cálculos las características de los materiales que más se asemejen detectados en los pozos a cielo abierto.

El Perfil Esquemático del Subsuelo más desfavorable es el que muestra un estrato de arcilla en la sección geoelectrica número 1 constituida por los SEV'S 1 y 4. Para determinar el Factor de Seguridad de este Perfil se propone un ángulo de fricción interna igual al promedio de el ángulo de fricción interna de los pozos 1, 3 y 4 donde predomina la arcilla ya que se desconocen las propiedades del estrato de arcilla.

Para el Cálculo del Perfil Esquemático del Subsuelo constituido por los SEV's 3 y 2, se considera que es solo un material debido a que la profundidad del estrato encontrado es suficiente para la realización de los cálculos pertinentes. Las características de este material para los cálculos serán las obtenidas en los

resultados de Mecánica de Suelos del Pozo 2 por tener mayor similitud con los materiales detectados en el estudio Geofísico y el de Mecánica de Suelos.

El área de las dovelas será calculada como un trapecio para fines prácticos (Padilla 2002). En las dovelas 1 y 60 que son semejantes a un triángulo se procede igual solo que la base menor es igual a cero obteniéndose así la fórmula del triángulo.

Gracias a los adelantos tecnológicos se pueden calcular varios valores para el Factor de Seguridad en función del radio de falla propuesto sin mayores complicaciones. En la tabla 3.21 se muestran los radios de falla propuestos y el Factor de Seguridad calculado para la Sección Geoeléctrica correspondiente (en el apéndice D se muestra la hoja de cálculo empleada en la obtención de el factor de seguridad de la Sección Geoeléctrica número 1 y en el apéndice E el factor de seguridad de la Sección Geoeléctrica número 2).

Sección geoeléctrica	radio (m)	factor de seguridad
1	63	6.8
1	70	5.52
1	100	3.29
1	120	1.39
1	127	1.39
Sección geoeléctrica	radio (m)	factor de seguridad
2	63	5.12
2	70	4.35
2	100	3.75
2	115	3.72
2	120	3.7
2	130	3.68
2	155	3.66
2	156	3.65
2	160	3.65
2	200	3.65

Tabla 3.21.- Radios de falla propuestos y el Factor de Seguridad calculado para la Sección Geoeléctrica correspondiente.

A partir de los datos de la tabla 3.21 podemos ver que el talud es estable. El valor del Factor de Seguridad para considerar estable al Talud oscila dependiendo del autor entre 1.2 y 1.5 (Rico y del Castillo 1981). En la Sección Geoeléctrica número 1 se ve que el Factor de seguridad excede por más del triple la unidad. Mientras que en la Sección Geoeléctrica número 2 el Factor de Seguridad es de 1.39 estando también por encima de la unidad. Las figuras 3.48 y 3.49 ilustran los círculos de falla y los estratos que se tomaron en cuenta en el cálculo del Factor de Seguridad.

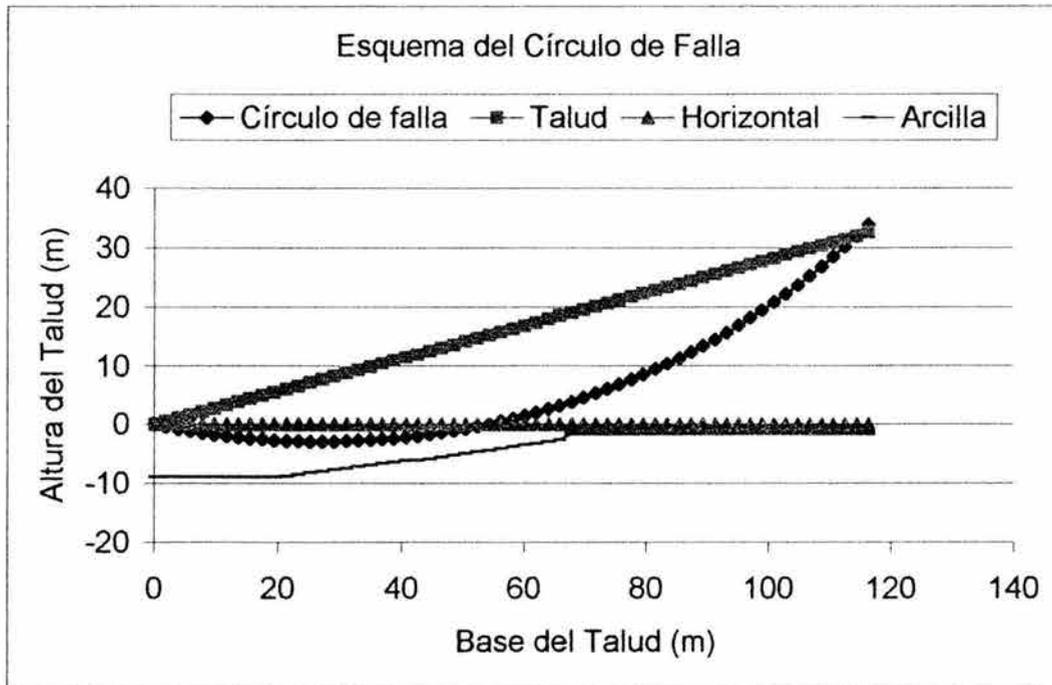


Figura 3.48.- Círculos de falla y estratos de la Sección Geoeléctrica número 1.

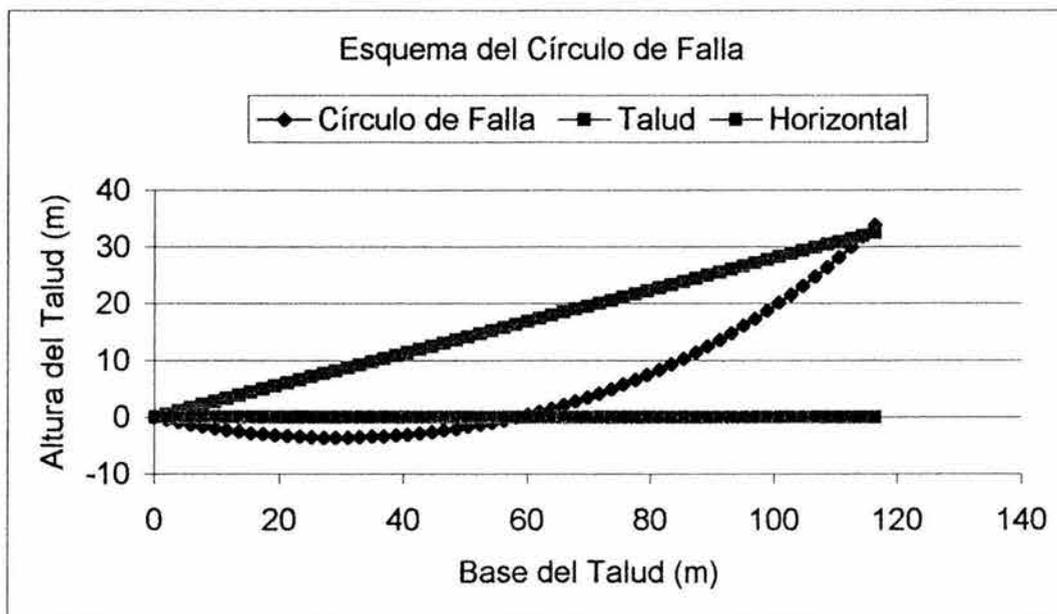


Figura 3.49.- Círculos de falla y estratos de la Sección Geoeléctrica número 2.

Debido a que los coeficientes de seguridad tanto del de la zona compuesta por el deslizamiento ocurrido en la década de los noventa como el talud del estudio son mayores que uno, se puede concluir que la condición del talud es estable.

4.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Los movimientos de tierra como la mayoría de los fenómenos naturales no son predecibles, pero un estudio oportuno de estabilidad de taludes nos permite saber si existe riesgo de inestabilidad. Pudiendo prever así desastres que pudieran ocasionar posibles pérdidas económicas, daños en infraestructura o cobrar vidas humanas.

En la actualidad no existe una metodología base para el estudio de deslizamientos en masa. La propuesta en este estudio busca determinar si una zona es o no inestable por medio de su Factor de Seguridad y recurriendo a diversas disciplinas como la mecánica de suelos, la geografía o la geofísica para obtener los datos necesarios. De esta forma, la metodología propuesta se muestra flexible y propicia para ser implementada en cualquier problema de deslizamientos en masa.

Para determinar si los taludes existentes en El Calvario representan algún peligro para la Comunidad se realizó un levantamiento topográfico para obtener las dimensiones y características físicas superficiales de la zona de estudio. Dicho levantamiento se complementó con un estudio geofísico que proporcionó la estratigrafía del lugar. Se realizaron Pozos a Cielo Abierto y se extrajeron muestras alteradas para conocer las propiedades mecánicas de los materiales existentes. Una vez analizada toda la información se obtuvieron dos coeficientes.

El factor de seguridad obtenido para talud que fallo en la década de los noventa fue de 1.39 y para el talud aledaño de 3.65. En ambos casos el Factor de Seguridad es superior a la unidad, lo que indica que ambos taludes son estables.

Una evidencia que apoya la estabilidad del talud pero no constituye una prueba irrefutable de ello, es la vegetación. Generalmente se puede emplear como evidencia la verticalidad de los árboles, postes de luz, construcciones etc. para indicar que un determinado talud está en reposo. Pero en este caso, la vegetación encontrada en el lugar aunque se aprecia vertical, es reciente, por lo cual no es realmente contundente asegurar la estabilidad del talud por este medio.

En la Comunidad de El Calvario existen antecedentes de problemas con movimientos en masa ocasionados o agravados por actividades antrópicas. Por ello aunque en esta los taludes han sido catalogados como estables, convendría tomar precauciones para evitar la activación de posibles movimientos. Debido a las actividades antrópicas que se llevan a cabo en la comunidad de El Calvario como son la agricultura y la urbanización.

A continuación se enlistan una serie de recomendaciones pertinentes para evitar o mitigar posibles activaciones de Movimientos en Masa en el Calvario:

- Evitar construir en las laderas del Cerro.
- Limitar en lo posible el tránsito de vehículos pesados en los caminos construidos en zonas de ladera.
- Reforestar con especies apropiadas las laderas para contribuir a la estabilidad de las mismas.
- Construir zanjas que permitan el escurrimiento de aguas pluviales.
- Construir y monitorear periódicamente mojoneras que permitan identificar oportunamente posibles movimientos de tierra.
- Instruir a los habitantes para que detecten señales de movimientos en masa como pueden ser grietas o la inclinación de árboles y postes de luz, para darle seguimiento y poder mitigar o prever desastres.

5.- BIBLIOGRAFÍA

Arellano G. J. F., (1980), "PROSPECCIÓN GEOFÍSICA POR MEDIO DE SONDEOS ELÉCTRICOS VERTICALES EN LA PORCIÓN NORTE DEL VALLE DE MEXICALI Y CAMPO GEOTÉRMICO DE CERRO PRIETO BAJA CALIFORNIA NORTE" Tesis de Licenciatura de Ingeniería y Arquitectura, ESIA. P. 65.

Arreygue rocha E, Canuti P Casgli n, Garduño Monroy V.H., (2002), "ANÁLISIS GEOMCÁNICO DE LA INESTABILIDAD DEL ESCARPE LA PALOMA, EN LA CIUDAD DE MORELIA, MICH. MÉXICO", Revista mexicana de Ciencias Geológicas.

Arreygue Rocha E., (2000), "APUNTES E LA MATERIA DE MECÁNICA DE ROCAS IMPARTIDA EN LA ESPECIALIDAD DE VÍAS TERRESTRES", Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo.

Arreygue, Madrigal, Monroy, (2002), "ESTUDIO GEOTÉCNICO Y GEOFÍSICO DEL SECTOR SUR (LA MESA) DEL CLUB CAMPESTRE DE MORELIA, MICHOACÁN", Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo, Instituto de Investigación Metalúrgicas.

Audemard M. Franck, Rodríguez José Antonia, Stockhausen Herald, (2000), "LA VERTIENTE CARACAS DEL MACIZO DE ÁVILA EN EL ESPEJO DEL DESASTRE DEE Vargas DE DICIEMBRE DE 1999", Memorias del XVI Seminario Venezolano de Geotecnia Sociedad Venezolana de Geotecnia Caracas, Noviembre del 2000, pag, 213-230.

Canuti P and Casgli N, (1994), " CONSIDERACIÓN SULLA VALUTAZIONE DEL RISCHIO DI FRANA". Consiglio Nazionale per la Difesa Dalle Catastrofi Idrogeologici. Linea 2-previsione e prevenzione di Eveti Franosi a Grande Rischio.

Comisión Nacional Del Agua, (1990) " INSTRUCTIVO PARA ENSAYES DE SUELOS" Comisión Nacional del Agua, colección Breviarios del Agua Serie Educativa. P. 413

Crespo Villalaz, (2000). "MECÁNICA DE SUELOS Y CIMENTACIONES" cuarta edición, Editorial Limusa.

Cruz C.M. y Delgado A.L.A. (2000) " LOS DESLIZAMIENTOS DE LA CARRETERA DE CUOTA TIJUANA-ENSENADA, BAJA CALIFORNIA". Geos, "Unión Geofísica Mexicana" , A.C. Volumen 20 No. 4, pag 418-431.

Deet L. Don, Judson Sheldon, (1997) "FUNDAMENTOS DE GEOLOGÍA FÍSICA" Decimosexta reimpresión, Editorial Limusa, S.A. de C.V. Grupo Noriega Editoriales.

Domínguez Ortiz Fidel, "LOS PROCESOS DE REMOCIÓN EN MASA Y SUS RELACIONES CON LA SISMICIDAD POTENCIAL EN EL SECTOR DE OCOLUCEN DE LA FALLA LA PALOMA, MORELIA, MICH., MÉXICO" Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo, Facultad de Ingeniería Civil, Tesis profesional. Pag 11-14.

Garduño-Monroy V.H., Corona-Chávez P., Israde-Alcántara L. Menéela L. Arreygue, E., Bigioggero B. Y Chiesa S., (1999), " CARTA GEOLÓGICA DE MICHOACÁN", Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo, Instituto de Investigaciones Metalúrgicas, Departamento de Geología y Mineralogía.

González de Vallejo Luis I, (2002), "INGENIERÍA GEOLÓGICA", Prentice Hall, Impreso en España, Primera edición.

Graterol M. Jaime, (1996), " SOLUCIÓN DE ESTABILIZACIÓN DEL ACANTILADO A LO LARGO DE LA LÍNEA DE COSTA ENTRE EL MUELLE 4 Y EL FUTURO MUELLE 5, REGINERÍA DE CARDÓN", Maraven S.A., Cardón Estado Falcón, Memorias del XIV Seminario Venezolano de Geotecnia Sociedad Venezolana de Geotecnia Caracas, octubre de 1996, pag. 41-54.

Gutierrez Ariza Alfonso, Joaquín Gutiérrez Guerra, (1990) "ANTECEDENTES DE DIBUJO", Editorial Trillas.

Hernández Madrigal Víctor Manuel, (2001), "CARACTERIZACIÓN Y ESTUDIO DE LAS ARCILLAS Y ESTUDIO GEOMORFOLÓGICO DEL MOVIMIENTO EN MASA DE SAN MIGUEL DEL MONTE, MICHOACÁN, MÉXICO", Tesis de maestría.

http://biblioteca.redescolar.ilce.edu.mx/sites/ciencia/volumen1/ciencia2/12/htm/SEC_8.html

[http://satori.geociencias.unam.mx/19-2/\(2\)Arreygue.PDF](http://satori.geociencias.unam.mx/19-2/(2)Arreygue.PDF)

<http://secre.ssn.unam.mx/SSN/Doc/Yamamoto/>

http://www.citaris.com.mx/nota_a1.php?idnota=269545&idsec=10860

<http://www.cne.go.cr/modulos/deslizam.htm>

<http://www.concol.com/pagina7/RetoV01.htm>

<http://www.cronica.com.mx/nota.php?idc=31152>

- <http://www.dividendo.org/socsal/15.htm>
- <http://www.edomex.gob.mx/se/naucaldia.htm>
- <http://www.edomexico.gob.mx/newweb/sala%20de%20prensa/comunicados/archivo/2003/sep03/com1585.htm>
- <http://www.efemeridesvenezolanas.com/html/enluto.htm>
- <http://www.elsalvador.com/vertice/2003/120103/deportada1.html>
- <http://www.gilbertojaal.org/04riesgos/riesgos.htm#Deslizamientos%20y%20hundimientos>
- <http://www.gtz.de/CostaRica/docs/mopt/green/05.pdf>
- <http://www.guate.net/ifrc/venezuelasitrep.htm>
- http://www.indeci.gob.pe/clas_fen/sup_tierra3.htm
- <http://www.jornada.unam.mx/1999/nov99/991122/cien-riesgos.html>
- <http://www.kennedy.edu.uy/departamentos/informatica/primaria/web6.2001/sext01/deslizamientos.derrumbes/tema2.htm>
- <http://www.laneta.apc.org/urgencias/981102bo.htm>
- <http://www.laneta.apc.org/urgencias/monograf.htm#5>
- <http://www.laprensahn.com/caarc/0101/c17002.htm>
- <http://www.michoacan.gob>
- <http://www.snet.gob.sv/Geologia/Deslizamientos/Info-basica/3-generalidades.htm>
- <http://www.snet.gob.sv/Geologia/Deslizamientos/Inventario/3-inventario.htm>
- <http://www.svda.org.ve>
- INEGI, (1995), "CARTA TOPOGRÁFICA DE CUITZEIO E14A13" ESCALA 1:50 000, Primera Edición, Primera Impresión.
- INEGI, (2000), "CARTA GEOLÓGICA DE MORELIA E14-1" Escala 1: 250 000, Segunda impresión.
- Instituto Nacional de Población, (1990), "ANUARIO ESTADÍSTICO DEL ESTADO DE MICHOACÁN", INEGI.

Instituto Nacional de Población, (1993), "ANUARIO ESTADÍSTICO DEL ESTADO DE MICHOACÁN", INEGI.

Instituto Nacional de Población, (1994), "ANUARIO ESTADÍSTICO DEL ESTADO DE MICHOACÁN", INEGI.

Instituto Nacional de Población, (1996), "ANUARIO ESTADÍSTICO DEL ESTADO DE MICHOACÁN", INEGI.

Instituto Nacional de Población, (1998), "ANUARIO ESTADÍSTICO DEL ESTADO DE MICHOACÁN", INEGI.

Instituto Nacional de Población, (1999), "ANUARIO ESTADÍSTICO DEL ESTADO DE MICHOACÁN", INEGI.

Instituto Nacional de Población, (2000), "ANUARIO ESTADÍSTICO DEL ESTADO DE MICHOACÁN", INEGI.

Instituto Nacional de Población, (2001), "ANUARIO ESTADÍSTICO DEL ESTADO DE MICHOACÁN", INEGI.

Instituto Nacional de Población, (2002), "ANUARIO ESTADÍSTICO DEL ESTADO DE MICHOACÁN", INEGI.

José Lugo Hubp, Teresa García Arizaga, José Juan Aamorano Orozco, Oscar Salas García y Graciano Galegos, 1996, "DESLIZAMIENTO DE TIERRAS EN METZTITLÁN, HIDALGO" Instituto de Geografía, UNAM, Presidencia Municipal Metztlán Hgo. Pag. 53-59.

Juárez Badillo, Rico Rodríguez, (1978), "MECÁNICA DE SUELOS, FUNDAMENTOS DE LA MECÁNICA DE SUELOS ", Tercera edición, Editorial Limusa. S

Krynine Dimitri, (1975), "Principios de Geología y Geotecnia para ingenieros", Ediciones Omega S.A. Impreso en Barcelona, Pags. 727-729.

Lambe William, (1996). "MECÁNICA DE SUELOS", Segunda edición, octava reimpresión, Editorial Limusa

Lehmann Charles H., (1959) "GEOMETRÍA ANALÍTICA", Editorial Uthea, Primera impresión

Mora Castro, Sergio Barrios Díaz, M Rosalba: (2000), "ESTRATEGIAS POLÍTICAS Y PRÁCTICAS PARA REDUCIR EL RIESGO ANTE LOS PELIGROS NATURALES Y LA VULNERABILIDAD", Memorias del XVI seminario Venezolano de Geotecnia, Sociedad Venezolana de Geotecnia, Caraza, noviembre de del 2000, pag. 233-244.

Mora Vences Fidel, (2002), "CARACTERIZACIÓN MECÁNICA DE LOS MATERIALES INVOLUCRADOS EN EL DESLIZAMIENTO EN MASA DE OCOLUSEN EN MORELIA, MICHOACÁN, MÉXICO" Tesis de licenciatura de Ingeniería Civil UMSNH.

Orellana Ernesto, (1972), "PROSPECCIÓN GEOELECTRICA EN CORRIENTE CONTINUA", Editorial Paranineo, pag. 71.

Parasnis, D.S. (1986), "PRINCIPLES OF APPLIED GEOPHYSICS", Cuarta Edición, Página 119

Pedraza Gilsanz Javier, (1996), "GEOMORFOLOGÍA PRINCIPIOS, MÉTODOS Y APLICACIONES", Editorial Rueda.

Rico Alfonso y del Castillo Hermilo, (1981) "LA INGENIERÍA DE SUELOS EN LAS VÍAS DE TERRESTRES" Volumen 1, Editorial Limusa.

Ruiz González, (1999), "GEOLOGÍA APLICADA A LA INGENIERÍA CIVIL", Segunda Edición, Editorial Limusa.

Secretaria de Recursos Hidráulicos, (1967) "INSTRUCTIVO PARA EL ENSAYE DE SUELOS", México.

Selecciones del Reader's Digest, (1990) "GRANDES DESASTRES", primera edición, Editado por Selecciones del Reader's Digest.

Sheriff Robert E., (1989), "GEOPHYSICS METHODS", Prentice Hall, Página 177.

Terzaghi Karl, Ralph B. Peck, (1973), "MECÁNICA DE SUELOS EN LA INGENIERÍA PRÁCTICA", Segunda edición, Editorial El Ateneo.

Valerio Víctor Carlos, (2003), "ESTUDIO DE ESTABILIDAD DE TALUDES Y EVALUACIÓN DEL RIESGO GEOTÉCNICO EN EL CERRO DEL TENAYO, EDO. DE MÉXICO" Universidad Nacional Autónoma de México, Facultad de Ingeniería, Tesis profesional. Pag 3,96.

Villaseñor Antonio Pola, (2003), "ESTUDIO GEOTÉCNICO, GEOFÍSICO Y ANÁLISIS DE REMOCIÓN EN MASA Y OBRAS DE MITIGACIÓN DEL PARQUE FRANCISCO ZARCO (OCOLUSEN), MOELIA, MICHOACÁN, MÉXICO", Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo, Facultad de Ingeniería Civil, Tesis profesional. Pag 57-85.

Apéndice A

Compresión triaxial

Compresión triaxial pozo 1

prueba no. 1 tiempo	presión confinante.		0.3 def. total	Esfuerzo desviador.		4.725 1- def. unit.	centro. Area Media	2.662 Area correg	Radio: Esfuerzo
	carga	micrómetro		def. unitaria	Hm				
5	8.19	47	0.12	0.0014	88.75	0.9986	9.58	9.59	0.85
10	12.57	77	0.24	0.0029	88.75	0.9971	9.58	9.61	1.308
15	17.68	112	0.38	0.0043	88.75	0.9957	9.58	9.62	1.83
20	22.65	146	0.50	0.0057	88.75	0.9943	9.58	9.63	2.34
25	27.17	177	0.63	0.0072	88.75	0.9928	9.58	9.65	2.81
30	32.28	212	0.76	0.0086	88.75	0.9914	9.58	9.66	3.33
35	35.64	235	0.88	0.0100	88.75	0.9900	9.58	9.68	3.68
40	39.44	261	1.01	0.0114	88.75	0.9886	9.58	9.69	4.06
45	42.65	283	1.14	0.0129	88.75	0.9871	9.58	9.70	4.39
50	44.25	294	1.27	0.0143	88.75	0.9857	9.58	9.72	4.55
55	46.01	306	1.39	0.0157	88.75	0.9843	9.58	9.73	4.72

prueba no. 2 tiempo	presión confinante		0.6 def. total	esfuerzo desviador		5.037 1- def. unit.	centro Area Media	3.119 Area correg	radio Esfuerzo
	carga	micrómetro		def. unitaria	Hm				
5	12.58	45	0.12	0.0014	88.15	0.9986	9.97	9.9860	1.26
10	16.49	73	0.25	0.0029	88.15	0.9971	9.97	10.0004	1.64
15	19.29	94	0.38	0.0043	88.15	0.9957	9.97	10.0149	1.92
20	23.81	127	0.50	0.0058	88.15	0.9942	9.97	10.0294	2.37
25	26.96	150	0.63	0.0072	88.15	0.9928	9.97	10.0440	2.68
30	30.80	178	0.76	0.0086	88.15	0.9914	9.97	10.0586	3.06
35	34.50	205	0.88	0.0101	88.15	0.9899	9.97	10.0732	3.42
40	37.24	225	1.01	0.0115	88.15	0.9885	9.97	10.0879	3.69
45	40.25	247	1.14	0.0130	88.15	0.9870	9.97	10.1026	3.98

tiempo	carga	micrómetro	def. total	def. unitaria	Hm	1- def. unit.	Area Media	Area correg	Esfuerzo
50	42.99	267	1.27	0.0144	88.15	0.9856	9.97	10.1174	4.24
55	44.91	281	1.39	0.015	88.15	0.9842	9.97	10.13	4.43
60	46.83	295	1.52	0.017	88.15	0.9827	9.97	10.10	4.61
65	48.61	308	1.65	0.018	88.15	0.9813	9.97	10.19	4.78
70	49.16	312	1.77	0.020	88.15	0.9798	9.97	10.19	4.83
75	50.39	321	1.90	0.021	88.15	0.9784	9.97	10.19	4.94
80	50.94	325	2.03	0.023	88.15	0.9769	9.97	10.29	4.99
85	51.49	329	2.15	0.024	88.15	0.9755	9.97	10.22	5.03
90	49.66	331	2.28	0.025	88.15	0.9741	9.97	10.23	4.85
95	49.66	331	2.41	0.027	88.15	0.9726	9.97	10.25	4.84
100	49.66	331	2.54	0.028	88.15	0.9712	9.97	10.26	4.83

prueba no. 3	presión confinante	esfuerzo desviador	centro	radio
tiempo	micrómetro	Hm	Area Media	Esfuerzo
5	43	85.5	9.61	0.79
10	82	85.5	9.61	1.38
15	131	85.5	9.61	2.11
20	180	85.5	9.61	2.85
25	225	85.5	9.61	3.53
30	263	85.5	9.61	4.09
35	295	85.5	9.61	4.57
40	318	85.5	9.61	4.91
45	339	85.5	9.61	5.21

datos prueba 1		datos prueba 2		datos prueba 3		unidades
def. unitaria=	Hm*10 mm	def. unitaria=	Hm*10 mm	def. unitaria=	Hm*10 mm	mm
area correg=	(as+4ac+a)6	area correg=	(as+4ac+a)6	area correg=	(as+4ac+a)6	cm2
Hm=	8.87	Hm=	8.81	Hm=	8.55	cm
As=	9.45	As=	9.89	As=	9.45	cm2
Ac=	9.62	Ac=	10.01	Ac=	9.62	cm2

Al=	9.56	Al=	9.89	Al=	9.73	cm2
Am=	9.58	Am=	9.97	Am=	9.61	cm2
peso muestra	131.9	peso muestra	143.3	peso muestra	125.5	gramos
p. Especific.	1.55	p. Especific.	1.63	p. Especific.	1.52	1
Ds	3.47	Ds	3.55	Ds	3.47	cm
Dc	3.5	Dc	3.57	Dc	3.5	cm
Di	3.49	Di	3.54	Di	3.52	Cm

Compresión triaxial pozo 2

prueba no. 1 tiempo	presión confinante.		0.3		Esfuerzo desviador.		1.605	centro.	1.103	Radio:
	carga	micrómetro	def. total	def. unitaria	Hm	1- def. unit.				
5	7.37	7	0.127	0.0014	91.1	0.9986	9.20	9.20	9.21	0.80
10	7.78	10	0.254	0.0028	91.1	0.9972	9.20	9.20	9.22	0.84
15	8.33	14	0.381	0.0042	91.1	0.9958	9.20	9.20	9.24	0.90
20	9.02	19	0.508	0.0056	91.1	0.9944	9.20	9.20	9.25	0.97
25	9.84	25	0.635	0.0070	91.1	0.9930	9.20	9.20	9.26	1.06
30	10.66	31	0.762	0.0084	91.1	0.9916	9.20	9.20	9.28	1.14
35	11.35	36	0.889	0.0098	91.1	0.9902	9.20	9.20	9.29	1.22
40	11.96	40.5	1.016	0.0112	91.1	0.9888	9.20	9.20	9.30	1.28
45	12.72	46	1.143	0.0125	91.1	0.9875	9.20	9.20	9.32	1.36
50	13.33	50.5	1.27	0.0139	91.1	0.9861	9.20	9.20	9.33	1.42
55	14.09	56	1.397	0.0153	91.1	0.9847	9.20	9.20	9.34	1.50
60	14.63	60	1.524	0.0167	91.1	0.9833	9.20	9.20	9.36	1.56
65	15.04	63	1.651	0.0181	91.1	0.9819	9.20	9.20	9.37	1.60

prueba no. 2 tiempo	presión confinante		0.6 def. total	esfuerzo desviador		3.518 1- def. unit.	centro		radio
	carga	micrometro		def. unitaria	Hm		Area Media	Area correg	
5	1.84	3.5	0.12	0.0015	85	0.9985	8.96	8.96	0.20
10	2.94	11	0.25	0.0030	85	0.9970	8.96	8.96	0.32
15	4.25	20	0.38	0.0045	85	0.9955	8.96	8.96	0.47
20	6.44	35	0.50	0.0060	85	0.9940	8.96	8.96	0.71
25	8.34	48	0.63	0.0075	85	0.9925	8.96	8.96	0.92
30	10.24	61	0.76	0.0090	85	0.9910	8.96	8.96	1.13
35	11.70	71	0.889	0.0105	85	0.9895	8.96	8.96	1.29
40	13.74	85	1.016	0.0120	85	0.9880	8.96	8.96	1.51
45	15.78	99	1.143	0.0134	85	0.9866	8.96	8.96	1.73
50	17.24	109	1.27	0.0149	85	0.9851	8.96	8.96	1.89
55	19.00	121	1.397	0.0164	85	0.9836	8.96	8.96	2.08
60	20.31	130	1.524	0.0179	85	0.9821	8.96	8.96	2.22
65	22.06	142	1.651	0.0194	85	0.9806	8.96	8.96	2.41
70	23.67	153	1.778	0.0209	85	0.9791	8.96	8.96	2.58
75	24.98	162	1.905	0.0224	85	0.9776	8.96	8.96	2.72
80	26.44	172	2.032	0.0239	85	0.9761	8.96	8.96	2.88
85	27.61	180	2.159	0.0254	85	0.9746	8.96	8.96	3.00
90	28.63	187	2.286	0.0269	85	0.9731	8.96	8.96	3.11
95	29.36	192	2.413	0.0284	85	0.9716	8.96	8.96	3.18
100	30.38	199	2.54	0.0299	85	0.9701	8.96	8.96	3.29
105	30.97	203	2.667	0.0314	85	0.9686	8.96	8.96	3.35
110	31.26	205	2.794	0.0329	85	0.9671	8.96	8.96	3.37
115	31.99	210	2.921	0.0344	85	0.9656	8.96	8.96	3.45
120	32.28	212	3.048	0.0359	85	0.9641	8.96	8.96	3.47
125	32.72	215	3.175	0.0374	85	0.9626	8.96	8.96	3.51
130	32.72	215	3.302	0.0388	85	0.9612	8.96	8.96	3.51
135	32.72	215	3.429	0.0403	85	0.9597	8.96	8.96	3.50
140	32.72	215	3.556	0.0418	85	0.9582	8.96	8.96	3.50

prueba no. 3 tiempo	presión confinante		0.9 def. total	esfuerzo desviador		4.950 1- def. unit.	centro		3.375	radio	2.47
	carga	micrómetro		def. unitaria	Hm		Area Media	Area correg			
5	3.08	12	0.127	0.0015	86	0.9985	8.20	8.2153	0.3758		
10	4.89	24	0.254	0.0030	86	0.9970	8.20	8.2275	0.5882		
15	5.86	31	0.381	0.0044	86	0.9956	8.20	8.2397	0.7113		
20	8.63	50	0.508	0.0059	86	0.9941	8.20	8.2519	1.0464		
25	9.80	58	0.635	0.0074	86	0.9926	8.20	8.2642	1.1862		
30	11.70	71	0.762	0.0089	86	0.9911	8.20	8.2765	1.4138		
35	13.16	81	0.88	0.0103	86	0.9897	8.20	8.28	1.58		
40	15.49	97	1.01	0.0118	86	0.9882	8.20	8.30	1.86		
45	17.39	110	1.14	0.0133	86	0.9867	8.20	8.31	2.09		
50	19.73	126	1.27	0.0148	86	0.9852	8.20	8.32	2.36		
55	21.77	140	1.39	0.0162	86	0.9838	8.20	8.33	2.61		
60	23.67	153	1.52	0.0177	86	0.9823	8.20	8.35	2.83		
65	26.15	170	1.65	0.0192	86	0.9808	8.20	8.36	3.12		
70	27.90	182	1.77	0.0207	86	0.9793	8.20	8.37	3.33		
75	29.80	195	1.90	0.0222	86	0.9778	8.20	8.38	3.55		
80	31.99	210	2.03	0.0236	86	0.9764	8.20	8.40	3.80		
85	33.45	220	2.15	0.0251	86	0.9749	8.20	8.41	3.97		
90	34.91	230	2.28	0.0266	86	0.9734	8.20	8.42	4.14		
95	36.66	242	2.41	0.0281	86	0.9719	8.20	8.44	4.34		
100	37.83	250	2.54	0.0295	86	0.9705	8.20	8.45	4.47		
105	39.14	259	2.66	0.0310	86	0.9690	8.20	8.46	4.62		
110	40.02	265	2.79	0.0325	86	0.9675	8.20	8.47	4.72		
115	40.90	271	2.92	0.0340	86	0.9660	8.20	8.49	4.81		
120	41.19	273	3.04	0.0354	86	0.9646	8.20	8.50	4.84		
125	41.63	276	3.17	0.0369	86	0.9631	8.20	8.51	4.88		
130	42.06	279	3.30	0.0384	86	0.9616	8.20	8.53	4.93		
135	42.06	279	3.42	0.0399	86	0.9601	8.20	8.54	4.92		
140	42.36	281	3.55	0.0413	86	0.9587	8.20	8.55	4.95		

tiempo	carga	micrómetro	def. total	def. unitaria	Hm	1- def. unit.	Area Media	Area correg	Esfuerzo
145	42.36	281	3.68	0.0428	86	0.9572	8.20	8.57	4.94
150	42.36	281	3.81	0.0443	86	0.9557	8.20	8.58	4.93
155	42.36	281	3.93	0.0458	86	0.9542	8.20	8.59	4.92

datos prueba 1		datos prueba 2		datos prueba 3		unidades
def. unitaria=	Hm*10 mm	def. unitaria=	Hm*10 mm	def. unitaria=	Hm*10 mm	mm
area correg=	(as+4ac+ai)6	area correg=	(as+4ac+ai)6	area correg=	(as+4ac+ai)6	cm2
Hm=	9.11	Hm=	8.5	Hm=	8.6	cm
As=	9.73	As=	8.97	As=	8.55	cm2
Ac=	8.81	Ac=	8.91	Ac=	8.14	cm2
Ai=	10.23	Ai=	9.07	Ai=	8.09	cm2
Am=	9.20	Am=	8.95	Am=	8.20	cm2
peso muestra	154	peso muestra	126.7	peso muestra	121.9	gramos
p. Especif.	1.837	p. Especif.	1.66	p. Especif.	1.72	1
Ds	3.52	Ds	3.38	Ds	3.3	cm
Dc	3.35	Dc	3.37	Dc	3.22	cm
Di	3.61	Di	3.4	Di	3.21	cm

Compresión triaxial pozo 3

prueba no. 1	presion confinante.		def. total		Esfuerzo desviador.		centro.		Radio.
tiempo	carga	micrometro	def. total	def. unitaria	Hm	1- def. unit.	Area Media	Area correg	Esfuerzo
5	7.90	45	0.12	0.0015	86.8	0.9985	8.23	8.2433	0.9590
10	11.84	72	0.24	0.0029	86.8	0.9971	8.23	8.2554	1.4351
15	14.47	90	0.38	0.0044	86.8	0.9956	8.23	8.2675	1.7508
20	17.39	110	0.50	0.0059	86.8	0.9941	8.23	8.2797	2.1009
25	20.31	130	0.63	0.0073	86.8	0.9927	8.23	8.2919	2.4500
30	22.35	144	0.76	0.0088	86.8	0.9912	8.23	8.3041	2.6925

tiempo	carga	micrómetro	def. total	def. unitaria	Hm	1- def. unit.	Area Media	Area correg	Esfuerzo
35	23.96	155	0.88	0.0102	86.8	0.9898	8.23	8.3164	2.8817
40	25.42	165	1.01	0.0117	86.8	0.9883	8.23	8.3287	3.0527
45	26.44	172	1.14	0.0132	86.8	0.9868	8.23	8.3411	3.1707
50	27.32	178	1.27	0.0146	86.8	0.9854	8.23	8.3535	3.2709
55	27.90	182	1.39	0.0161	86.8	0.9839	8.23	8.3659	3.3358
60	29.07	190	1.52	0.0176	86.8	0.9824	8.23	8.3783	3.4703
65	29.07	190	1.65	0.0190	86.8	0.9810	8.23	8.3908	3.4651
70	29.36	192	1.77	0.0205	86.8	0.9795	8.23	8.4034	3.4947
75	29.36	192	1.90	0.0219	86.8	0.9781	8.23	8.4159	3.4895
80	29.80	195	2.03	0.0234	86.8	0.9766	8.23	8.4285	3.5362
85	29.65	194	2.15	0.0249	86.8	0.9751	8.23	8.4412	3.5136

prueba no. 2 tiempo	presión confinante		0.6		esfuerzo desviador		4.040		centro		2.620		radio	
	carga	micrómetro	def. total	def. unitaria	Hm	1- def. unit.	Area Media	Area correg						
5	3.963	18	0.127	0.0015	86.6	0.9985	9.46	9.4731	9.46	9.4731	9.46	9.4731	9.46	9.4731
10	4.255	20	0.254	0.0029	86.6	0.9971	9.46	9.4871	9.46	9.4871	9.46	9.4871	9.46	9.4871
15	4.985	25	0.381	0.0044	86.6	0.9956	9.46	9.5011	9.46	9.5011	9.46	9.5011	9.46	9.5011
20	5.715	30	0.508	0.0059	86.6	0.9941	9.46	9.5151	9.46	9.5151	9.46	9.5151	9.46	9.5151
25	8.635	50	0.635	0.0073	86.6	0.9927	9.46	9.5291	9.46	9.5291	9.46	9.5291	9.46	9.5291
30	10.825	65	0.762	0.0088	86.6	0.9912	9.46	9.5432	9.46	9.5432	9.46	9.5432	9.46	9.5432
35	14.475	90	0.889	0.0103	86.6	0.9897	9.46	9.5574	9.46	9.5574	9.46	9.5574	9.46	9.5574
40	17.395	110	1.016	0.0117	86.6	0.9883	9.46	9.5716	9.46	9.5716	9.46	9.5716	9.46	9.5716
45	20.607	132	1.143	0.0132	86.6	0.9868	9.46	9.5858	9.46	9.5858	9.46	9.5858	9.46	9.5858
50	23.527	152	1.27	0.0147	86.6	0.9853	9.46	9.6000	9.46	9.6000	9.46	9.6000	9.46	9.6000
55	26.447	172	1.397	0.0161	86.6	0.9839	9.46	9.6144	9.46	9.6144	9.46	9.6144	9.46	9.6144
60	28.491	186	1.524	0.0176	86.6	0.9824	9.46	9.6287	9.46	9.6287	9.46	9.6287	9.46	9.6287
65	29.951	196	1.651	0.0191	86.6	0.9809	9.46	9.6431	9.46	9.6431	9.46	9.6431	9.46	9.6431
70	31.995	210	1.778	0.0205	86.6	0.9795	9.46	9.6575	9.46	9.6575	9.46	9.6575	9.46	9.6575
75	33.309	219	1.905	0.0220	86.6	0.9780	9.46	9.6720	9.46	9.6720	9.46	9.6720	9.46	9.6720

tiempo	carga	micrómetro	def. total	def. unitaria	Hm	1- def. unit.	Area Media	Area correg	Esfuerzo
80	34.623	228	2.032	0.0235	86.6	0.9765	9.46	9.6865	3.57
85	35.499	234	2.159	0.0249	86.6	0.9751	9.46	9.7011	3.65
90	36.229	239	2.286	0.0264	86.6	0.9736	9.46	9.7157	3.72
95	36.813	243	2.413	0.0279	86.6	0.9721	9.46	9.7304	3.78
100	37.397	247	2.54	0.0293	86.6	0.9707	9.46	9.7451	3.83
105	38.273	253	2.667	0.0308	86.6	0.9692	9.46	9.7598	3.92
110	38.419	254	2.794	0.0323	86.6	0.9677	9.46	9.7746	3.93
115	38.857	257	2.921	0.0337	86.6	0.9663	9.46	9.7895	3.96
120	38.857	257	3.048	0.0352	86.6	0.9648	9.46	9.8043	3.96
125	38.857	257	3.175	0.0367	86.6	0.9633	9.46	9.8193	3.95
130	39.733	263	3.302	0.0381	86.6	0.9619	9.46	9.8342	4.04
135	39.733	263	3.429	0.0396	86.6	0.9604	9.46	9.8492	4.03
140	39.733	263	3.556	0.0411	86.6	0.9589	9.46	9.8643	4.02
145	39.441	261	3.683	0.0425	86.6	0.9575	9.46	9.8794	3.99

prueba no. 3	presión confinante		0.9	esfuerzo desviador		4.806	centro	3.303	radio
tiempo	carga	micrometro	def. total	def. unitaria	Hm	1- def. unit.	Area Media	Area correg	Esfuerzo
5	6.59	36	0.127	0.0015	83.75	0.9985	8.61	8.6233	0.7643
10	11.26	68	0.254	0.0030	83.75	0.9970	8.61	8.6364	1.3041
15	15.64	98	0.381	0.0045	83.75	0.9955	8.61	8.6495	1.8085
20	20.31	130	0.508	0.0061	83.75	0.9939	8.61	8.6627	2.3451
25	24.54	159	0.635	0.0076	83.75	0.9924	8.61	8.6760	2.8295
30	28.05	183	0.762	0.0091	83.75	0.9909	8.61	8.6893	3.2285
35	31.70	208	0.889	0.0106	83.75	0.9894	8.61	8.7026	3.6429
40	37.10	245	1.016	0.0121	83.75	0.9879	8.61	8.7159	4.2571
45	39.29	260	1.143	0.0136	83.75	0.9864	8.61	8.7293	4.5015
50	40.17	266	1.27	0.0152	83.75	0.9848	8.61	8.7428	4.5948
55	41.19	273	1.397	0.0167	83.75	0.9833	8.61	8.7563	4.7044
60	41.33	274	1.524	0.0182	83.75	0.9818	8.61	8.7698	4.7138
65	42.21	280	1.651	0.0197	83.75	0.9803	8.61	8.7833	4.8063
70	42.21	280	1.778	0.0212	83.75	0.9788	8.61	8.7970	4.7988

tiempo	carga	micrometro	def. total	def. unitaria	Hm	1- def. unit.	Area Media	Area correg	Esfuerzo
75	42.50	282	1.905	0.0227	83.75	0.9773	8.61	8.8106	4.8245
80	42.94	285	2.032	0.0243	83.75	0.9757	8.61	8.8243	4.8667
85	42.94	285	2.159	0.0258	83.75	0.9742	8.61	8.8380	4.8591
90	42.94	285	2.286	0.0273	83.75	0.9727	8.61	8.8518	4.8516
95	43.67	290	2.413	0.0288	83.75	0.9712	8.61	8.8656	4.9263
100	43.67	290	2.54	0.0303	83.75	0.9697	8.61	8.8795	4.9186

datos prueba 1		datos prueba 2		datos prueba 3		unidades
def. unitaria=	Hm*10 mm	def. unitaria=	Hm*10 mm	def. unitaria=	Hm*10 mm	mm
area correg=	(as+4ac+ai)δ	area correg=	(as+4ac+ai)δ	area correg=	(as+4ac+ai)δ	cm ²
Hm=	8.68	Hm=	8.66	Hm=	8.375	cm
As=	8.97	As=	9.45	As=	8.97	cm ²
Ac=	8.04	Ac=	9.29	Ac=	8.50	cm ²
Al=	8.24	Al=	10.12	Al=	8.65	cm ²
Am=	8.23	Am=	9.45	Am=	8.61	cm ²
peso muestra	131	peso muestra	139.5	peso muestra	130.40	gramos
p. Especif.	1.83	p. Especif.	1.70	p. Especif.	1.80	1
Ds	3.38	Ds	3.47	Ds	3.38	cm
Dc	3.2	Dc	3.44	Dc	3.29	cm
Di	3.24	Di	3.59	Di	3.32	cm

Compresión triaxial pozo 4

prueba no. 1		presion confinante.		Esfuerzo desviador.		centro.		Radio:	
tiempo	carga	micrometro	def. total	def. unitaria	Hm	1- def. unit.	Area Media	Area correg	Esfuerzo
5	7.377	7	0.12	0.0014	87.9	0.9986	10.02	10.03	0.73
10	7.788	10	0.25	0.0029	87.9	0.9971	10.02	10.04	0.77
15	8.336	14	0.38	0.0043	87.9	0.9957	10.02	10.06	0.82

20	9.021	19	0.50	0.0058	87.9	0.9942	10.02	10.07	0.89
25	9.843	25	0.63	0.0072	87.9	0.9928	10.02	10.09	0.97
30	10.665	31	0.76	0.0087	87.9	0.9913	10.02	10.10	1.05
35	11.35	36	0.88	0.0101	87.9	0.9899	10.02	10.12	1.12
40	11.9665	40.5	1.01	0.0116	87.9	0.9884	10.02	10.13	1.18
45	12.72	46	1.14	0.0130	87.9	0.9870	10.02	10.15	1.25
50	13.3365	50.5	1.27	0.0144	87.9	0.9856	10.02	10.16	1.31
55	14.09	56	1.39	0.0159	87.9	0.9841	10.02	10.18	1.38
60	14.638	60	1.52	0.0173	87.9	0.9827	10.02	10.19	1.43
65	15.049	63	1.65	0.0188	87.9	0.9812	10.02	10.21	1.47

prueba no. 2 tiempo	presión confinante		0.6	esfuerzo desviador		3.33	centro		radio
	carga	micrómetro		def. total	def. unitaria		Hm	1- def. unit.	
5	6.8975	3.5	0.127	0.0015	85	0.9985	10.26	10.28	0.6710
10	7.925	11	0.254	0.0030	85	0.9970	10.26	10.29	0.7698
15	9.158	20	0.381	0.0045	85	0.9955	10.26	10.31	0.88
20	11.213	35	0.508	0.0060	85	0.9940	10.26	10.32	1.08
25	12.994	48	0.635	0.0075	85	0.9925	10.26	10.3419	1.2564
30	14.775	61	0.762	0.0090	85	0.9910	10.26	10.3574	1.4265
35	16.145	71	0.889	0.0105	85	0.9895	10.26	10.3731	1.5564
40	18.063	85	1.016	0.0120	85	0.9880	10.26	10.3888	1.7387
45	19.981	99	1.143	0.0134	85	0.9866	10.26	10.4045	1.9204
50	21.351	109	1.27	0.0149	85	0.9851	10.26	10.4203	2.0490
55	22.995	121	1.397	0.0164	85	0.9836	10.26	10.4361	2.2034
60	24.228	130	1.524	0.0179	85	0.9821	10.26	10.4520	2.3180
65	25.872	142	1.651	0.0194	85	0.9806	10.26	10.4679	2.4716
70	27.379	153	1.778	0.0209	85	0.9791	10.26	10.4839	2.6115
75	28.612	162	1.905	0.0224	85	0.9776	10.26	10.4999	2.7250
80	29.982	172	2.032	0.0239	85	0.9761	10.26	10.5160	2.8511
85	31.078	180	2.159	0.0254	85	0.9746	10.26	10.5321	2.9508
90	32.037	187	2.286	0.0269	85	0.9731	10.26	10.5483	3.0372

tiempo	carga	micrómetro	def. total	def. unitaria	Hm	1- def. unit.	Area Media	Area correg	Esfuerzo
95	32.722	192	2.413	0.0284	85	0.9716	10.26	10.5645	3.0974
100	33.681	199	2.54	0.0299	85	0.9701	10.26	10.5808	3.1832
105	34.229	203	2.667	0.0314	85	0.9686	10.26	10.5971	3.2300
110	34.503	205	2.794	0.0329	85	0.9671	10.26	10.6135	3.2509
115	35.188	210	2.921	0.0344	85	0.9656	10.26	10.6299	3.3103
120	35.462	212	3.048	0.0359	85	0.9641	10.26	10.6464	3.3309
125	32.725	215	3.175	0.0374	85	0.9626	10.26	10.6629	3.0691
130	32.725	215	3.302	0.0388	85	0.9612	10.26	10.6795	3.0643
135	32.725	215	3.429	0.0403	85	0.9597	10.26	10.6961	3.0595
140	32.725	215	3.556	0.0418	85	0.9582	10.26	10.7128	3.0548

prueba no. 3 tiempo	presión confinante		0.9		esfuerzo desviador		4.444		centro		3.122		radio	
	carga	micrómetro	def. total	def. unitaria	Hm	1- def. unit.	Area Media	Area correg	Area Media	Area correg	Area Media	Area correg	Esfuerzo	Esfuerzo
5	8.062	12	0.127	0.0015	87	0.9985	9.69	9.7089	9.69	9.7089	9.69	9.7089	0.8304	0.8304
10	9.706	24	0.254	0.0029	87	0.9971	9.69	9.7231	9.69	9.7231	9.69	9.7231	0.9982	0.9982
15	10.66	31	0.38	0.0044	87	0.9956	9.69	9.73	9.69	9.73	9.69	9.73	1.09	1.09
20	13.26	50	0.50	0.0058	87	0.9942	9.69	9.75	9.69	9.75	9.69	9.75	1.36	1.36
25	14.36	58	0.63	0.0073	87	0.9927	9.69	9.76	9.69	9.76	9.69	9.76	1.47	1.47
30	16.14	71	0.76	0.0088	87	0.9912	9.69	9.78	9.69	9.78	9.69	9.78	1.65	1.65
35	17.51	81	0.88	0.0102	87	0.9898	9.69	9.79	9.69	9.79	9.69	9.79	1.78	1.78
40	19.70	97	1.01	0.0117	87	0.9883	9.69	9.80	9.69	9.80	9.69	9.80	2.00	2.00
45	21.48	110	1.14	0.0131	87	0.9869	9.69	9.82	9.69	9.82	9.69	9.82	2.18	2.18
50	23.68	126	1.27	0.0146	87	0.9854	9.69	9.83	9.69	9.83	9.69	9.83	2.40	2.40
55	25.59	140	1.39	0.0161	87	0.9839	9.69	9.85	9.69	9.85	9.69	9.85	2.59	2.59
60	27.37	153	1.52	0.0175	87	0.9825	9.69	9.86	9.69	9.86	9.69	9.86	2.77	2.77
65	29.70	170	1.65	0.0190	87	0.9810	9.69	9.88	9.69	9.88	9.69	9.88	3.00	3.00
70	31.35	182	1.77	0.0204	87	0.9796	9.69	9.89	9.69	9.89	9.69	9.89	3.16	3.16
75	33.13	195	1.90	0.0219	87	0.9781	9.69	9.91	9.69	9.91	9.69	9.91	3.34	3.34
80	35.18	210	2.03	0.0234	87	0.9766	9.69	9.92	9.69	9.92	9.69	9.92	3.54	3.54

tiempo	carga	micrómetro	def. total	def. unitaria	Hm	1- def. unit.	Area Media	Area correg	Esfuerzo
85	36.55	220	2.15	0.0248	87	0.9752	9.69	9.94	3.67
90	37.92	230	2.28	0.0263	87	0.9737	9.69	9.95	3.80
95	39.57	242	2.41	0.0277	87	0.9723	9.69	9.97	3.96
100	40.66	250	2.54	0.0292	87	0.9708	9.69	9.98	4.07
105	41.90	259	2.66	0.0307	87	0.9693	9.69	10.03	4.18
110	42.72	265	2.79	0.0321	87	0.9679	9.69	10.04	4.26
115	43.54	271	2.92	0.0336	87	0.9664	9.69	10.06	4.34
120	43.81	273	3.04	0.0350	87	0.9650	9.69	10.04	4.35
125	44.23	276	3.17	0.0365	87	0.9635	9.69	10.06	4.39
130	44.64	279	3.30	0.0380	87	0.9620	9.69	10.07	4.42
135	44.64	279	3.42	0.0394	87	0.9606	9.69	10.09	4.42
140	44.91	281	3.55	0.0409	87	0.9591	9.69	10.10	4.44
145	44.91	281	3.68	0.0423	87	0.9577	9.69	10.12	4.43
150	44.91	281	3.81	0.0438	87	0.9562	9.69	10.13	4.43

datos prueba 1		datos prueba 2		datos prueba 3		unidades
def. unitaria=	Hm*10 mm	def. unitaria=	Hm*10 mm	def. unitaria=	Hm*10 mm	mm
area correg=	(as+4ac+ai)δ	area correg=	(as+4ac+ai)δ	area correg=	(as+4ac+ai)δ	cm ²
Hm=	8.79	Hm=	8.5	Hm=	8.7	cm
As=	9.78	As=	10.00	As=	9.52	cm ²
Ac=	10.06	Ac=	10.23	Ac=	9.73	cm ²
Al=	10.06	Al=	10.63	Al=	9.73	cm ²
Am=	10.02	Am=	10.26	Am=	9.69	cm ²
peso muestra	140.8	peso muestra	141	peso muestra	140.8	gramos
p. Especif.	1.59	p. Especif.	1.61	p. Especif.	1.66	1
Ds	3.53	Ds	3.57	Ds	3.48	cm
Dc	3.58	Dc	3.61	Dc	3.52	cm
Di	3.58	Di	3.68	Di	3.52	cm

Compresión simple pozo 4

prueba no. 3 tiempo	presión confinante		0	esfuerzo desviador		1- def. unit.	centro	0.540	radio
	carga	micrómetro		def. total	def. unitaria				
5	7.24	6	0.12	0.0015	82.4	0.998	9.65	9.6691	0.748
10	7.78	10	0.25	0.0031	82.4	0.996	9.65	9.6840	0.80
15	8.61	16	0.38	0.0046	82.4	0.995	9.65	9.6990	0.88
20	9.43	22	0.50	0.0062	82.4	0.993	9.65	9.7141	0.97
25	10.25	28	0.63	0.0077	82.4	0.992	9.65	9.7292	1.05
30	10.52	30	0.76	0.0092	82.4	0.990	9.65	9.7443	1.08
35	10.52	30	0.88	0.0108	82.4	0.989	9.65	9.7595	1.07
40	10.52	30	1.01	0.0123	82.4	0.987	9.65	9.7747	1.07

datos prueba	unidades
def. unitaria=	Hm*10 mm
area correg=	(as+4ac+ai)6
Hm=	cm
As=	cm2
Ac=	cm2
Al=	cm2
Am=	cm2
peso muestra	gramos
p. Especif.	1
Ds	cm
Dc	cm
Di	cm

Apéndice B

Compresión simple

Compresión simple pozo 1

prueba no. 4 tiempo	presión confinante		0	esfuerzo desviador		4.423 1- def. unit.	centro	2.212 Area correg	radio	2.21
	carga	micrómetro		def. total	def. unitaria					
5	10.53	63	0.12	0.0015	87.5	0.9985	9.47	9.47	1.11	
10	15.2	95	0.25	0.0029	87.5	0.9971	9.47	9.49	1.60	
15	20.31	130	0.38	0.0044	87.5	0.9956	9.47	9.50	2.13	
20	25.71	167	0.50	0.0058	87.5	0.9942	9.47	9.52	2.70	
25	30.24	198	0.63	0.0073	87.5	0.9927	9.47	9.53	3.17	
30	34.91	230	0.76	0.0087	87.5	0.9913	9.47	9.54	3.65	
35	41.04	272	0.88	0.0102	87.5	0.9898	9.47	9.56	4.29	
40	42.36	281	1.01	0.0116	87.5	0.9884	9.47	9.57	4.42	

datos prueba		unidades
def. unitaria=	Hm*10 mm	mm
area correg=	(as+4ac+ai)6	cm2
Hm=	8.75	cm
As=	9.45	cm2
Ac=	9.51	cm2
Al=	9.29	cm2
Am=	9.47	cm2
peso muestra	131	gramos
p. Especific.	1.58	1
Ds	3.47	cm
Dc	3.48	cm
Di	3.44	cm

Compresión simple pozo 2

prueba no. 3	presión confinante		0	esfuerzo desviador		0.950	centro	0.475	radio
	carga	micrómetro		def. total	def. unitaria				
5	3.08	12	0.12	0.0015	86.3	0.9985	9.24	9.2539	0.33
10	3.81	17	0.25	0.0029	86.3	0.9971	9.24	9.2676	0.41
15	4.54	22	0.38	0.0044	86.3	0.9956	9.24	9.2813	0.48
20	5.27	27	0.50	0.0059	86.3	0.9941	9.24	9.2950	0.56
25	6.15	33	0.63	0.0074	86.3	0.9926	9.24	9.3088	0.66
30	6.73	37	0.76	0.0088	86.3	0.9912	9.24	9.3226	0.72
35	7.46	42	0.88	0.0103	86.3	0.9897	9.24	9.3365	0.79
40	8.34	48	1.01	0.0118	86.3	0.9882	9.24	9.3504	0.89
45	8.63	50	1.14	0.0132	86.3	0.9868	9.24	9.3643	0.92
50	8.78	51	1.27	0.0147	86.3	0.9853	9.24	9.3783	0.93
55	8.92	52	1.39	0.0162	86.3	0.9838	9.24	9.3923	0.95
60	8.92	52	1.52	0.0177	86.3	0.9823	9.24	9.4064	0.94
65	8.92	52	1.65	0.0191	86.3	0.9809	9.24	9.4205	0.94
70	8.92	52	1.77	0.0206	86.3	0.9794	9.24	9.4347	0.94
75	8.92	52	1.90	0.0221	86.3	0.9779	9.24	9.4489	0.94

datos prueba		unidades
def. unitaria=	Hm*10 mm	mm
area correg=	(as+4ac+aj)δ	cm2
Hm=	8.63	cm
As=	9.13	cm2
Ac=	9.29	cm2
Aj=	9.13	cm2
Am=	9.24	cm2
peso muestra	139	gramos
p. Especif.	1.74	1
Ds	3.41	cm
Dc	3.44	cm
Di	3.41	cm

Compresión simple pozo 3

prueba no. 3 tiempo	presión confinante		0	esfuerzo desviador		3.03	centro	1.51	radio
	carga	micrómetro		def. total	def. unitaria				
5	6.00	32	0.12	0.001	83.75	0.998	9.24	9.25	0.64
10	10.53	63	0.25	0.003	83.75	0.997	9.24	9.26	1.13
15	14.62	91	0.38	0.004	83.75	0.995	9.24	9.28	1.57
20	17.97	114	0.50	0.006	83.75	0.993	9.24	9.29	1.93
25	20.75	133	0.63	0.007	83.75	0.992	9.24	9.31	2.22
30	23.52	152	0.76	0.009	83.75	0.990	9.24	9.32	2.52
35	26.00	169	0.88	0.010	83.75	0.989	9.24	9.33	2.78
40	26.44	172	1.01	0.012	83.75	0.987	9.24	9.35	2.82
45	27.46	179	1.14	0.013	83.75	0.986	9.24	9.36	2.93
50	27.90	182	1.27	0.015	83.75	0.984	9.24	9.38	2.97
55	28.49	186	1.39	0.016	83.75	0.983	9.24	9.39	3.03
60	28.49	186	1.52	0.018	83.75	0.981	9.24	9.41	3.02
65	28.63	187	1.65	0.019	83.75	0.980	9.24	9.42	3.03
70	28.19	184	1.77	0.021	83.75	0.978	9.24	9.44	2.98

datos prueba		unidades
def. unitaria=	Hm*10 mm	mm
area correg=	(as+4ac+ai)6	cm2
Hm=	8.63	cm
As=	9.13	cm2
Ac=	9.29	cm2
Al=	9.13	cm2
Am=	9.24	cm2
peso muestra	139	gramos
p. Especific.	1.74	1
Ds	3.41	cm
Dc	3.44	cm
Di	3.41	cm

Apéndice C

Límites de Atterberg

Límites plásticos y de contracción

PRUEBA NÚMERO	CÁPSULA NÚMERO	NUMERO DE GOLPES	PESO CÁPSULA + SUELO HÚMEDO	PESO CÁPSULA + SUELO SECO	PESO DEL AGUA	PESO DE LA CÁPSULA	PESO DEL SUELO SECO	CONTENIDO DE AGUA (w)	LÍMITE LÍQUIDO	LÍMITE PLÁSTICO
LIM. LIQ.	52	36	35.76	28.05	7.71	17.81	10.24	75.29		
LIM. LIQ.	19	27	38.88	30.05	8.83	18.43	11.62	75.99	76.4	
LIM. LIQ.	10	18	41.46	31.2	10.26	18.12	13.08	78.44		
LIM. PLA.	38		27.6	24.9	2.7	18.03	6.869	39.30		39.30

POZO 2

PRUEBA NÚMERO	CÁPSULA NÚMERO	NUMERO DE GOLPES	PESO CÁPSULA + SUELO HÚMEDO	PESO CÁPSULA + SUELO SECO	PESO DEL AGUA	PESO DE LA CÁPSULA	PESO DEL SUELO SECO	CONTENIDO DE AGUA (w)	LÍMITE LÍQUIDO	LÍMITE PLÁSTICO
LIM. LIQ.	9	23	23.35	21.9	1.45	18.08	3.82	37.96	37.580	

Al ser arena se emplearon otros métodos para la obtención de los límites faltantes, dichos métodos se muestran en la sección correspondiente.

POZO 3

PRUEBA NÚMERO	CÁPSULA NÚMERO	NUMERO DE GOLPES	PESO CÁPSULA + SUELO HÚMEDO	PESO CÁPSULA + SUELO SECO	PESO DEL AGUA	PESO DE LA CÁPSULA	PESO DEL SUELO SECO	CONTENIDO DE AGUA (w)	LÍMITE LÍQUIDO	LÍMITE PLÁSTICO
LIM. LIQ.	33	34	37.28	28.78	8.50	18.48	10.3	82.56		
LIM. LIQ.	81	27	50.17	36.6	13.57	17.81	18.79	72.24	69.29	
LIM. LIQ.	41	14	34.13	28.69	5.44	18.43	10.26	53.06		
LIM. PLA.	31		33.27	31.17	2.1	24.37	6.8	30.88		30.88

POZO 4

PRUEBA NUMERO	CÁPSULA NUMERO	NUMERO DE GOLPES	PESO CÁPSULA + SUELO HUMEDO	PESO CÁPSULA + SUELO SECO	PESO DEL AGUA	PESO DE LA CÁPSULA	PESO DEL SUELO SECO	CONTENIDO DE AGUA (w)	LÍMITE LÍQUIDO	LÍMITE PLÁSTICO
LIM. LIQ.	30	35	35.53	28.72	6.81	17.6	11.12	61.24		
LIM. LIQ.	25	25	51.61	40.93	10.68	24.32	16.61	64.30	64.4	
LIM. LIQ.	11	18	42.14	33.43	8.71	21.3	12.13	71.81		
LIM. PLA.	69		30.93	27.2	3.73	18.52	8.68	42.97		42.97

CONTRACCIÓN LINEAL		cm	%
	INICIAL cm	FINAL cm	DIFERENCIA
POZO 1	9.95	8.22	1.73
POZO 2	10.05	9.86	0.19
POZO 3	9.97	8.31	1.66
POZO 4	9.98	8.22	1.76
			PORCENTAJ E
			17.38
			1.89
			16.64
			17.63

CONTRACCIÓN VOLUMÉTRICA

	VOL. IN. CM ³	HG. gr.	PESO CÁPSULA + SUELO HUMEDO	PESO CÁPSULA + SUELO SECO	PESO DEL AGUA	PESO DE LA CÁPSULA	PESO DEL SUELO SECO	CONTENIDO DE AGUA (w)	VOL. FINAL CM ³	DIFERENCIA DE VOL. CM ³	%
POZO 1	15.86	94.9	43.07	32.92	10.15	19.56	13.36	76.02	6.999	8.861	44.12
POZO 2	16.98	48.7	48.45	40.8	7.65	20.24	20.56	37.28	3.591	13.389	21.15
POZO 3	17.69	141.8	49.82	38.8	11.02	21.34	17.46	63.11	10.457	7.233	59.11
POZO 4	16.08	95.05	44.78	34.78	10	19.08	15.7	63.69	7.010	9.070	43.59

APÉNDICE D

CÁLCULO DEL FACTOR DE SEGURIDAD ESTACIÓN GEOELÉCTRICA NÚMERO 1

long	alt	radio	pend talud	num dov	arena densidad 2	arcilla ang fricc	arena ang fricc	arena cohesión	arcilla cohesión 2	h	k	long dovela	dep r ángulo				
116	33.91	127	0.28	60	1.3	1.53	45	0	0.136	26.95	124.1	1.94	0.5				
factor seg.		1.39															
s	650.91																
T	468.08																
Ind	0.0216																
dovela	c	long x m	prof	punto circ.	talud	B m	vol m ³	peso dove	X m alfa	alfa rad	ang °	N	T	L	sigma	s1	s2
0	0.38	0	-8.92	0	0	4.00E-03											
1	0.38	1.94	-8.92	-0.41	0.54	0.95	0.926	1.417	0.97	0.2	11.36	1.39	-0.28	1.98	0.7	0.38	0.75
2	0.38	3.88	-8.92	-0.78	1.09	1.86	2.735	4.185	2.91	0.18	10.47	4.12	-0.76	1.97	2.09	0.38	0.75
3	0.38	5.82	-8.92	-1.13	1.63	2.75	4.483	6.859	4.85	0.17	9.58	6.76	-1.14	1.97	3.44	0.38	0.75
4	0.38	7.76	-8.92	-1.44	2.17	3.61	6.171	9.442	6.79	0.15	8.69	9.33	-1.43	1.96	4.76	0.38	0.75
5	0.38	9.7	-8.92	-1.72	2.72	4.43	7.799	11.93	8.73	0.14	7.81	11.82	-1.62	1.96	6.04	0.38	0.74
6	0.38	11.64	-8.92	-1.97	3.26	5.22	9.368	14.33	10.67	0.12	6.93	14.23	-1.73	1.95	7.28	0.38	0.74
7	0.38	13.58	-8.92	-2.19	3.8	5.99	10.88	16.64	12.61	0.11	6.05	16.55	-1.75	1.95	8.49	0.38	0.74
8	0.38	15.51	-8.92	-2.38	4.34	6.72	12.33	18.86	14.55	0.09	5.17	18.79	-1.7	1.95	9.65	0.38	0.74
9	0.38	17.45	-8.92	-2.54	4.89	7.42	13.72	21	16.48	0.07	4.29	20.94	-1.57	1.94	10.77	0.38	0.74
10	0.38	19.39	-8.92	-2.67	5.43	8.10	15.06	23.04	18.42	0.06	3.41	23	-1.37	1.94	11.84	0.38	0.74
11	0.38	21.33	-8.77	-2.77	5.97	8.74	16.34	24.99	20.36	0.04	2.54	24.97	-1.11	1.94	12.86	0.38	0.74
12	0.38	23.27	-8.51	-2.84	6.52	9.35	17.56	26.86	22.3	0.03	1.66	26.85	-0.78	1.94	13.84	0.38	0.74
13	0.38	25.21	-8.24	-2.88	7.06	9.94	18.72	28.64	24.24	0.01	0.79	28.64	-0.39	1.94	14.76	0.38	0.74
14	0.38	27.15	-7.98	-2.9	7.6	10.5	19.82	30.33	26.18	0	0.09	30.33	0.05	1.94	15.64	0.38	0.74
15	0.38	29.09	-7.71	-2.88	8.15	11.02	20.87	31.93	28.12	0.02	0.96	31.93	0.54	1.94	16.46	0.38	0.74
16	0.38	31.03	-7.45	-2.83	8.69	11.52	21.86	33.44	30.06	0.03	1.84	33.43	1.07	1.94	17.23	0.38	0.74

17	0.38	32.97	-7.18	-2.75	9.23	11.99	22.79	34.87	32	0.05	2.72	34.83	1.65	1.94	17.94	0.38	0.74
18	0.38	34.91	-6.91	-2.65	9.77	12.42	23.67	36.21	33.94	0.06	3.59	36.14	2.27	1.94	18.6	0.38	0.74
19	0.38	36.85	-6.65	-2.51	10.32	12.83	24.48	37.46	35.88	0.08	4.47	37.35	2.92	1.95	19.2	0.38	0.74
20	0.38	38.79	-6.38	-2.34	10.86	13.2	25.24	38.62	37.82	0.09	5.3	38.45	3.6	1.95	19.74	0.38	0.74
21	0.38	40.73	-6.12	-2.15	11.4	13.55	25.94	39.69	39.76	0.11	6.2	39.46	4.3	1.95	20.23	0.38	0.74
22	0.38	42.67	-6.12	-1.92	11.95	13.87	26.59	40.68	41.7	0.12	7.1	40.36	5.03	1.95	20.65	0.38	0.74
23	0.38	44.6	-5.82	-1.66	12.49	14.15	27.17	41.57	43.64	0.14	8	41.17	5.78	1.96	21.02	0.38	0.74
24	0.38	46.54	-5.53	-1.38	13.03	14.41	27.7	42.37	45.57	0.15	8.9	41.87	6.54	1.96	21.33	0.38	0.75
25	0.38	48.48	-5.24	-1.06	13.58	14.63	28.16	43.09	47.51	0.17	9.8	42.46	7.3	1.97	21.58	0.38	0.75
26	0.38	50.42	-4.95	-0.71	14.12	14.83	28.57	43.71	49.45	0.19	10.6	42.95	8.08	1.97	21.77	0.38	0.75
27	0.38	52.36	-4.65	-0.33	14.66	14.99	28.91	44.24	51.39	0.2	11.5	43.34	8.85	1.98	21.9	0.38	0.75
28	0.38	54.3	-4.36	0.08	15.2	15.12	29.2	44.67	53.33	0.22	12.4	43.62	9.62	1.99	21.97	0.38	0.75
29	0.38	56.24	-4.07	0.53	15.75	15.22	29.42	45.01	55.27	0.23	13.3	43.8	10.38	1.99	21.98	0.38	0.76
30	0.38	58.18	-3.77	1	16.29	15.29	29.58	45.26	57.21	0.25	14.2	43.87	11.13	2	21.93	0.38	0.76
31	0.38	60.12	-3.48	1.51	16.83	15.32	29.68	45.41	59.15	0.26	15.1	43.84	11.86	2.01	21.82	0.38	0.76
32	0.38	62.06	-3.19	2.05	17.38	15.32	29.72	45.47	61.09	0.28	16	43.7	12.57	2.02	21.65	0.38	0.77
33	0.38	64	-2.9	2.63	17.92	15.29	29.69	45.42	63.03	0.3	17	43.45	13.25	2.03	21.43	0.38	0.77
34	0.38	65.94	-2.6	3.24	18.46	15.23	29.59	45.28	64.97	0.31	17.9	43.09	13.9	2.04	21.15	0.38	0.77
35	0.38	67.88	-2.31	3.88	19.01	15.13	29.43	45.03	66.91	0.33	18.8	42.63	14.51	2.05	20.81	0.38	0.78
36	0.38	69.82		4.56	19.55	14.99	29.21	44.69	68.85	0.34	19.7	42.06	15.08	2.06	20.42	0.38	0.78
37	0.38	71.76		5.27	20.09	14.82	28.91	44.23	70.79	0.36	20.7	41.39	15.6	2.07	19.97	0.38	0.78
38	0.38	73.69		6.02	20.63	14.62	28.55	43.68	72.73	0.38	21.6	40.61	16.07	2.09	19.47	0.38	0.78
39	0.38	75.63		6.8	21.18	14.37	28.11	43.01	74.66	0.39	22.5	39.72	16.49	2.1	18.92	0.38	0.78
40	0.38	77.57		7.63	21.72	14.09	27.6	42.23	76.6	0.41	23.5	38.73	16.83	2.11	18.32	0.38	0.78
41	0.38	79.51		8.49	22.26	13.77	27.02	41.34	78.54	0.43	24.4	37.63	17.11	2.13	17.67	0.38	0.78
42	0.38	81.45		9.39	22.81	13.41	26.36	40.34	80.48	0.44	25.4	36.43	17.31	2.15	16.97	0.38	0.78
43	0.38	83.39		10.33	23.35	13.02	25.63	39.21	82.42	0.46	26.4	35.13	17.43	2.16	16.23	0.38	0.78
44	0.38	85.33		11.32	23.89	12.58	24.82	37.97	84.36	0.48	27.4	33.72	17.45	2.18	15.44	0.38	0.78
45	0.38	87.27		12.34	24.44	12.09	23.92	36.6	86.3	0.49	28.4	32.21	17.38	2.2	14.62	0.38	0.78
46	0.38	89.21		13.41	24.98	11.57	22.95	35.11	88.24	0.51	29.4	30.6	17.21	2.23	13.75	0.38	0.78
47	0.38	91.15		14.52	25.52	11	21.88	33.48	90.18	0.53	30.4	28.89	16.92	2.25	12.85	0.38	0.78

48	0.38	93.09		15.68	26.06	10.38	20.73	31.72	92.12	0.55	31.4	27.08	16.52	2.27	11.92	12.06	27.39
49	0.38	95.03		16.89	26.61	9.718	19.49	29.82	94.06	0.57	32.4	25.17	15.98	2.3	10.96	11.09	25.49
50	0.38	96.97		18.15	27.15	9.005	18.15	27.78	96	0.58	33.5	23.17	15.31	2.32	9.97	10.11	23.49
51	0.38	98.91		19.45	27.69	8.241	16.72	25.59	97.94	0.6	34.5	21.08	14.5	2.35	8.96	9.09	21.4
52	0.38	100.8		20.81	28.24	7.423	15.19	23.24	99.88	0.62	35.6	18.9	13.52	2.38	7.93	8.06	19.22
53	0.38	102.8		22.23	28.78	6.551	13.55	20.73	100.85	0.64	36.7	16.63	12.38	2.42	6.88	7.01	16.96
54	0.38	104.7		23.7	29.32	5.621	11.8	18.06	100.85	0.66	37.8	14.28	11.06	2.45	5.82	5.96	14.61
55	0.38	106.7		25.23	29.87	4.632	9.942	15.21	100.85	0.68	38.9	11.84	9.55	2.49	4.75	4.89	12.18
56	0.38	108.6		26.83	30.41	3.579	7.962	12.18	100.85	0.7	40	9.33	7.83	2.53	3.69	3.82	9.68
57	0.38	110.5		28.49	30.95	2.461	5.857	8.962	100.85	0.72	41.2	6.75	5.9	2.58	2.62	2.76	7.1
58	0.38	112.5		30.22	31.49	1.273	3.621	5.54	100.85	0.74	42.3	4.1	3.73	2.62	1.56	1.7	4.45
59	0.38	114.4		32.03	32.04	0.012	1.246	1.907	100.85	0.76	43.5	1.38	1.31	2.67	0.52	0.65	1.75
60	0.38	116.4		33.91	33.91	0.002	0.014	0.022	100.85	0.78	44.7	0.02	0.02	2.73	0.01	0.14	0.39

19	0.38	36.85	-3.37	10.32	13.68	26.12	33.95	35.88	0.06	3.65	33.88	2.16	1.94	17.44	17.57	34.15
20	0.38	38.79	-3.23	10.86	14.08	26.93	35.01	37.82	0.08	4.6	34.9	2.8	1.95	17.94	18.07	35.16
21	0.38	40.73	-3.06	11.4	14.45	27.68	35.99	39.76	0.1	5.5	35.82	3.46	1.95	18.38	18.52	36.08
22	0.38	42.67	-2.85	11.95	14.79	28.37	36.88	41.7	0.11	6.4	36.65	4.14	1.95	18.78	18.91	36.92
23	0.38	44.6	-2.62	12.49	15.10	29	37.7	43.64	0.13	7.4	37.39	4.84	1.96	19.12	19.26	37.65
24	0.38	46.54	-2.35	13.03	15.38	29.57	38.44	45.57	0.15	8.3	38.03	5.55	1.96	19.4	19.54	38.3
25	0.38	48.48	-2.05	13.58	15.62	30.07	39.09	47.51	0.16	9.2	38.58	6.28	1.96	19.64	19.77	38.85
26	0.38	50.42	-1.72	14.12	15.83	30.51	39.66	49.45	0.18	10.2	39.04	7.01	1.97	19.81	19.95	39.31
27	0.38	52.36	-1.35	14.66	16.01	30.89	40.15	51.39	0.19	11.1	39.4	7.75	1.98	19.93	20.07	39.67
28	0.38	54.3	-0.96	15.2	16.16	31.2	40.56	53.33	0.21	12.1	39.66	8.48	1.98	20	20.14	39.93
29	0.38	56.24	-0.52	15.75	16.27	31.45	40.88	55.27	0.23	13	39.83	9.21	1.99	20.01	20.15	40.1
30	0.38	58.18	-0.06	16.29	16.35	31.63	41.12	57.21	0.24	14	39.9	9.93	2	19.97	20.1	40.18
31	0.38	60.12	0.44	16.83	16.39	31.75	41.27	59.15	0.26	14.9	39.88	10.63	2.01	19.87	20.01	40.15
32	0.38	62.06	0.98	17.38	16.40	31.8	41.34	61.09	0.28	15.9	39.76	11.32	2.02	19.72	19.85	40.03
33	0.38	64	1.55	17.92	16.37	31.78	41.32	63.03	0.29	16.9	39.54	11.98	2.03	19.51	19.65	39.82
34	0.38	65.94	2.15	18.46	16.31	31.69	41.2	64.97	0.31	17.8	39.22	12.61	2.04	19.25	19.39	39.5
35	0.38	67.88	2.79	19.01	16.21	31.54	41	66.91	0.33	18.8	38.81	13.21	2.05	18.94	19.08	39.09
36	0.38	69.82	3.47	19.55	16.07	31.31	40.7	68.85	0.35	19.8	38.3	13.78	2.06	18.58	18.72	38.58
37	0.38	71.76	4.19	20.09	15.90	31.01	40.31	70.79	0.36	20.8	37.69	14.3	2.07	18.17	18.31	37.98
38	0.38	73.69	4.94	20.63	15.69	30.64	39.83	72.73	0.38	21.8	36.99	14.77	2.09	17.71	17.85	37.27
39	0.38	75.63	5.74	21.18	15.44	30.19	39.24	74.66	0.4	22.8	36.19	15.19	2.1	17.21	17.34	36.47
40	0.38	77.57	6.57	21.72	15.15	29.66	38.56	76.6	0.41	23.8	35.29	15.54	2.12	16.65	16.79	35.58
41	0.38	79.51	7.45	22.26	14.81	29.06	37.78	78.54	0.43	24.8	34.3	15.84	2.14	16.05	16.19	34.59
42	0.38	81.45	8.36	22.81	14.44	28.37	36.89	80.48	0.45	25.8	33.21	16.06	2.15	15.41	15.55	33.5
43	0.38	83.39	9.32	23.35	14.02	27.61	35.89	82.42	0.47	26.8	32.02	16.21	2.17	14.73	14.87	32.32
44	0.38	85.33	10.33	23.89	13.56	26.76	34.78	84.36	0.49	27.9	30.74	16.27	2.19	14.01	14.15	31.04
45	0.38	87.27	11.38	24.44	13.06	25.82	33.57	86.3	0.51	28.9	29.37	16.24	2.22	13.25	13.39	29.68
46	0.38	89.21	12.47	24.98	12.50	24.79	32.23	88.24	0.52	30	27.91	16.12	2.24	12.46	12.6	28.22
47	0.38	91.15	13.62	25.52	11.90	23.67	30.78	90.18	0.54	31.1	26.36	15.89	2.26	11.64	11.78	26.67
48	0.38	93.09	14.81	26.06	11.25	22.46	29.2	92.12	0.56	32.2	24.71	15.54	2.29	10.79	10.92	25.03
49	0.38	95.03	16.06	26.61	10.55	21.15	27.49	94.06	0.58	33.3	22.98	15.08	2.32	9.91	10.05	23.3
50	0.38	96.97	17.35	27.15	9.79	19.73	25.65	96	0.6	34.4	21.17	14.48	2.35	9.01	9.14	21.49
51	0.38	98.91	18.71	27.69	8.98	18.21	23.67	97.94	0.62	35.5	19.27	13.75	2.38	8.09	8.22	19.59

APÉNDICE E

CÁLCULO DEL FACTOR DE SEGURIDAD ESTACIÓN GEOELÉCTRICA NÚMERO 2

long	alt	radio	pend talud	num dov	densidad	ang fricc	cohesión	h	k	depr		L	sigma	s1	s2	
										long dov	ángulo talud2					
116	33.91	120	0.28	60	1.3	45	0.14	29.2	116.4	1.94	0.53	1.85				
factor de seguridad		3.7														
S	1569.63															
T	423.67															
?	8.54783															
dovela	c	long x m	punto circ.	talud	B m	vol m ³	peso dove	X m alfa	alfa rad	ang °	N	T	L	sigma	s1	s2
0	0.38	0	0	0	4.00E-03											
1	0.38	1.94	-0.47	0.54	1.01	0.98	1.286	0.9697	0.23	13.13	1.25	-0.29	1.99	0.63	0.76	1.52
2	0.38	3.88	-0.91	1.09	1.99	2.92	3.796	2.91	0.21	12.18	3.71	-0.8	1.98	1.87	2.01	3.98
3	0.38	5.82	-1.31	1.63	2.93	4.78	6.22	4.85	0.2	11.24	6.1	-1.21	1.98	3.09	3.22	6.37
4	0.38	7.76	-1.68	2.17	3.85	6.58	8.561	6.79	0.18	10.29	8.42	-1.53	1.97	4.27	4.41	8.69
5	0.38	9.7	-2.02	2.72	4.73	8.32	10.82	8.73	0.16	9.35	10.67	-1.76	1.97	5.43	5.57	10.94
6	0.38	11.64	-2.32	3.26	5.57	9.99	12.99	10.67	0.15	8.42	12.85	-1.9	1.96	6.56	6.69	13.12
7	0.38	13.58	-2.59	3.8	6.39	11.6	15.08	12.61	0.13	7.48	14.96	-1.96	1.96	7.65	7.78	15.22
8	0.38	15.51	-2.83	4.34	7.17	13.15	17.1	14.55	0.11	6.55	16.98	-1.95	1.95	8.7	8.84	17.25
9	0.38	17.45	-3.03	4.89	7.92	14.64	19.03	16.48	0.1	5.62	18.94	-1.86	1.95	9.72	9.85	19.2
10	0.38	19.39	-3.21	5.43	8.63	16.06	20.88	18.42	0.08	4.69	20.81	-1.71	1.95	10.69	10.83	21.07
11	0.38	21.33	-3.35	5.97	9.32	17.42	22.65	20.36	0.07	3.76	22.6	-1.48	1.94	11.63	11.76	22.86
12	0.38	23.27	-3.46	6.52	9.98	18.72	24.34	22.3	0.05	2.83	24.31	-1.2	1.94	12.52	12.65	24.57
13	0.38	25.21	-3.54	7.06	10.60	19.96	25.95	24.24	0.03	1.91	25.93	-0.86	1.94	13.36	13.5	26.2
14	0.38	27.15	-3.59	7.6	11.19	21.14	27.48	26.18	0.02	0.98	27.48	-0.47	1.94	14.17	14.3	27.74
15	0.38	29.09	-3.61	8.15	11.75	22.26	28.93	28.12	0	0.05	28.93	-0.03	1.94	14.92	15.05	29.2
16	0.38	31.03	-3.6	8.69	12.28	23.31	30.31	30.06	0.02	0.87	30.3	0.46	1.94	15.62	15.76	30.57
17	0.38	32.97	-3.55	9.23	12.78	24.31	31.6	32	0.03	1.8	31.58	0.99	1.94	16.28	16.41	31.85
18	0.38	34.91	-3.48	9.77	13.24	25.24	32.82	33.94	0.05	2.73	32.78	1.56	1.94	16.88	17.02	33.04

52	0.38	100.8	20.12	28.24	8.11	16.58	21.55	99.88	0.64	36.7	17.29	12.87	2.42	7.15	7.29	17.62
53	0.38	102.8	21.6	28.78	7.18	14.83	19.28	101.82	0.66	37.8	15.23	11.82	2.46	6.2	6.34	15.56
54	0.38	104.7	23.14	29.32	6.18	12.96	16.85	103.75	0.68	39	13.1	10.61	2.5	5.25	5.38	13.44
55	0.38	106.7	24.74	29.87	5.12	10.97	14.26	105.69	0.7	40.2	10.89	9.21	2.54	4.29	4.43	11.24
56	0.38	108.6	26.42	30.41	3.99	8.84	11.5	107.63	0.72	41.4	8.62	7.61	2.59	3.33	3.47	8.97
57	0.38	110.5	28.16	30.95	2.78	6.57	8.548	109.57	0.74	42.7	6.28	5.79	2.64	2.38	2.52	6.64
58	0.38	112.5	29.99	31.49	1.50	4.15	5.407	111.51	0.77	43.9	3.89	3.75	2.69	1.45	1.58	4.26
59	0.38	114.4	31.91	32.04	0.13	1.58	2.061	113.45	0.79	45.2	1.45	1.46	2.75	0.53	0.66	1.83
60	0.38	116.4	33.91	33.91	0.00	0.13	0.171	115.39	0.81	46.6	0.12	0.12	2.82	0.04	0.18	0.5
												423.6				1569.6