



Universidad Autónoma de Querétaro
Facultad de Ingeniería
Maestría en Ciencias con Línea Terminal en Mecánica de Suelos

Efecto del humedecimiento en la estabilidad de taludes: análisis y modelación.

TESIS

Que como parte de los requisitos para obtener el grado de
Maestría en Ciencias con Línea Terminal en Mecánica de Suelos

Presenta:

Ing. René Sebastián Mora Ortiz

Dirigido por:

Dr. Eduardo Rojas González

SINODALES

Dr. Eduardo Rojas González
Presidente

Dr. Paul Garnica Anguas
Secretario

Dra. María de la Luz Pérez Rea
Vocal

M. en I. Alfredo Zepeda Garrido
Suplente

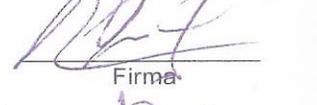
Dr. Alfredo Pérez García
Suplente

Dr. Gilberto Herrera Ruiz
Director de la Facultad


Firma


Firma


Firma


Firma


Firma

Dr. Luis Gerardo Hernández Sandoval
Director de Investigación y
Posgrado

Centro Universitario
Querétaro, Qro.
Agosto 2009
México

RESUMEN

El cambio climático está provocando que las lluvias, sean cada vez más intensas y de mayor duración en algunas zonas del planeta, y es durante estos eventos cuando ocurren deslizamientos de talud en muchas zonas urbanas, autopistas y caminos del país. El presente trabajo se propone determinar el efecto del humedecimiento sobre la estabilidad de taludes y proponer una metodología que permita establecer el riesgo de falla de un talud ante la ocurrencia de lluvias extraordinarias. Para ello se analizan las fallas ocurridas en un tramo de la autopista Cuernavaca-Acapulco (Edo. de Guerrero), y en la comunidad San Juan de Grijalva (Edo. De Chiapas). Para el análisis de estabilidad se utilizó un modelo de resistencia de suelos no saturados y se evaluó el factor de seguridad del talud antes y después de la temporada de lluvias. Mediante este análisis se pudo observar cómo evoluciona el factor de seguridad del talud con el grado de saturación de la masa de suelo. La modelación de la infiltración de agua de lluvia se realizó por medio de un programa de cómputo que emplea las propiedades hidráulicas de los suelos y registros precipitación-evaporación de la zona. Estos análisis confirman que el humedecimiento del suelo fue el detonante del deslizamiento de estos taludes. Este ejercicio se ha tomado como base para establecer una metodología que permite detectar las zonas de riesgo en el país y así poder tomar las medidas pertinentes para evitar la pérdida de vidas humanas y mitigar su impacto económico.

Palabras clave: talud, estabilidad, humedecimiento, cohesión, grado de saturación, infiltración.

SUMMARY

The climate change is provoking that the increase in the intensity and duration of rain in some zones of the planet and is precisely during these events that slope failure occurs in many urban zones, highways and roads of the country. This study intends to determine the effect of wetness on slope stability and to establish a methodology to assess the risk of slope failure in the event of extraordinary rains. For that purpose the slope failures in the Cuernavaca-Acapulco highway in Guerrero and in the community of San Juan de Grijalva in Chiapas, were analyzed. For the analyses of stability, a model for the strength of unsaturated soils was adopted and the factor of safety of the slope was evaluated before and after the rainy season. With this analysis it was possible to determine the evolution of the safety factor with the degree of saturation of the mass of soil. The infiltration of rain water in the slope was simulated with the help of a computer program that employs the hydraulic properties of the soil as well as the rain-evaporation records of the site. These analyses prove that the wetness of the soil triggered the failure of these slopes. This study is taken as the basis to establish a methodology to determine the zones at risk in the country in order to undertake the required actions to avoid the loss of human lives and mitigate its economical impact.

Key words: slope, stability, wetness, cohesion, degree of saturation, infiltration

DEDICATORIA

A mi hijo Emilio Mora García
con todo mi amor.

AGRADECIMIENTOS

Él es mi fuente de existencia y mi salvador;
Él me mantiene funcionando día y noche;
Sin él, nada soy, pero con él, todo lo puedo;
En Cristo que me da fuerza.

Filipenses, 4:13

Le doy gracias a Dios por darme la oportunidad de terminar mis estudios de posgrado y permitirme estar con mi familia al mismo tiempo.

Les agradezco a mis padres, el Ing. Eduardo Mora Serafín y la EG. Rosa Ortiz Mago, todo su apoyo, porque sin él, nada de esto hubiera sido posible, a mi esposa y amiga Ana Luisa García Jiménez, por su apoyo incondicional, porque junto con mi hijo Emilio fueron vitales en este proyecto, al estar a mi lado potenciaron mi esfuerzo. También agradezco a mis amigos y compañeros de posgrado los ingenieros Elda Montes, Javier Amaya y Roger Dzul, por su apoyo a lo largo de dos años. Agradezco a los señores Juan Manuel Ramírez Moya y José Alejo De Santiago por toda la orientación y ayuda que me brindaron en el trabajo de laboratorio, a mis amigos de toda la vida los Ingenieros Julián Alberto Tellez Aguirre y Mario de Jesús López Sosa, quienes a pesar de estar lejos, siempre me dieron su total apoyo.

Un agradecimiento especial a mi asesor de tesis el Dr. Eduardo Rojas González, ya que con su ayuda y orientación fue posible terminar este proyecto a tiempo, a la Dra. María de La Luz Pérez Rea, por el apoyo prestado.

Le agradezco al Dr. Paul Garnica Anguas, al Instituto Mexicano del Transporte (IMT) y a la Secretaría de Comunicaciones y Transportes por su importante apoyo y las facilidades brindadas para el desarrollo de este trabajo.

Al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACYT) por su invaluable ayuda, ya que fue pieza clave para lograr la culminación de este proyecto.

INDICE GENERAL

	Página
RESUMEN	ii
SUMMARY	iii
DEDICATORIA	iv
AGRADECIMIENTOS	v
INDICE GENERAL	vi
INDICE DE TABLAS	x
INDICE DE FIGURAS	xi
1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	1
1.1 Introducción.	1
1.2 Objetivo general.	4
1.3 Hipótesis general.	4
1.4 Objetivos particulares.	4
1.5 Hipótesis particulares.	5
2. SUELOS NO SATURADOS.	6
2.1 Fases de un suelo no saturado.	6
2.2 Comportamiento de las fases del suelo.	7
3. SUCCIÓN.	9
3.1 Teoría de la succión.	9
3.2 Algunos dispositivos experimentales para medir la succión en el laboratorio.	11
3.2.1 Procedimiento de la placa de succión.	11
3.2.2 Procedimiento de centrifugación.	12
3.2.3 Procedimiento de la membrana de presión.	13
3.2.4 Procedimiento de la balanza de absorción.	13
3.2.5 Desecador de vacíos.	14
3.2.6 Tensiómetro.	14
3.2.7 Método del Psicrómetro.	15
3.2.7.1 Medición de la succión con el psicrómetro de termopar.	16
3.3 Medición de succión con papel filtro.	17
4. RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE	19
4.1 Introducción.	19
4.2 Resistencia máxima o resistencia pico.	19
4.3 Resistencia residual.	20
4.4 Parámetros de presión de poros.	21
4.5 Medición de la resistencia al cortante.	22
4.5.1 Selección de las muestras.	23
4.6 Ensayos de laboratorio.	24
4.6.1 Ensayo Triaxial.	24

4.6.2	Ensayo de Corte Directo.	28
4.6.3	Ensayo de Compresión simple.	29
4.6.4	Ensayos in situ.	30
4.6.5	Ensayo de Corte Directo in situ.	31
4.6.6	Ensayo de penetración estándar.	32
4.6.7	Ensayo de penetración de cono.	33
4.6.8	Ensayo de Veleta.	34
4.6.9	Presiómetro.	35
4.7	Resistencia al cortante de algunos suelos comunes.	36
4.7.1	Suelos no cohesivos saturados.	36
4.7.2	Arcillas normalmente consolidadas o ligeramente consolidadas.	37
4.7.3	Arcillas preconsolidadas.	37
4.8	Resistencia de los suelos no saturados.	38
4.8.1	Estado de esfuerzos para suelos no saturados.	39
4.8.2	Resistencia de los suelos no saturados.	42
5.	ESTABILIDAD DE TALUDES	49
5.1	Introducción.	49
5.2	Tipos de fallas en taludes.	51
5.2.1	Falla por deslizamiento superficial.	51
5.2.2	Deslizamiento en laderas naturales sobre superficies de falla preexistentes.	52
5.2.3	Falla por movimiento del cuerpo del talud.	52
5.2.4	Flujos.	53
5.2.5	Fallas por erosión.	53
5.2.6	Falla por licuación.	53
5.2.7	Falla por falta de capacidad de carga en el terreno de cimentación	53
5.3	Identificación de problemas de estabilidad de taludes en el campo.	54
5.4	Prevención de fallas.	57
5.5	Teoría de fallas.	58
5.5.1	Teoría del máximo esfuerzo normal (Teoría de Rankine).	59
5.5.2	Teorías del máximo esfuerzo cortante.	59
5.5.3	Clasificación de los métodos de cálculo.	60
5.6	Métodos basados en el equilibrio límite.	61
5.6.1	Método de Culmann.	61
5.6.2	Método Sueco.	62
5.6.3	Procedimiento de las dovelas.	62
5.6.4	Método del círculo de fricción.	66
5.6.5	Trabajos de Taylor.	71
5.7	Grietas de tensión.	72
5.8	Análisis de estabilidad con superficies de falla no circulares.	73
5.9	Fallas por traslación.	76
5.10	Otros métodos de análisis.	77
5.10.1	Factor de seguridad para suelos no saturados.	78
5.11	Métodos correctivos para fallas en laderas y taludes.	80
6.	FLUJO DE AGUA EN SUELOS	83
6.1	Introducción.	83
6.2	Potencial total del agua del suelo.	83
6.3	Energía del Agua.	84
6.4	Primeras expresiones de flujo de agua en los suelos.	84
6.4.1	Flujo en un tubo capilar, ley de Poiseuille.	84
6.4.2	Ley de Darcy.	85

6.5 Flujo de agua de suelos parcialmente saturados.	87
6.5.1 Ley de flujo Darcy - Buckingham para suelos no saturados.	88
6.5.2 Ecuación de Richards para flujo no establecido.	89
6.6 Presión del agua en un suelo no saturado.	91
6.7 Conductividad hidráulica.	92
6.7.1 Conductividad hidráulica no saturada, k_w .	92
6.8 Curva característica.	94
6.8.1 Ecuaciones de Van Genuchten.	95
6.8.2 Histéresis en la curva característica.	97
6.9 Infiltración.	98
6.9.1 Capacidad de infiltración.	99
6.9.2 Factores que intervienen en la capacidad de infiltración.	99
6.9.3 Medida de la infiltración.	100
7. MATERIALES Y MÉTODOS.	101
7.1 Km. 240+000 de la autopista Cuernavaca – Acapulco (Edo. de Guerrero).	102
7.1.1 Propiedades del suelo.	104
7.1.2 Granulometría del material.	105
7.1.3 Curva Característica en humedecimiento y secado.	105
7.1.4 Ensayes triaxiales.	107
7.1.5 Datos de precipitación.	114
7.2 Comunidad San Juan de Grijalva, Ostucán (Edo. de Chiapas).	115
7.2.1 Propiedades del suelo.	121
7.2.2 Granulometría del material.	121
7.2.3 Curva Característica en humedecimiento y secado.	122
7.2.4 Ensayes triaxiales.	122
7.2.5 Datos de precipitación.	127
8. RESULTADOS.	128
8.1 Km 240+000 de la autopista Cuernavaca – Acapulco (Edo. de Guerrero).	128
8.1.1 Análisis de estabilidad.	129
8.1.1.1 Método a utilizar.	129
8.1.2. Flujo de agua en el talud.	135
8.1.2.1 Parámetros a considerar.	135
8.2 Comunidad San Juan de Grijalva, Ostucán (Edo. de Chiapas).	138
8.2.1 Análisis de estabilidad.	138
8.2.1.1 Método a utilizar.	139
8.2.2. Flujo de agua en el talud.	144
9. CONCLUSIONES Y COMENTARIOS.	148
REFERENCIAS	154
ANEXOS	160
ANEXO 1. PRUEBAS DE LABORATORIO DEL TALUD LOCALIZADO EN EL KM 240+000 DE LA AUTOPISTA CUERNAVACA-ACAPULCO.	161
1-A.- ENSAYES INDICE	161
1-B.- PESO ESPECÍFICO DE SÓLIDOS	162
1-C.- RELACION DE VACIOS, CONTENIDO DE AGUA, GRADO DE SATURACION Y PESO ESPECÍFICO	163
1-D.- PERMEABILIDAD	164
1-E.- ESFUERZO DE PRECONSOLIDACION	164
1-F.- GRANULOMETRIA COMPLETA	165

1-G.- CURVA CARACTERISTICA	167
1-H.- TRIAXIALES	168
1-I. VERIFICACIÓN DE LA DISTRIBUCIÓN DE LA HUMEDAD EN PROBETAS DENTRO DE RECIPIENTES HERMÉTICAMENTE CERRADOS.	169
1-J DATOS DE PRECIPITACIÓN.	171
1-K. ANÁLISIS DEL FACTOR DE SEGURIDAD PARA SUELOS NO SATURADOS.	186
ANEXO 2. PRUEBAS DE LABORATORIO DEL TALUD LOCALIZADO EN LA COMUNIDAD SAN JUAN DE GRIJALVA, MUNICIPIO DE OSTUACÁN, CHIAPAS.	187
2-A.- ENSAYES INDICE	187
2-B.- PESO ESPECÍFICO DE SÓLIDOS	188
2-C.- RELACION DE VACIOS, CONTENIDO DE AGUA, GRADO DE SATURACION Y PESO ESPECÍFICO	189
2-D.- PERMEABILIDAD	190
2-E. PRESION DE PRECONSOLIDACION.	190
2-F.- GRANULOMETRIA COMPLETA	190
2-G.- CURVA CARACTERISTICA	192
2-H.- TRIAXIALES	193
2-I. VERIFICACIÓN DE LA DISTRIBUCIÓN DE LA HUMEDAD EN PROBETAS DENTRO DE RECIPIENTES HERMÉTICAMENTE CERRADOS.	195
2-J DATOS DE PRECIPITACIÓN.	197
ANEXO 3. CALIBRACIÓN DEL PAPEL FILTRO.	202

INDICE DE TABLAS

Tabla		Página
1.	Valores típicos del parámetro A.	22
2.	Ensayes de resistencia <i>In situ</i> .	31
3.	Expresiones de esfuerzos efectivos para suelos no saturados presentados por diversos autores.	39
4.	Posibles combinaciones de variables de estados de los esfuerzos según Fredlund (1993).	42
5.	Expresiones propuestas para las superficies de estado del índice de poros y del grado de saturación.	43
6.	Propiedades del suelo (km 240+000 Cuernavaca-Acapulco).	104
7.	Propiedades del suelo (San Juan de Grijalva, Chiapas).	121

INDICE DE FIGURAS

Figura		Página
1.	Diagrama de cuatro fases para un suelo no saturado.	8
2.	Diagrama de tres fases de un suelo no saturado.	8
3.	Equipo de centrifugado.	12
4.	Circuito eléctrico que muestra el efecto Peltier.	17
5.	Resistencia pico y residual.	20
6.	Detalle de la celda para ensayo triaxial.	26
7.	Diagrama del ensayo triaxial.	27
8.	Detalle de la caja para ensayo de corte directo.	29
9.	Ensayos de cortante.	30
10.	Detalle de un piezocono.	33
11.	Detalle de un ensayo de veleta.	35
12.	Envolvente de falla para un suelo saturado mostrando el criterio de falla de Mohr-Coulomb.	38
13.	Extensión de la envolvente de falla para suelos no saturados.	44
14.	Valor de ϕ_b contra succión.	46
15.	Foto de la célula triaxial con control de succión.	48
16.	Procedimiento de las dovelas o rebanadas para el análisis por falla circular de taludes de suelos cuya resistencia depende de la presión normal.	63
17.	Aplicación del círculo de fricción a taludes.	68
18.	Gráfica de Taylor para determinar los números de estabilidad en taludes en materiales "cohesivos", homogéneos con el terreno de cimentación.	71
19.	Grieta de tensión en la corona de un talud.	72
20.	Análisis de estabilidad con superficie de falla no circular.	74
21.	Superficie de falla compuesta correspondiente a una falla de traslación.	76
22.	Fuerzas actuantes en una dovela de una masa deslizante de forma circular.	78
23.	Modelo del tubo capilar de Poiseuille.	85
24.	Dispositivo que ilustra los experimentos de la ley de Darcy.	86
25.	Conductividad hidráulica "ks".	87
26.	Curvas típicas de conductividad hidráulica en arenas y arcillas.	93
27.	Curvas características suelo-agua típicas de los suelos arena, limo y arcilla.	95
28.	Curva característica.	97
29.	Proceso de secado y humedecimiento.	98
KM 240+000 AUTOPISTA CUERNAVACA-ACAPULCO, EDO. DE GUERRERO.		
30.	Localización de la zona de estudio (Edo. De Guerrero).	103
31.	Talud en estudio (Edo. Guerrero).	104
32.	Granulometría vía humedad.	105
33.	Curva de calibración (succión vs contenido de humedad).	106
34.	Curva característica del suelo en rama húmeda y rama seca.	107
35.	Resultados de los ensayos triaxiales saturados.	108
36.	Esfuerzo desviador vs deformación unitaria, ensayos triaxiales con diferentes grados de saturación en humedecimiento.	109

37.	Esfuerzo desviador vs deformación unitaria, ensayos triaxiales con diferentes grados de saturación en secado.	110
38.	Círculos de Mohr de ensayos triaxiales a diferentes grados de saturación en humedecimiento, con un mismo confinante (147.1 kPa).	110
39.	Círculos de Mohr de ensayos triaxiales a diferentes grados de saturación en secado, con un mismo confinante (147.1 kPa).	111
40.	Humedecimiento de probetas.	113
41.	Obtención de ϕ^b .	114
42.	Precipitación pluvial en la zona de estudio	115

SAN JUAN DE GRIJALVA, OSTUACAN, CHIAPAS.

43.	Localización de la zona de estudio (Edo. de Chiapas).	116
44.	Talud en estudio (Edo. Chiapas).	117
45.	Precipitaciones máximas del 28 (a), 29 (b), 31 de octubre (c), 1(d), 4 de noviembre (e) de 2007 en la República Mexicana.	117
46.	Efectos del frente frío No. 4 en Chiapas, México.	119
47.	Efectos del frente frío No. 4 en Villahermosa, Tabasco, México.	120
48.	Granulometría vía humedad.	121
49.	Curva característica del suelo en rama húmeda y rama seca.	122
50.	Resultados de los ensayos triaxiales saturados.	123
51.	Esfuerzo desviador vs deformación unitaria, ensayos triaxiales con diferentes grados de saturación en humedecimiento.	124
52.	Esfuerzo desviador vs deformación unitaria, ensayos triaxiales con Diferentes grados de saturación en secado.	124
53.	Círculos de Mohr de ensayos triaxiales a diferentes grados de saturación en humedecimiento, con un mismo confinante (147.1 kPa).	125
54.	Círculos de Mohr de ensayos triaxiales a diferentes grados de saturación en secado, con un mismo confinante (147.1 kPa) (San Juan de Grijalva, Chiapas).	125
55.	Obtención de ϕ^b .	126
56.	Precipitación pluvial en la zona de estudio.	127

KM 240+000 AUTOPISTA CUERNAVACA-ACAPULCO, EDO. DE GUERRERO.

57.	Cohesión (c) vs Grado de saturación (Gw).	128
58.	Análisis de la estabilidad del talud a diferentes grados de saturación.	131
59.	Factor de seguridad vs Grado de saturación (G_w).	132
60.	Factor de seguridad vs Succión.	132
61.	Factor de seguridad vs Cohesión.	133
62.	Localización de la superficie real de deslizamiento con respecto al encontrado en el análisis de estabilidad.	134
63.	Simulación de flujo de agua en el talud, a) 15 días, b) 20 días y c) 30 días.	136
64.	Localización de la superficie real de deslizamiento en el flujo de agua en el cuerpo del talud. Donde se observa que el círculo de falla esta localizado en la zona saturada.	137

SAN JUAN DE GRIJALVA, OSTUACAN, CHIAPAS.

65.	Cohesión (c) vs Grado de saturación (Gw).	138
66.	Análisis de la estabilidad del talud a diferentes grados de saturación.	141
67.	Factor de seguridad vs Grado de saturación (Gw).	142
68.	Factor de seguridad vs Succión.	142

69.	Factor de seguridad vs Cohesión.	143
70.	Localización de la superficie real de deslizamiento con respecto al encontrado en el análisis de estabilidad.	143
71.	Simulación de flujo de agua en el talud.	146
72.	Localización de la superficie real de falla en el flujo de agua en el cuerpo del talud. Donde se observa que el círculo de falla está localizado en la zona saturada.	147
73.	Superficie de deslizamiento.	147
74.	Proceso de verificación de distribución de la humedad.	163

1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.1 Introducción.

En México, durante cada época de lluvia ocurren deslizamientos de talud en muchas zonas urbanas, autopistas y caminos del país, estos deslizamientos causan pérdidas en vidas humanas e importantes trastornos económicos. Este fenómeno se ha incrementado debido a que el cambio climático está provocando lluvias más intensas y de mayor duración en algunas zonas del planeta.

En general, las fallas estructurales de taludes son el producto de una combinación de factores como el relieve, la geología, la historia tectónica, así como el intemperismo y la erosión a la que ha estado sometida la zona (Cho et al., 2001). Las fallas en taludes durante periodos prolongados de infiltración, son atribuidas al avance del humedecimiento dentro del cuerpo del talud (Zhang et al., 2000). Esto porque la resistencia al esfuerzo cortante producida por la succión disminuye significativamente (Cho et al., 2002; Cardona et al., 2006), aunado a que los agentes que se presenta un incremento del peso específico del suelo y posiblemente presiones de poro positivas (Sharma, 1990).

Por lo general, las fallas de talud que ocurren durante la época de lluvia tienen el mismo detonante: la infiltración del agua al cuerpo del talud, éste es el proceso físico fundamental para el análisis de estabilidad de taludes. También se generan fuerzas hidrodinámicas que contribuyen a producir deslizamientos (Guerrero, 1977). Para las fallas poco profundas, la superficie crítica de deslizamiento puede originarse por una de tres opciones: humedecimiento de la superficie del talud, incremento del nivel de agua subterránea o humedecimiento de la interfaz suelo-roca (Xie et al., 2004). Este tipo de fallas están relacionadas con periodos largos de lluvia con moderada intensidad y pueden generar presiones de poro positivas en el cuerpo del talud (Flores et al., 2003). Las fallas más profundas están relacionadas con la disminución de la succión (Collins et

al., 2004) y se deben a precipitaciones de corta duración pero de gran intensidad. (Casagli et al., 2005).

Algunas evidencias de la importancia de este fenómeno son la falla y las pérdidas humanas ocasionadas por la modificación de las características físico-químicas del suelo de cimentación de un dique, en Shangai, Republica Popular de China debido a la infiltración de agua de lluvia (Wai-Kiong et al., 2005). También se sabe que en suelos sumergidos, las principales propiedades físicas varían significativamente respecto a los suelos secos (Viratjandri, 2006).

Es importante señalar que una gran parte de los deslizamientos de taludes tiene lugar en zonas tropicales, es decir con precipitaciones frecuentes durante el año (Bujang, 2006); pero pueden ocurrir en una gran variedad de suelos en climas tropicales y subtropicales (Tohari et al., 2007), presentándose tanto en taludes arenosos (Ching-Chuan, 2008) como en arcillosos (Cancelli, 1981).

El estado de Puebla, México, se ha visto afectado por este fenómeno, presentándose anualmente más de 100 deslizamientos sobre caminos y poblaciones. En este sentido se reveló que la inversión realizada para atender la reapertura de caminos afectados solo en el año 2007, rebasó los 5 millones 800 mil pesos. Estas cantidades no contemplan la rehabilitación total de las carreteras, siendo el año de 1999 el de cifras más alarmantes, ya que en ese año la temporada de lluvias fue intensa, provocando el deslizamiento de talud más grande del que se tiene registro. Más de 5 millones de m³ de suelo obstruyeron la carretera Zacatlán-Zacapoaxtla, en el km 64+200, municipio de Zapotitlán de Méndez, (Hernández et al., 2002). Además en ese mismo año ocurrió la falla de talud con el mayor número de decesos: más de 200 personas perdieron la vida en el deslizamiento de un cerro en la colonia La Aurora, municipio de Teziutlán.

El objetivo de la presente tesis es determinar el efecto del humedecimiento sobre la propagación de las fallas estructurales en taludes localizados en el km

240+000 de la autopista Cuernavaca – Acapulco (Edo. de Guerrero) y la comunidad San Juan de Grijalva (Edo. de Chiapas) y proponer una metodología para su prevención ya que de la comprensión de dicho efecto y de la zonificación de los suelos se pueden identificar las zonas de riesgo de deslizamiento en sitios sensibles (Zaitchik, 2003; Guardado et al., 2001).

1.2 Objetivo general.

Analizar y modelar el efecto del humedecimiento sobre la estabilidad de taludes y proponer una metodología para detectar zonas de riesgo.

1.3 Hipótesis general.

La infiltración de agua es uno de los agentes responsables de las fallas estructurales en taludes, localizados en el km 240+000 de la autopista Cuernavaca – Acapulco (Edo. de Guerrero) y la comunidad San Juan de Grijalva (Edo. de Chiapas), debido a la pérdida de cohesión y, por lo tanto, de la resistencia del suelo.

1.4 Objetivos particulares.

- Establecer una metodología que permita analizar la resistencia de suelos no saturados en función del humedecimiento.
- Evaluar la estabilidad del talud antes y después de la temporada de lluvias utilizando el paquete de cómputo Geo-Slope (1995) con variables de entrada características para el análisis de estabilidad.
- Establecer las propiedades hidráulicas de suelos básicas para el modelo del flujo de agua en el talud.
- Utilizar el paquete Plaxflow (2003) para el estudio de la infiltración de agua en suelos no saturados incluyendo las propiedades hidráulicas requeridas y los registros precipitación- evaporación de áreas de interés.

1.5 Hipótesis particulares.

- El agua infiltrada en el cuerpo de talud incrementa el peso específico del suelo incrementando el momento motor.
- El agua infiltrada reduce la cohesión del suelo reduciendo el momento resistente.
- Las superficies de falla son circulares, por lo que el método de Bishop para la estabilidad es aplicable.
- Este fenómeno se puede estudiar como un problema en el plano.

2. SUELOS NO SATURADOS

En el campo de la Mecánica de Suelos los suelos saturados representan un caso especial de los suelos no saturados. La diferencia entre suelos saturados y no saturados radica en la presencia de la fase gaseosa produciendo la aparición de los meniscos de agua. Estos suelos de tres fases se encuentran sujetos a presiones de poro negativas (succión), a diferencia de los suelos saturados cuya presión de poro es positiva.

La condición de suelo no saturado puede presentarse en todo tipo de suelos: gravas, arenas, y suelos finos, pero es de mayor relevancia en estos últimos debido a la presión de agua de poro negativa. Entre estos suelos se tienen las arcillas expansivas, los suelos colapsables y los suelos expanso-colapsables, los cuales son calificados como suelos problemáticos.

Según Fredlund y Rahardjo (1993) uno de los factores que juega un papel muy importante en los suelos es el clima. El agua es removida del suelo por evaporación en la superficie o por la evapotranspiración de las plantas. Estos dos procesos generan un flujo ascendente hacia el exterior del suelo produciendo a su vez un secado gradual y en ocasiones agrietamiento de la masa de suelo. Por otro lado, la lluvia y otras formas de humedecimiento producen un flujo descendente hacia el interior del suelo. La diferencia entre estas dos condiciones de flujo es generada por la presión de poro del suelo. Durante el período de sequía, la presión de poro se incrementa de forma negativa. La condición opuesta ocurre en el período de lluvias.

2.1. Fases de un suelo no saturado.

En un suelo saturado existen solo dos fases: 1) sólida y 2) líquida, mientras que en un suelo no saturado se tienen tres fases: 1) sólida, 2) líquida y 3) gaseosa.

Otros autores consideran más correcto considerar la existencia de una cuarta fase a saber, las interfases entre agua y aire o superficie contráctil. Los suelos no saturados contienen pequeñas cantidades de aire incluidas en el agua en forma de burbujas las cuales originan que el suelo se comprima, al fluir de los poros. Generalmente una gran cantidad de aire esta presente en el suelo natural en forma continúa.

2.2 Comportamiento de las fases del suelo.

Un suelo no saturado esta constituido por una mezcla de fases, las cuales determinan su comportamiento en cuanto a su resistencia y deformación.

La propiedad más distintiva de la superficie libre del agua es la de permitir un estado de tensión, en la que se comporta como una membrana elástica, bajo tensión, dentro de la estructura del suelo. Las propiedades de la superficie libre difieren de la de la fase contigua su densidad se reduce cuando se ve incrementada su temperatura, a la vez se comporta como un sólido cuando se expone a las temperaturas frías.

Esta es una de las ventajas de reconocer a un suelo no saturado como un sistema de cuatro fases, cuando se analizan los esfuerzos que se presentan en un elemento. Al permanecer constante la relación volumen aire para un suelo no saturado, es posible considerar al suelo como un sistema de tres fases, por lo cual se desprecia el volumen de la capa superficial del agua y se considera como parte del agua. Sin embargo recientemente se le ha otorgado mayor importancia a las interfaces agua aire (la superficie libre del agua) quedando establecida como una fase adicional cuando se considera el mecanismo físico.

La masa y volumen de cada una de las fases se muestra esquemáticamente en el diagrama de la Figura 1 incluyendo la capa contráctil.

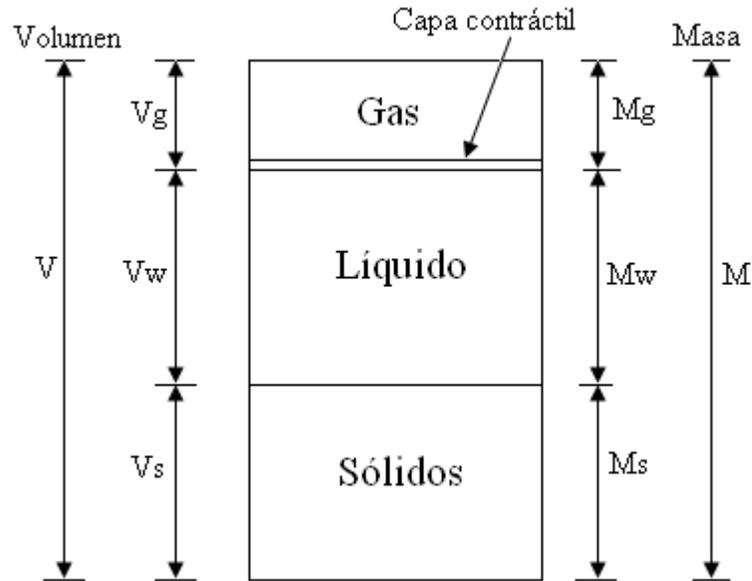


Figura 1. Diagrama de cuatro fases para un suelo no saturado.
(Fredlund and Rahardjo, 1993)

El espesor de la capa contráctil es equivalente al de una pequeña lámina molecular. Por lo que la subdivisión física de la capa contráctil no es necesaria cuando se establecen relaciones de masa y volumen para los suelos no saturados. La capa contráctil es considerada como parte de la fase gaseosa sin incurrir en ningún error. Una simplificación del diagrama de tres fases se presenta en la Figura 2 el cual puede ser utilizado para describir las relaciones volumétricas.

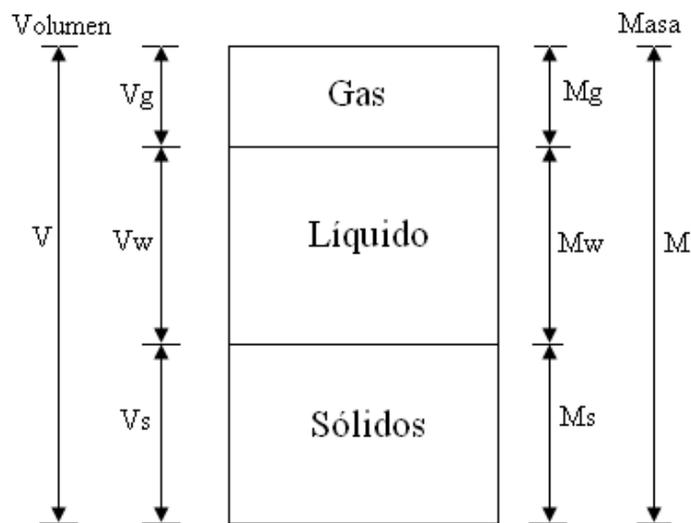


Figura 2. Diagrama de tres fases de un suelo no saturado.
(Fredlund and Rahardjo, 1993)

3. SUCCIÓN

3.1 Teoría de la succión.

El concepto teórico de la succión fue desarrollado en física del suelo, hacia el año de 1900. La teoría de la succión del suelo fue propuesta con relación al sistema que se forma entre la planta, el suelo y el agua. La importancia de la succión en la explicación del mecanismo de comportamiento de suelos no saturados relacionados con problemas de ingeniería se introdujo en el laboratorio de investigación de caminos en Inglaterra. En 1965 la revisión del panel para el simposium de Mecánica de Suelos, "Equilibrio de la Humedad y Cambios de Humedad en Suelo", proporcionaron definiciones cuantitativas de la succión del suelo y sus componentes en un contexto termodinámico. La definición dada aceptó conceptos de ingeniería geotécnica. Comúnmente se refiere a la succión como un estado de la energía libre del agua del suelo. La energía libre puede ser medida en términos de la presión de vapor del agua.

El potencial total del agua en el suelo a una temperatura, es el trabajo necesario (por cantidad unitaria de agua pura) que debe ser realizado por medio de la aplicación de fuerzas externas para transformar reversiblemente una cantidad infinitesimal de agua de un estado energético a otro. El agua se mueve a través de una masa de suelo de un estado de baja succión (húmedo) hacia un estado de alta succión (seco). Por lo tanto, el agua puede ser transportada debido a un gradiente de succión similar a un gradiente de presión en suelos saturados. La succión total está compuesta principalmente de dos componentes, succión mátrica y succión osmótica. La succión total se expresa como aparece en la siguiente ecuación:

$$\psi_T = \frac{RT}{mg} \ln \left[\frac{P}{P_0} \right] \quad (1)$$

Donde: ψ_T = succión total del suelo (g cm/g, o simplemente cm), es un número negativo indicando que el agua en el suelo esta en tensión; R = constante universal de los gases (8.31432 J/mol-K); T = temperatura absoluta (Oe + 273.16, K); m = masa molecular del vapor de agua (18.016g/mol); p = presión parcial del vapor de agua de poro (kPa); p_o = presión del vapor de agua saturado sobre una superficie de agua pura a la misma temperatura (kPa); p/p_o = humedad relativa del agua del suelo (adimensional); g = constante gravitacional (981 cm/s²).

La succión osmótica es parte de la energía potencial del agua del suelo que depende de la concentración de sal disuelta en el agua y puede ser expresada usando la ecuación de Van't Hoff's:

$$\psi_o = - \frac{RT C}{g} \quad (2)$$

Donde: ψ_o = succión osmótica (g cm/g, o simplemente cm); R = constante universal de los gases (8.31432 J/mol*K); T = temperatura absoluta (K); C = concentración molar (mol/L); g = constante gravitacional (981 cm/s²).

La succión mátrica es la diferencia en presión de la interfaz agua-aire y está asociada con el fenómeno de capilaridad de la tensión superficial del agua. Y se representa por la diferencia entre la succión total y la succión osmótica, dada por:

$$\psi_m = \psi_t - \psi_o \quad (3)$$

3.2 Algunos dispositivos experimentales para medir la succión en el laboratorio.

El agua que contiene el suelo por encima del N.A.F. está a una presión inferior a la atmosférica, lo cual provoca presiones intergranulares negativas que tienden a comprimir el suelo, como sucede en las arcillas expansivas especialmente, donde las contracciones volumétricas provocadas por secado toman relevancia. Debido a las fuerzas capilares la contracción máxima a que se puede llegar por esta acción corresponde al límite de contracción.

Un pF queda definido para un suelo como el logaritmo base 10 de la succión expresada en centímetros de agua. El valor máximo medido del pF es del orden de 7, y corresponde a una arcilla desecada a 110°C.

3.2.1 Procedimiento de la placa de succión.

Con este procedimiento no pueden ser medidos valores de succión, mayores que 3 pF, pues el agua entra en cavitación, además, la piedra cerámica debe tener un valor de entrada de aire (succión de entrada de aire) superior a la succión que queremos medir en el suelo.

Se coloca la muestra de suelo no saturado sobre una placa de cerámica saturada. Se aplica vacío o succión mediante una bomba de vacío. El valor de la succión vendrá dado por la suma de d en altura de columna de mercurio y l en altura de columna de agua.

Cuando la muestra se haya equilibrado se mide la humedad. Así se obtiene una curva de succión frente a humedad. Para medir directamente la succión a una determinada humedad se adopta un dispositivo que permite variar la succión de la

bomba de vacío sin que haya transferencia de agua entre la muestra y la placa. Ese valor de succión será el de la muestra.

3.2.2 Procedimiento de centrifugación.

Cuando se presentan valores de pF entre 3 y 4.5, puede utilizarse el procedimiento por centrifugación.

Con la finalidad de ilustrar el procedimiento de centrifugación, considere un recipiente cilíndrico conteniendo agua en su parte inferior (Figura 3). Coloquemos en él, el cilindro poroso saturado sobre el cual reposa la muestra por intermedio de una placa porosa también saturada. La succión de la muestra en altura de agua será igual a d . Si en lugar de someter la muestra al campo de fuerzas de la aceleración de la gravedad la colocamos en un campo de aceleración ng haciendo girar el dispositivo alrededor de un eje $O - O'$, d se convierte en d' y la succión correspondiente al peso será nd' .

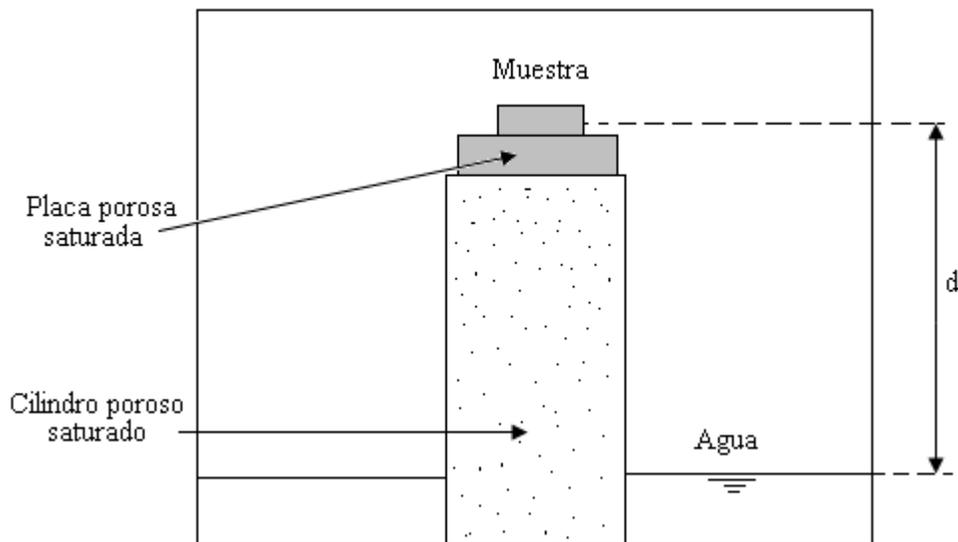


Figura 3. Equipo de centrifugado. (UAQ y U. Laval, 1989)

El cilindro poroso debe poder resistir la fuerza centrífuga aplicada, y el tamaño de los poros debe ser tal que permita una transferencia de humedad de la muestra

suficientemente rápida, pero sin perder saturación. Una limitación importante de este aparato es que en las centrífugas normales sólo se puede acomodar una muestra de 1.50 cm de diámetro por 0.50 cm de espesor como máximo. Por estos motivos, Coleman opina que este procedimiento no es adecuado para ensayos de rutina. Sin embargo la A.S.T.M. lo ha normalizado con la designación 0-425-69.

3.2.3 Procedimiento de la membrana de presión.

El aparato puede medir succiones de 2 y 6.18 pF. La muestra se coloca dentro de la cámara de presión de aire constante, en contacto con una membrana de celulosa saturada, permeable al agua pero muy poco al aire. El agua se mantiene durante todo el ensayo a la presión atmosférica mediante una conexión con el agua libre. La presión del aire dentro de la cámara se eleva tan pronto como sea posible después de la colocación de la muestra, hasta una presión determinada. Esto aumenta en la misma cantidad la presión del aire en los poros del suelo. Lo que provocará una transferencia de humedad entre la muestra y la membrana hasta alcanzar el equilibrio, en cuyo instante la presión del agua en la membrana y el suelo será la atmosférica. La presión del aire aplicada es igual a la succión del suelo en las condiciones finales del ensayo.

3.2.4 Procedimiento de la balanza de absorción.

Esta balanza mide la presión de vapor de aire en contacto con la muestra de suelo, y mediante la ecuación siguiente calcula la succión:

$$pF = 6.5 \log_{10} \log_{10} \frac{P_o}{P} \quad (4)$$

Donde:

P_o = presión de vapor sobre una superficie horizontal a T^0 ;

P = presión de vapor sobre el menisco.

Mediante los dispositivos indicados, lo que se hace en general es obtener la curva de Succión contra Humedad; para una cierta humedad en la muestra de suelo, se entra a la curva y se determina la succión correspondiente.

3.2.5 Desecador de vacíos.

Este método emplea una cámara hermética y consiste en colocar la muestra de suelo en una placa porosa encima de un depósito parcialmente lleno de ácido sulfúrico u otra solución que mantenga un valor definido de presión de vapor la cual puede regularse con la concentración de químicos en la solución. La succión total es calculada con:

$$\Psi_T = \frac{RT}{mg} \text{Ln} \left[\frac{P}{P_0} \right] \quad (1)$$

Donde mg es el peso molecular de la base. El desecador de vacíos se limita a mediciones de succión con pF entre 4.8 y 7. Esto es debido a que muchos suelos tienen humedades cercanas al 100 % y las presiones de vapor de la solución son difíciles de controlar, teniéndose mediciones poco seguras para las humedades mayores a 98 %.

3.2.6 Tensiómetro.

Estos aparatos se utilizan para medir la succión mátrica del suelo. El tensiómetro consta de una copa porosa de cerámica conectada mediante un tubo a un manómetro, todo el sistema debe estar lleno de agua. La copa porosa se introduce al suelo hasta el nivel deseado, una vez colocada, el agua del interior que se encuentra originalmente a la presión atmosférica entra en contacto con el agua del suelo mediante dicha copa. La succión que ejerce el suelo provoca que disminuya la presión en el interior del sistema hasta llegar al equilibrio. La succión se mide con un manómetro el cual puede ser de agua o mercurio. También se puede usar un indicador de vacío o en su caso un transductor de presión. Cuando el tensiómetro permanece en el suelo por un

período prolongado, tiende a seguir los cambios de succión mátrica del agua del suelo, pudiéndose registrar los cambios que provoca, por ejemplo, la lluvia al aumentar la humedad del suelo. La respuesta del tensiómetro puede ser algo retrasada respecto a lo que sucede en el suelo, por lo que, puede ser más conveniente el uso de transductores de tipo manométrico con tubo rígido que no requiera prácticamente el flujo de agua para registrar los cambios de succión.

La copa porosa es permeable tanto al agua como a las sales por lo tanto el agua del tensiómetro toma la misma concentración de sales que tiene el suelo, por lo que puede registrar la succión osmótica del agua del suelo.

Las mediciones del tensiómetro quedan restringidas a valores de succión menores de una atmósfera. Esto es debido a diferentes razones, como las limitaciones de medición del indicador de vacío o del manómetro, con relación a la presión atmosférica, así como a la falla de las columnas de agua a tensiones que sobrepasan una atmósfera. Adicionalmente, al ser la copa de cerámica generalmente del material más poroso y permeable posible, a altas succiones puede entrar el aire a la copa, el cual igualará la presión interna a la atmosférica.

En la práctica, la mayoría de los tensiómetros se usan a lo más para succiones de aproximadamente 0.8 bar.

3.2.7 Método del Psicrómetro.

La succión puede ser determinada midiendo la presión del vapor de agua del suelo, o la humedad relativa del suelo. La medición directa de la humedad relativa en el suelo se puede realizar usando aparatos llamados psicrómetros/hidrómetros. También, la humedad relativa en el suelo puede ser medida indirectamente usando papel filtro como sensor de medición.

3.2.7.1 Medición de la succión con el psicrómetro de termopar.

La succión puede ser definida como la medida de la energía libre del agua en un sistema comparado con la energía libre del agua pura a la misma temperatura y presión. La succión es expresada en términos de la energía por unidad de masa (Joules/kg) o presión (Pascuales) y es negativa si la energía libre es más pequeña que la del agua pura a la misma presión y temperatura. La succión total, ψ_T , es la suma de un número de componentes como la succión mátrica, ψ_m , succión osmótica, ψ_o , y succión de presión ψ_p .

$$\psi_T = \psi_m + \psi_o + \psi_p \quad (5)$$

La succión es un término aceptado para cuantificar el estado del agua en términos de energía libre. El agua se moverá de regiones con succión baja a regiones con succión alta.

En 1951 Spanner publicó su trabajo clásico en la medición de la succión, usando el efecto Peltier. Los principios fundamentales, de que hace uso el psicrómetro y que es importante subrayar, son el efecto Seebeck y Peltier. Seebeck descubrió que en un circuito cerrado formado por dos metales diferentes, en donde dos juntas del circuito tengan diferentes temperaturas [T y (T+ Δ T)], generan una fuerza electromotriz.

Así un micro voltímetro puede ser instalado en el circuito para medir la fuerza electromotriz Seebeck, la cual es función de la diferencia de temperatura en las juntas.

Este efecto es utilizado en el psicrómetro, en el cual una junta del circuito se mantiene a una temperatura constante como referencia, mientras que la otra junta es usada como sensor.

Además Peltier descubrió que cuando una corriente se hace pasar a través de un circuito formado por dos metales diferentes, ver la Figura 4, una de las juntas se

caliente, mientras la otra junta se enfría. Si se cambia el sentido de la corriente entonces sucede un efecto contrario en las juntas (Cervantes, 2001).

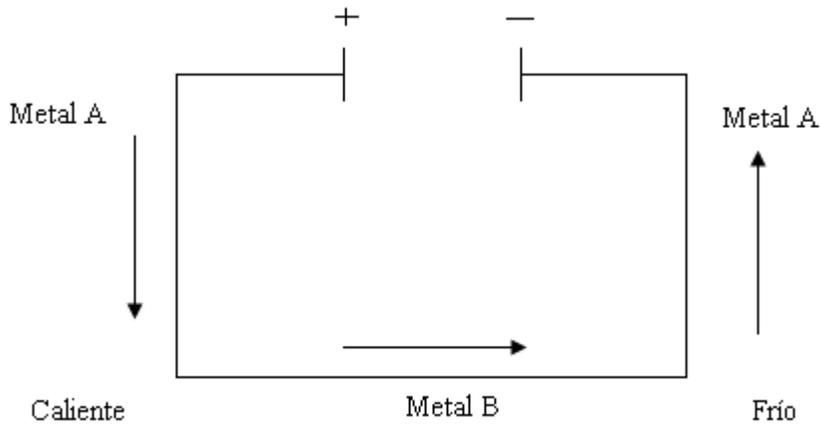


Figura 4. Circuito eléctrico que muestra el efecto Peltier (Hurtado y Pérez, 1998).

El efecto Peltier es usado para enfriar la junta del termopar hasta llegar a una temperatura debajo del punto de rocío correspondiente a la presión atmosférica que la rodea. Como resultado, el vapor de agua es condensado en la junta. Una vez terminado el paso de la corriente, el agua condensada tiende a evaporarse a la atmósfera que la rodea, causando una reducción de la temperatura de la junta. Usando el efecto Seebeck se mide la fuerza electromotriz (microvolts) generada por la diferencia de temperatura entre la junta de referencia y la junta utilizada como sensor, la cual, como ya vimos, es una función de la temperatura, así se está en posibilidad de calcular la humedad relativa de la atmósfera y por lo tanto la succión.

3.3 Medición de succión con papel filtro.

Con el método del papel filtro puede medirse la succión mátrica y la total. El valor de la succión es referido al contenido de agua de los papeles que han sido colocados en un recipiente sobre una muestra de suelo. Cuando en una muestra de suelo se realiza la prueba colocando en contacto el papel con el suelo, el agua puede transportarse en forma de líquido o gas hacia el papel, y la medición del contenido de agua en el papel es correlacionada con la succión mátrica. Cuando la succión de una

muestra de suelo se mide sin tener en contacto el papel con el suelo, la medición del contenido de agua se correlaciona con la succión total. El tiempo estimado para la realización de esta prueba es de 7 a 10 días. El rango de succión es de 2.0 a 6.0 pF (0.01 a 100 MPa).

4. RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE

4.1 Introducción.

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

Las rocas y los suelos al fallar al corte se comportan de acuerdo a las teorías tradicionales de fricción y cohesión, según la ecuación generalizada de Coulomb:

$$\tau = c' + (\sigma - u_w) \tan \phi' \quad (\text{Para suelos saturados}) \quad (6)$$

$$\tau = c' + (\sigma - u_w) \tan \phi' + (u_w - u_a) \tan \phi'' \quad (\text{para suelos parcialmente saturados}) \quad (7)$$

Donde:

τ = Esfuerzo de resistencia cortante.

c' = Cohesión efectiva.

σ = Esfuerzo normal total.

u_w = Presión del agua intersticial o de poros.

u_a = Presión del aire intersticial.

ϕ' = Ángulo de fricción interna del material.

ϕ'' = Ángulo de fricción interna del material no saturado.

Desde el punto de vista de la relación esfuerzo – deformación, en estabilidad de taludes se deben tener en cuenta dos tipos de resistencia: de pico y residual.

4.2 Resistencia máxima o resistencia pico.

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

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

4.3 Resistencia residual.

Es la resistencia al corte que posee el material después de haber ocurrido la falla (Figura 5). Skempton (1969) observó que en arcillas preconsolidadas, la resistencia calculada del análisis de deslizamientos después de ocurridos, correspondía al valor de la resistencia residual y recomendó utilizar para el cálculo de factores de seguridad, los valores de los parámetros obtenidos para la resistencia residual ϕ_r y c_r . Sin embargo, en los suelos residuales la resistencia pico tiende a ser generalmente, muy similar a la resistencia residual.

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

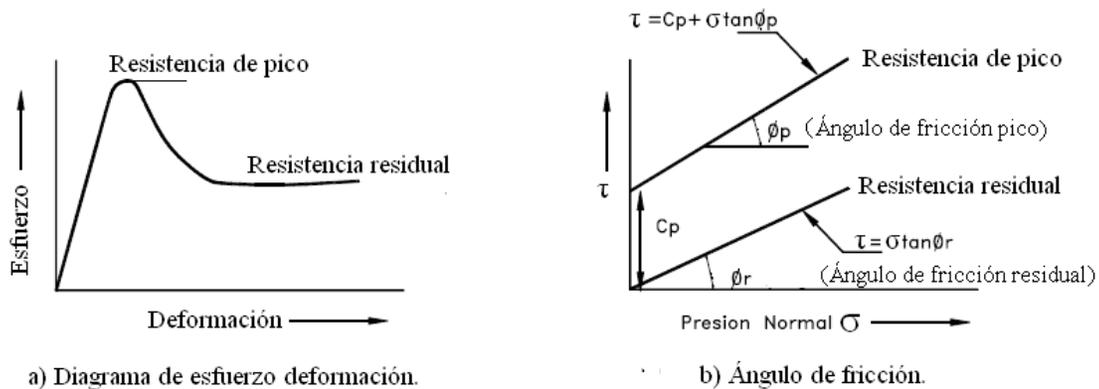


Figura 5. Resistencia pico y residual (Skempton, 1969).

En arenas, gravas y limos no plásticos que se denominan como suelos granulares, la cohesión es muy baja y puede en muchos casos considerarse de valor cero y el ángulo de fricción depende de la angulosidad y tamaño de las partículas, su constitución, mineralogía y densidad. Generalmente, el ángulo de fricción en suelos granulares varía de 27° a 42°, dependiendo del tipo de ensayo que se realice. Por ejemplo, en un ensayo Triaxial drenado el ángulo de fricción es 4° a 5° menor que el medido en un ensayo de Corte Directo. En arcillas normalmente consolidadas y limos arcillosos se puede considerar la fricción igual a cero y la cohesión como el valor total del esfuerzo de resistencia obtenida. En suelos residuales generalmente, predominan las mezclas de partículas granulares y arcillosas y el ángulo de fricción depende de la proporción grava-arena-limo y arcilla y de las características de cada tipo de partícula presente.

4.4 Parámetros de presión de poros.

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

$$\Delta_u = B[\Delta\sigma_3 + A(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)] \quad (8)$$

Donde:

Δ_u = Exceso de presión de poros.

A = Parámetro de presión de poros A.

B = Parámetro de presión de poros B.

$\Delta\sigma_1$ = Cambio en el esfuerzo principal mayor.

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

Los parámetros A y B deben ser determinados de ensayos de laboratorio o seleccionados de la experiencia. Para suelos saturados B se acerca a 1.0 pero su valor

disminuye drásticamente con la disminución en el grado de saturación. Los valores del parámetro A dependen de las deformaciones y generalmente, alcanzan valores máximos en el momento de la falla. Suelos normalmente consolidados tienden a generar excesos de presión de poros positivos durante el corte, en contraste los suelos preconsolidados pueden esperarse que generen presiones en exceso negativas. La tabla 1 muestra valores típicos de parámetro A en el momento de la falla.

Tabla 1. Valores típicos del parámetro A (Lambe y Whitman, 1969).

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

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

4.5 Medición de la resistencia al cortante.

La determinación precisa de las resistencias de los materiales de un talud es esencial para un análisis de estabilidad representativo de sus condiciones reales, aunque es posible en algunas circunstancias realizar ensayos in situ, la forma más común de obtener los parámetros de resistencia al corte son los ensayos de laboratorio. Sin embargo los valores de la resistencia al cortante determinados en ensayos de laboratorio dependen de factores, tales como la calidad de las muestras, su tamaño y el método de ensayo.

La resistencia al cortante depende del grado de saturación y este varía con el tiempo. Esta situación dificulta la realización de ensayos representativos en muestras no saturadas y generalmente, se acostumbra trabajar con muestras saturadas. Las envolventes de falla para suelos y rocas son generalmente, no lineales en un rango

amplio de esfuerzos, por esta razón los ensayos deben idealmente, ser realizados en el rango de esfuerzos correspondiente a la situación de diseño. Por ejemplo, para deslizamientos poco profundos deben utilizarse esfuerzos normales pequeños y para fallas profundas esfuerzos normales mayores. La diferencia entre la relación de carga aplicada en un ensayo de laboratorio y la situación real es sustancial. La mayoría de los ensayos de laboratorio colocan la carga en unos minutos u horas pero para la mayoría de los taludes, la carga es permanente con excepción, de las cargas dinámicas que son aplicadas en periodos muy cortos de tiempo.

4.5.1 Selección de las muestras.

La determinación precisa de resistencias al cortante son esenciales para un análisis de estabilidad de taludes; Sin embargo, los valores de la resistencia al cortante que se obtienen dependen de muchos factores, especialmente de la calidad de las muestras, su tamaño y el método de análisis. La resistencia al cortante depende del grado de saturación y se recomienda trabajar siempre con muestras saturadas. Las envolventes de falla para suelos y rocas generalmente, no son lineales para un rango amplio de esfuerzos y los ensayos deben realizarse cubriendo la gama de esfuerzos que sea relevante para cada caso en particular. Por ejemplo, cuando las superficies potenciales de falla son poco profundas los niveles de esfuerzo normal son bajos y se pueden presentar errores de interpretación especialmente, en los ensayos triaxiales.

Es muy importante que los ensayos sean realizados sobre muestras de suelo o roca preparadas de material inalterado, lo más representativo posible del material “in situ”; por ejemplo, muestras grandes en bloque de muy buena calidad o muestras tomadas con muestreadores delgados pueden estar relativamente inalteradas. Generalmente, entre más grande la muestra, esta podría ser de mejor calidad.

Una preocupación muy grande es el efecto de la alteración de la muestra sobre la resistencia al cortante. Muestras muy buenas pueden tener pérdidas de resistencia de hasta 50% (Ladd et al., 1964; Clayton et al., 1992). Además, las muestras deben ser

obtenidas a una profundidad correcta, de acuerdo a las posibles superficies críticas de falla.

4.6 Ensayos de laboratorio.

Para obtener los parámetros de resistencia al cortante se pueden realizar ensayos de resistencia de laboratorio o de campo o se pueden utilizar correlaciones empíricas a partir de ensayos indirectos u otras propiedades de los suelos. Los ensayos de laboratorio más comunes son los ensayos de Compresión triaxial y de Corte Directo.

4.6.1 Ensayo Triaxial.

El equipo de ensayo Triaxial es muy versátil y permite realizar ensayos en una variedad de procedimientos para determinar la resistencia al cortante, la rigidez y características de deformación de las muestras. Adicionalmente, el ensayo puede realizarse para medir características de consolidación y permeabilidad. Se ensayan muestras cilíndricas dentro de una membrana delgada de caucho, colocándolas dentro de una celda triaxial con dos tapas rígidas y pistones arriba y debajo de la muestra.

La celda se llena de un fluido especial, se aplica una presión determinada sobre el fluido (σ_3), la cual se transmite por éste a la muestra. Los esfuerzos de cortante se aplican mediante fuerzas de compresión verticales accionadas por los pistones (Figura 6). La presión de poros dentro de la muestra puede medirse a través de un pequeño tubo o bureta en contacto con la muestra. Para cada presión de confinamiento se obtiene el esfuerzo desviador ($\Delta\sigma$) que se requiere para hacer fallar la muestra.

El drenaje de la muestra se realiza a través de las piedras porosas y el cambio de volumen de agua puede medirse. Alternativamente, si no se permite drenaje, se puede medir la presión de poros. Realizando varias pruebas se puede obtener la envolvente de Mohr para un suelo determinado.

El comportamiento Esfuerzo – deformación es determinado por la presión de confinamiento, la historia de esfuerzos y otros factores. El ensayo también puede realizarse incrementando los esfuerzos radiales mientras se mantiene constante la fuerza axial (Figura 7).

Una descripción detallada del procedimiento de ensayo y medición de presión de poros se presenta en manuales de laboratorio y textos de mecánica de suelos (Bowles, 1986).

En algunos países del mundo el ensayo Triaxial es el más utilizado especialmente, por la posibilidad de modelar las condiciones de drenaje y la medición de presión de poros en suelos saturados.

Generalmente existen tres formas de realizar el ensayo Triaxial así:

a) *Ensayo Consolidado drenado.*

El ensayo se realiza lentamente para permitir el drenaje del agua dentro de la muestra e impedir que se puedan generar presiones de poros.

Los ensayos drenados son generalmente, preferidos para ensayos rutinarios (Geotechnical Engineering Office, 1979), debido a la facilidad de su ejecución y son los más utilizados para el análisis de laderas y taludes.

La velocidad de ensayo debe ser tal, que las fluctuaciones en la presión de poros sean despreciables y en cualquier caso no superiores al 5% de la presión efectiva de confinamiento.

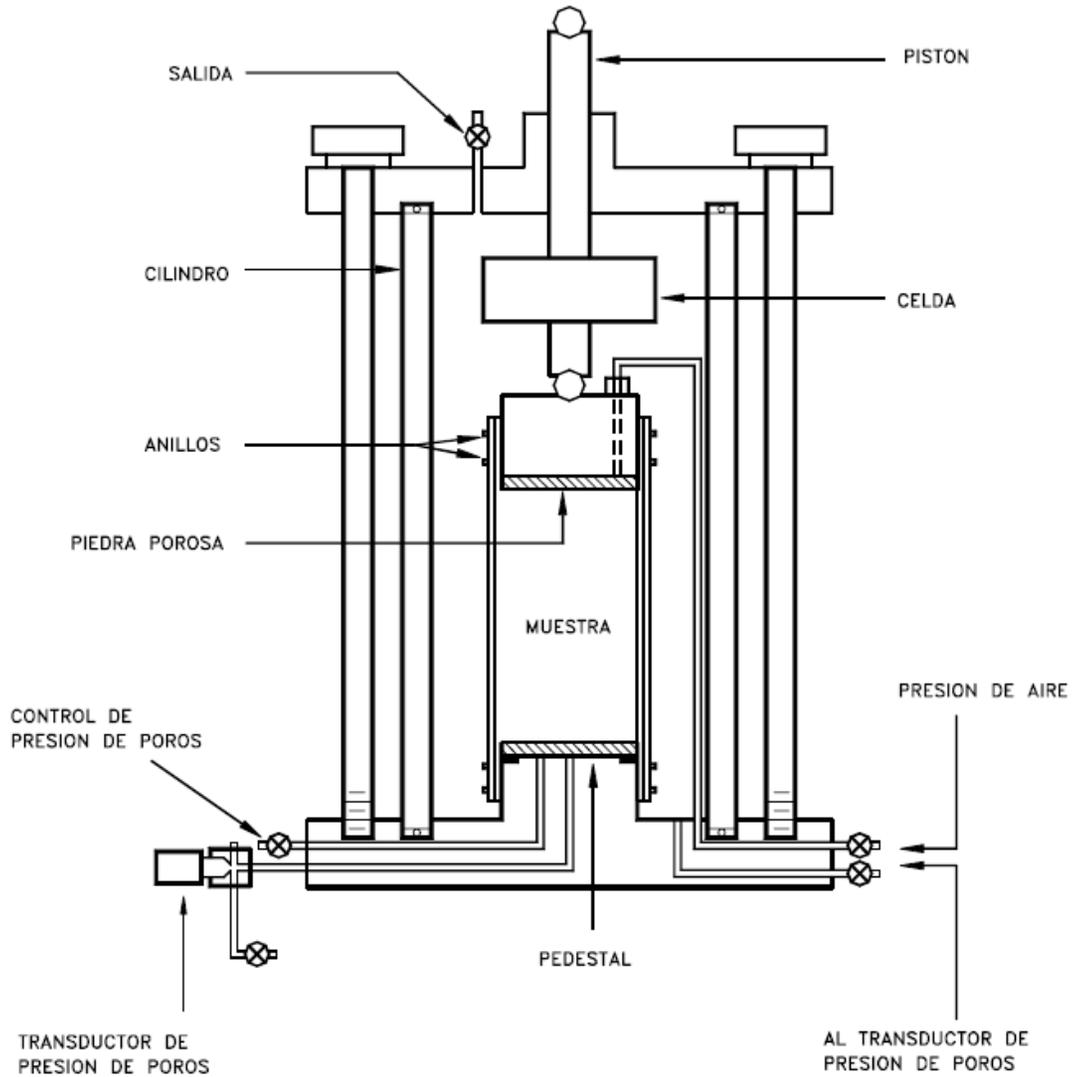


Figura 6. Detalle de la celda para ensayo triaxial.

b. Ensayo consolidado no drenado, con medición de presión de poros.

Se permite el drenaje durante la aplicación del esfuerzo de confinamiento colocándolo lentamente, pero se impide durante la aplicación del esfuerzo desviador. Los ensayos no drenados deben realizarse a una tasa que no exceda una deformación unitaria del 2% por hora, con el objeto de lograr una ecuilibración completa de la presión de poros a través de la muestra.

Se le emplea para simular el caso de desembalse rápido de una represa o la colocación rápida de un terraplén sobre un talud.

c. Ensayo no consolidado - no drenado o ensayo rápido.

No se permite el drenaje durante la aplicación de la presión de confinamiento y el esfuerzo desviador. Este ensayo se le utiliza para modelar, el caso de un terraplén o una carga colocada muy rápidamente sobre un manto de arcilla saturada, de muy baja permeabilidad.

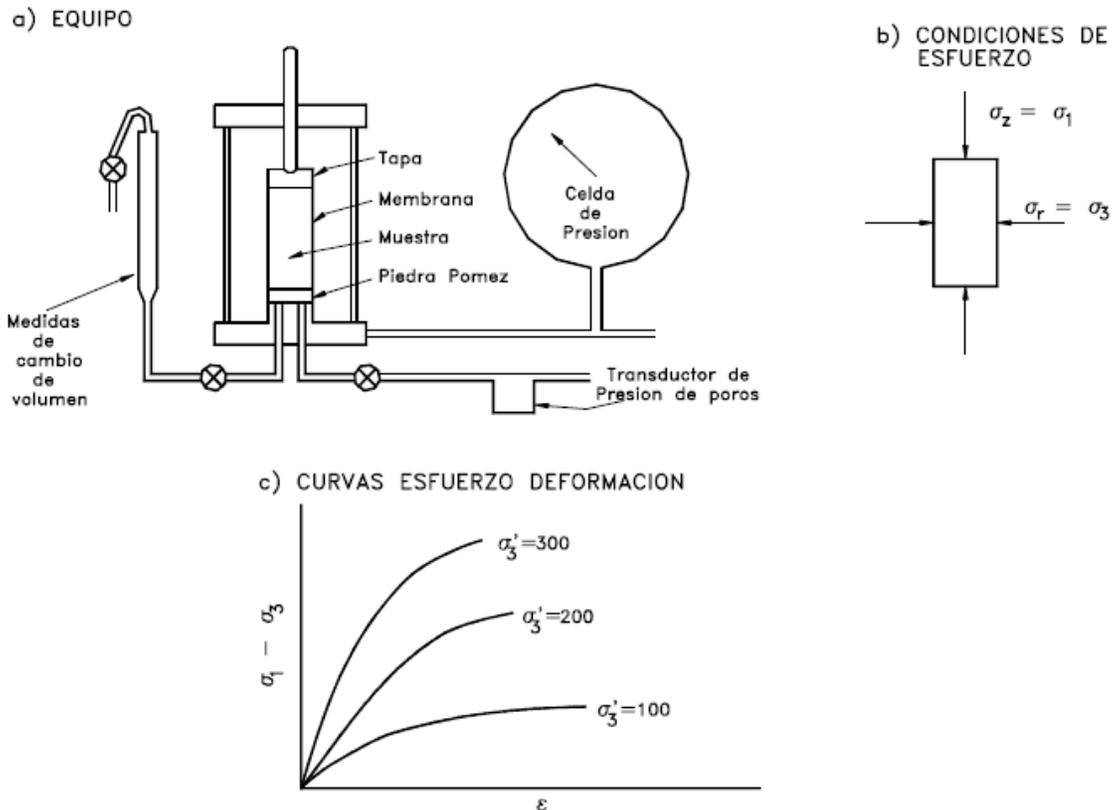


Figura 7. Diagrama del ensayo triaxial.

De acuerdo al tipo de ensayo se obtiene un valor diferente de ángulo de fricción. En general, el ensayo consolidado drenado presenta ángulos de fricción mayores, mientras el ensayo no consolidado - no drenado da los valores mínimos de ϕ (Winterkorn et al., 1991).

En la interpretación de resultados de ensayos Triaxiales debe tenerse en cuenta las siguientes fuentes de error:

a. Las muestras tienden a deformarse como un barril, lo cual conduce a sobreestimación de la resistencia al cortante.

b. En el proceso de saturación, la muestra tiende a alterarse por cambio de volumen, lo cual puede determinar una pérdida de resistencia.

4.6.2 Ensayo de corte directo.

El ensayo más común para obtener la resistencia de los suelos en los estudios de deslizamientos es el ensayo de corte directo, el cual es simple y económico de realizar pero presenta los inconvenientes del poco control que se tiene sobre las condiciones de drenaje, la dificultad para medir presiones de poro y algunos problemas inherentes a los mecanismos de las máquinas que realizan los ensayos. Las ventajas de los ensayos de corte directo son su facilidad de ejecución, la cual permite la realización de una cantidad grande de pruebas en poco tiempo y la posibilidad de realizar ensayos sobre superficies de discontinuidad. El ensayo de corte directo es de obligatorio uso cuando se trabaja a niveles bajos de esfuerzos o si se desea obtener la resistencia a lo largo de las discontinuidades. En este ensayo la resistencia al cortante puede medirse en un plano predeterminado, cortando la muestra con una determinada orientación. La superficie de falla es predefinida y no depende de las propiedades del suelo, y por esta razón los valores de resistencia obtenidos tienden a ser mayores que en los ensayos triaxiales. La muestra se coloca en una caja compuesta por dos anillos (Figura 8), uno superior y otro inferior, los cuales pueden desplazarse horizontalmente el uno con respecto al otro al aplicarse una fuerza de cortante. Las muestras no pueden saturarse completamente pero un grado de saturación relativamente alto se puede obtener sumergiendo la muestra en agua por un periodo largo de tiempo, antes del

ensayo. Sin embargo, debe tenerse mucho cuidado con los efectos de saturación sobre algunos materiales, especialmente los suelos expansivos.

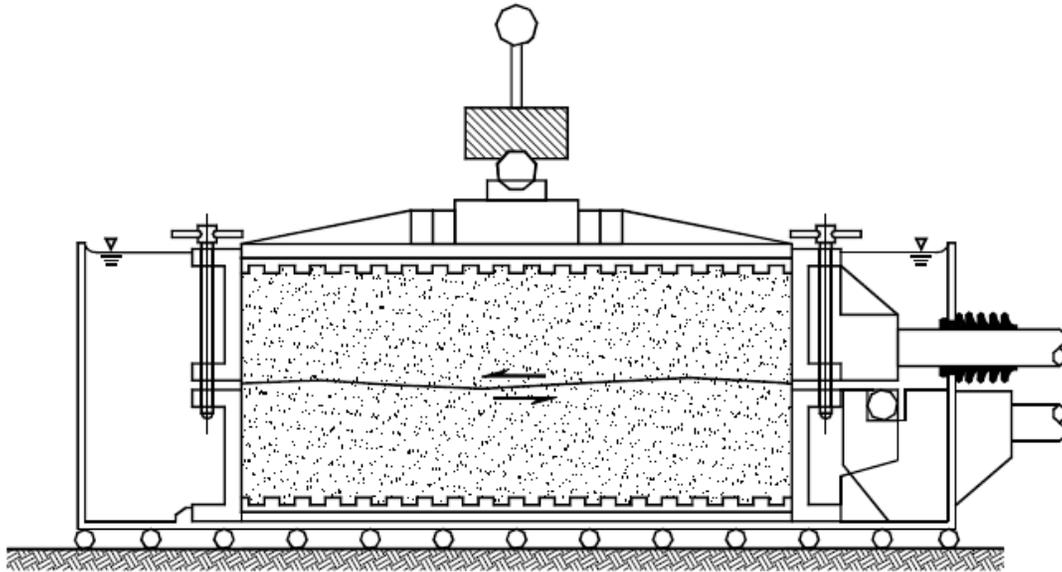


Figura 8. Detalle de la caja para ensayo de corte directo.

4.6.3 Ensayo de compresión simple.

El ensayo de compresión simple es un ensayo de compresión de una muestra cilíndrica con una relación diámetro longitud 1:2. La muestra es comprimida axialmente hasta que ocurre la falla. La resistencia al cortante se asume que es igual a la mitad de la resistencia a la compresión.

Este ensayo es utilizado con frecuencia para conocer la resistencia no drenada de suelos cohesivos.

Debe tenerse en cuenta que los resultados son expresados en términos de esfuerzos totales, debido a que no se mide ningún tipo de presión de poros y los ensayos en limos o arenas o materiales fisurados no tienen ninguna validez. El ensayo es solo aplicable a suelos cohesivos que no permiten la salida de agua durante el

proceso de carga. Generalmente, el valor de la resistencia no drenada se supone igual a la mitad del valor de la resistencia no confinada.

$$s_u = \frac{1}{2} q_u \quad (9)$$

En todos los casos, debido a las incertidumbres asociadas con el ensayo, el muestreo y su preparación, esta prueba de laboratorio solamente puede utilizarse como un estimado aproximado de la resistencia en el sitio.

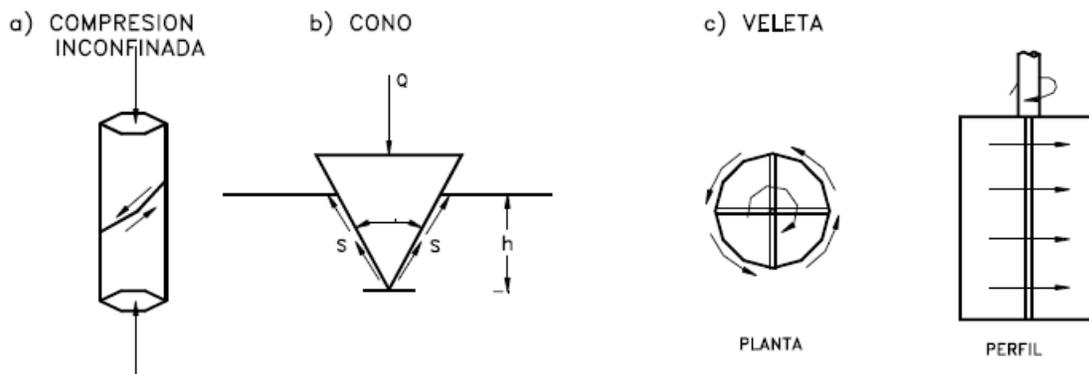


Figura 9. Ensayos de cortante.

4.6.4 Ensayos *in situ*.

La utilización de ensayos *in situ* permite determinar la resistencia al cortante directamente en el campo, utilizando ensayos sencillos o complejos. Los ensayos de campo son muy útiles para determinar la resistencia al cortante en suelos residuales por las siguientes razones:

- a. Se elimina la alteración por muestreo, transporte y almacenamiento.
- b. El tamaño de la muestra es mayor y más representativo de la masa de suelo.

Hay una gran variedad de ensayos disponibles para medir la resistencia al cortante *in situ*, bien sea en forma directa o indirecta, a través de correlaciones empíricas o semiempíricas.

Cuando se planea un programa de investigación que requiere la determinación de los parámetros de resistencia al cortante, se deben analizar los diversos equipos y sistemas disponibles y las ventajas y desventajas de cada uno de los métodos, teniendo en cuenta las necesidades del diseño y cómo la confiabilidad de esos parámetros van a influenciar el comportamiento de los diseños.

Los tipos de ensayo más utilizados se indican en la tabla 2.

Tabla 2. Ensayes de resistencia *In situ*.

Ensayo	Observaciones y limitaciones
Corte directo en el campo	Se realiza generalmente en apiques poco profundos, consume mucho tiempo y es costoso.
Veleta	Recomendable para suelos finos solamente.
Corte en sondeo	El área de contacto es limitada y solo se recomienda para profundidades bajas.
Penetración estandar	Utilizado principalmente para suelos granulares y arcillas secas, duras.
Penetración de cono	Para suelos blandos o sueltos a densidad mediana, predominantemente suelos finos.
Presurómetro	Utilizado para todo tipo de suelos. Requiere de una excelente calidad del perímetro del sondeo. Es difícil de utilizar en suelos rocosos.

4.6.5 Ensayo de corte directo *in situ*.

Es un ensayo muy poco utilizado por su costo relativamente alto. La mayoría de los casos reportados en la literatura se refieren a ensayos en roca, debido a que no es posible determinar la resistencia de estos materiales heterogéneos o estratificados mediante ensayos de laboratorio. El ensayo de Corte directo de campo es particularmente útil para simular la condición de esfuerzos que existe sobre una superficie plana, potencial de deslizamiento en una ladera. También permite el corte con cargas normales bajas, como es el caso de fallas poco profundas. El principal propósito de este ensayo es determinar los valores de las resistencias pico y residual

tanto en material intacto como en discontinuidades, incluyendo las discontinuidades heredadas. El ensayo generalmente, se realiza en apiques. La mayoría de los ensayos se organizan en tal forma que el plano es horizontal e idealmente, el plano de corte debe ser paralelo a un grupo mayor de discontinuidades o coincidir lo más preciso posible con una discontinuidad mayor.

El tamaño de las muestras debe ser al menos 10 veces el tamaño máximo de partícula. Tamaños típicos son 300 x 300 mm y 500 x 500 mm para suelos o roca meteorizada. La excavación del apique y del pedestal (muestra a ensayar) debe hacerse con un cuidado muy especial para evitar alterar las discontinuidades en la muestra. Una vez se excava el pedestal debe protegerse de la exposición para evitar cambios de humedad. Si se desea realizar el ensayo a lo largo de una discontinuidad, la orientación espacial de la discontinuidad (Rumbo y buzamiento) deben identificarse muy claramente, antes de iniciar el tallado de la muestra.

El equipo para realizar el ensayo de corte directo en campo consiste de pesos, apoyos y gatos hidráulicos. Durante el ensayo el alineamiento de la carga vertical debe mantenerse a medida que avanza el desplazamiento de corte.

4.6.6 Ensayo de penetración estándar.

En el ensayo de penetración estándar se entierra un tubo partido, aplicando golpes con un martillo de 63 Kg. que cae de una altura de 750 mm. El número de golpes requerido para enterrar el tubo 300 mm se denomina N de penetración estándar. Con el número de golpes se puede estimar el valor del ángulo de fricción interna ϕ' para arenas (Peck et al., 1974). También se puede obtener la densidad relativa y con esa densidad relativa obtener el valor de ϕ' (Schmertmann, 1975).

El ensayo de penetración estándar se desarrolló inicialmente para determinar la resistencia de suelos no cohesivos y la mayoría de las correlaciones que existen en la literatura son útiles solamente para gravas y arenas. Stroud (1974) desarrolló una

correlación muy útil del valor de N para arcillas duras y rocas blandas, en el Reino Unido. La relación de Stroud es la siguiente:

$c_u = 5N$ kPa. Esta correlación es utilizada para obtener la resistencia de suelos residuales arcillosos, cuando las profundidades del perfil de suelo no son mayores de 5 metros.

4.6.7 Ensayo de penetración de cono.

En el ensayo de cono se introduce un cono con un ángulo θ , utilizando una fuerza Q .

La resistencia al cortante es obtenida por la relación:

$$\tau = \frac{KQ}{h^2} \quad (10)$$

Donde:

h = Altura del cono.

K = Constante que depende de θ y de Q .

Con el valor de la resistencia a la penetración del cono, se puede obtener el ángulo de fricción ϕ' o la cohesión, para lo cual existen diferentes correlaciones. La utilización del ensayo de cono en suelos residuales es muy limitada, debido a la dificultad de penetración. Un desarrollo relativamente reciente es el piezocono, el cual mide la presión de poros, además de la resistencia no drenada (Figura 10).

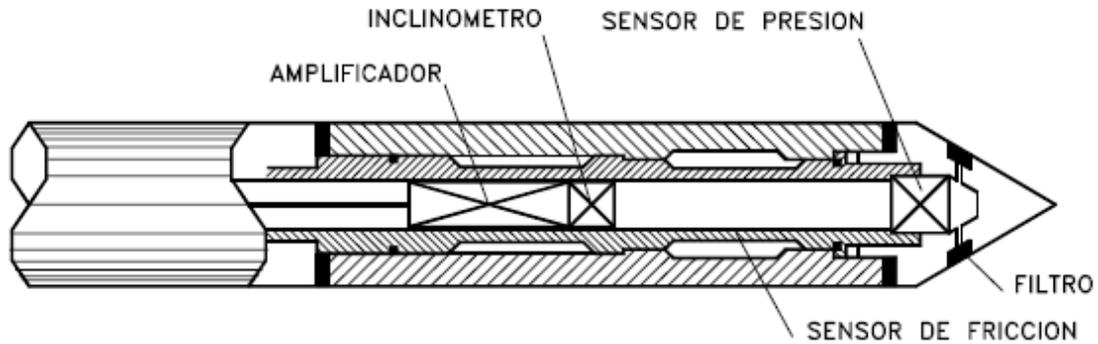


Figura 10. Detalle de un piezocono (Brenner, 1997).

4.6.8 Ensayo de Veleta.

En el ensayo de veleta se introduce una veleta en el suelo, se aplica un torque para producir la falla a lo largo de una superficie cilíndrica. La resistencia al cortante se obtiene igualando el torque al momento producido por los esfuerzos de cortante sobre la superficie cilíndrica.

La resistencia al cortante de una veleta de relación diámetro altura 1:2 está dada por la expresión:

$$\tau = \frac{6}{7} \left(\frac{M}{\pi D^3} \right) \quad (11)$$

Donde:

M = Torque.

D = Diámetro de la veleta.

Por ejemplo, una veleta de altura de 100 mm., diámetro de 50 mm., puede ser utilizada para resistencias de 50 a 70 kPa. De acuerdo a Andresen (1981), este es el menor tamaño posible para determinar la resistencia al cortante de arcillas blandas. Sin embargo, Blight (1970) ha utilizado una veleta de altura de 38 mm. para obtener la resistencia de suelos residuales duros. Generalmente, la aplicación de estos ensayos

es limitada a suelos saturados cohesivos en condiciones no drenadas, lo suficientemente blandos para permitir el hincado y rotación de la veleta. Sin embargo, se han realizado ensayos de veleta en suelos con resistencia pico hasta de 300 kPa (Blight, 1969).

Los ensayos de veleta pueden realizarse en el fondo de excavaciones perforadas o empujando la veleta en el suelo desde la superficie hasta la profundidad requerida. Este último procedimiento es muy difícil de realizar en suelos residuales.

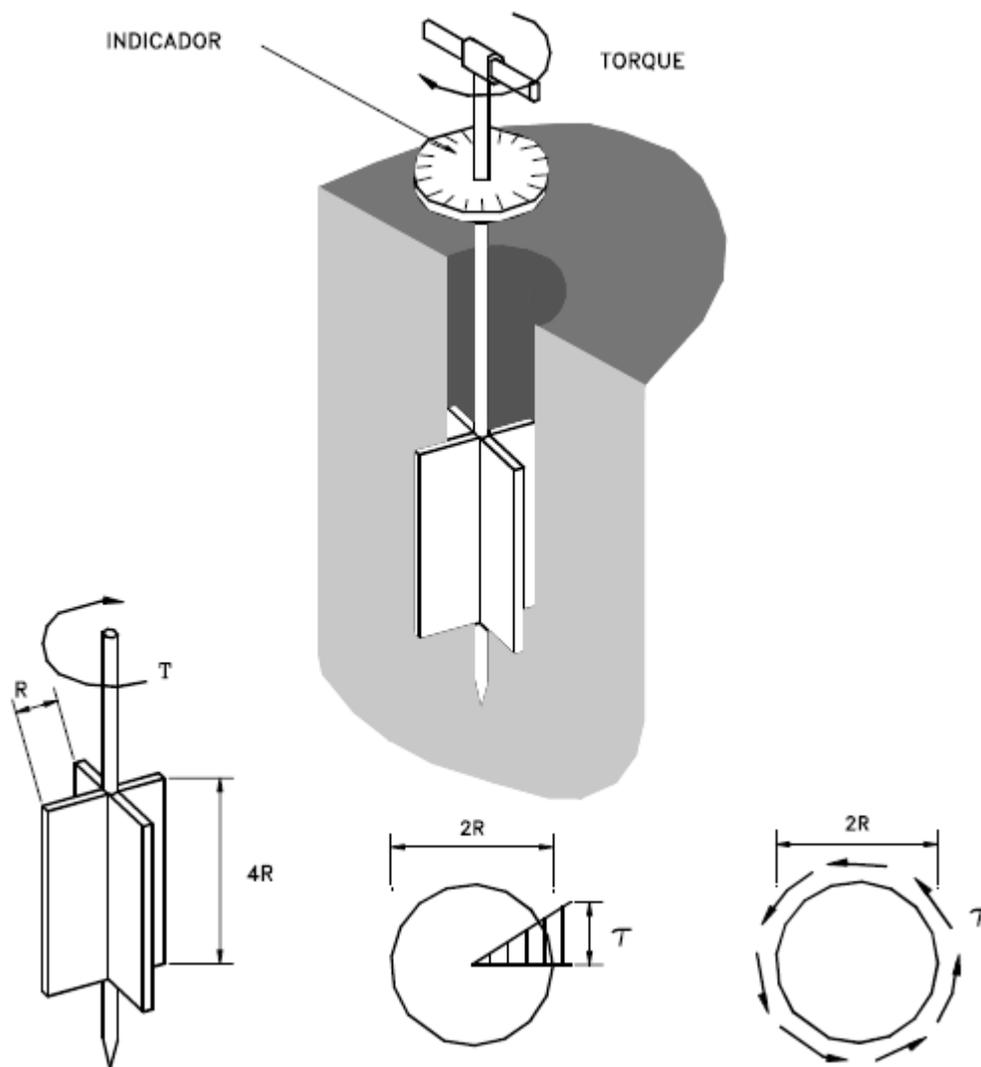


Figura 11. Detalle de un ensayo de veleta.

4.6.9 Presiómetro.

El ensayo de presiómetro también se le utiliza con algunas modificaciones para obtener la resistencia al cortante y las relaciones Esfuerzo – Deformación (Wroth, 1984). Pavlakis (1983), presentó resultados con muy buena correlación entre el presiómetro y los ensayos triaxiales no consolidados no drenados.

4.7 Resistencia al cortante de algunos suelos comunes.

La resistencia al cortante de los suelos naturales está muy influenciada por el proceso geológico de la formación del suelo.

4.7.1 Suelos no cohesivos saturados.

Los suelos no cohesivos como la grava, arena, y limos no plásticos tienen un envolvente de falla que pasa por el origen, esto equivale a que $c' = 0$.

Los valores de ϕ' varían de 27 a 45 grados, dependiendo de varios factores. Para un determinado suelo, el valor de ϕ' aumenta al aumentar la densidad relativa (Wu, 1996). Además ϕ' es afectado por la distribución de partículas y su forma. El valor de ϕ' de un suelo bien gradado puede ser varios grados mayor que la de un suelo uniforme del mismo tamaño y forma de partículas. Lo mismo se puede decir para un suelo compuesto por partículas angulares en comparación con un suelo de partículas redondeadas. El efecto de la humedad es solamente de uno o dos grados (Lambe y Whitman, 1969).

La envolvente de falla que es recta para presiones bajas, tiende a ser curva al aumentar las presiones de confinamiento. Aparentemente, las altas presiones de confinamiento causan rotura de los contactos entre los granos, lo cual resulta en un

menor ángulo de fricción. Este factor es particularmente importante en arenas calcáreas (Datta et al., 1982).

Otro factor importante es la diferencia en los valores de ϕ' para los diferentes tipos de ensayo; por ejemplo, los ángulos de fricción en los ensayos Triaxiales tienden a ser 4 a 5 grados menores que en los ensayos de Corte Directo (Ladd, 1977). Una arena o grava de las utilizadas en construcción puede considerarse que actúa en condición drenada, los cambios de volumen ocurren rápidamente y no se desarrolla presión de poros pero en arenas muy finas y limos, se desarrollan presiones grandes de poros, las cuales pueden producir el fenómeno de licuefacción, en el caso de sismos.

4.7.2 Arcillas normalmente consolidadas o ligeramente consolidadas.

Debido a la baja permeabilidad de los suelos no granulares, las condiciones no drenadas o parcialmente drenadas son comunes. Un suelo arcilloso es considerado normalmente consolidado, si la presión de consolidación en el momento de la falla es igual o mayor que la presión de pre-consolidación. Cuando se realiza una serie de ensayos drenados en arcillas normalmente consolidadas, la envolvente de falla pasa por el origen o sea que $c' = 0$. Si se realizan ensayos consolidados no drenados, se desarrolla presión de poros y como resultado la resistencia al corte no drenado $su = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)$ será menor que la resistencia drenada.

4.7.3 Arcillas preconsolidadas.

La resistencia pico de una serie de ensayos sobre arcillas preconsolidadas da un envolvente de falla con una cohesión relativamente alta. La envolvente de falla es una línea aproximadamente recta.

Los ensayos de laboratorio deben realizarse con presiones normales muy cercanas a las verdaderas, debido a que la experiencia muestra que la envolvente de falla, para la resistencia pico en arcillas preconsolidadas, es curva en la región de bajos

esfuerzos y pasa por el origen. Cuando se carga una arcilla preconsolidada en la condición drenada, la arcilla absorbe agua, lo cual produce un reblandecimiento del material. En las arcillas preconsolidadas al igual que en las lutitas blandas, las fisuras y otras discontinuidades tienen gran influencia en la resistencia

4.8 Resistencia de los suelos no saturados.

Muchos problemas geotécnicos como capacidad de carga y la estabilidad de taludes, por mencionar algunos, requieren una evaluación de la resistencia al esfuerzo cortante, el cual para un suelo no saturado puede ser formulado en términos de las variables de esfuerzo y los parámetros de resistencia al corte.

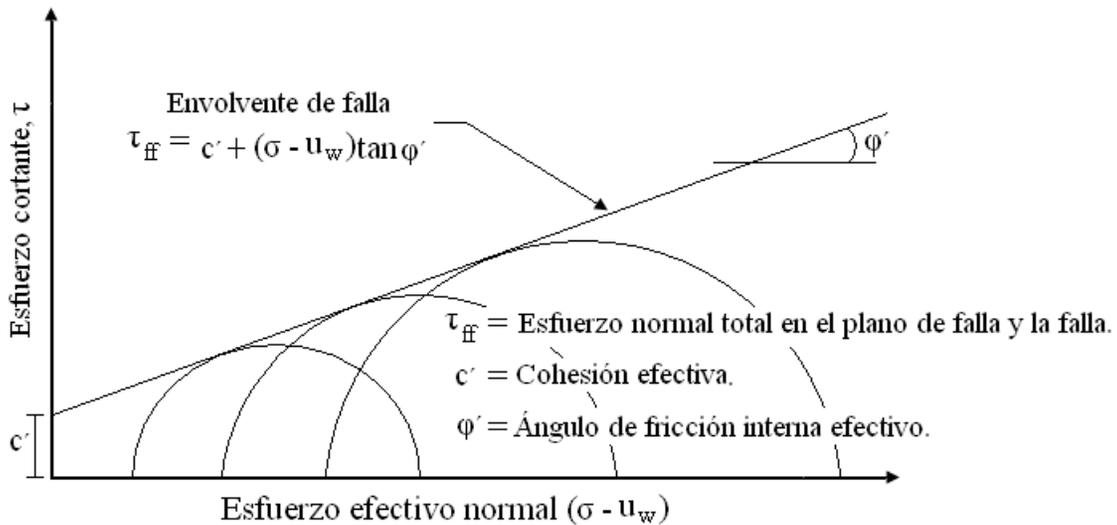


Figura 12. Envolvente de falla para un suelo saturado mostrando el criterio de falla de Mohr-Coulomb (Fredlund y Rahardjo, 1993).

El esfuerzo cortante en un suelo saturado es comúnmente descrito usando el criterio de falla de Mohr-Coulomb y las variables de esfuerzo efectivo (Figura 12). Esta ecuación define una línea recta y es llamada envolvente de falla. Esta envolvente de falla representa combinaciones posibles de esfuerzo cortante y esfuerzo normal efectivo en el plano de falla.

El esfuerzo cortante y el esfuerzo normal tienen el sufijo “f”, el cual significa falla, se considera que la presión de poro actúa igualmente en todo el plano de falla.

El esfuerzo cortante descrito por la envolvente de falla indica el esfuerzo cortante del suelo para cada esfuerzo normal efectivo. La envolvente de falla se obtiene haciendo tangente una línea recta a una serie de círculos de Mohr que representan condiciones de falla.

4.8.1 Estado de esfuerzos para suelos no saturados.

En el caso de los suelos no saturados se han intentado también proponer, de forma paralela al caso saturado, expresiones que definan un único esfuerzo efectivo que controle el comportamiento del suelo tanto en lo que se refiere a su deformación volumétrica como en lo que se refiere a su resistencia al corte. En la Tabla 3 se presenta un resumen de las expresiones más comunes que han sido propuestas para determinar el esfuerzo efectivo para suelos no saturados (Fredlund y Rahardjo, 1993). Las ecuaciones intentan definir un único esfuerzo efectivo que controle el comportamiento esfuerzo – deformación (Barrera y Garnica, 2002).

Tabla 3. Expresiones de esfuerzos efectivos para suelos no saturados presentados por diversos autores (Fredlund y Rahardjo, 1993).

Expresión	Componentes	Referencia
$\sigma' = \sigma - u_a + \chi (u_a - u_w)$	χ = parámetro relacionado con el Sr u= presión de gas y fase de vapor	Bishop (1959)
$\sigma' = \sigma - \beta' u_w$	β =factor de unión	Croney <i>et al.</i> , (1958)
$\sigma = \sigma a_m + u_a a_a + u_w a_w + R-A$	a_n =fracción del área total que esta en contacto con el aire-aire	Lambe (1960)
$\sigma' = \sigma + \Psi p''$	Ψ =parámetro de cero a uno p'' presión poro-agua negativa	Aitchison (1961)
$\sigma' = \sigma + \beta p''$	β =factor estadístico	Jennings (1961)
$\sigma = \sigma - u_a + \chi_m (h_m + u_a) + \chi_s (h_s + u_a)$	χ_m =parámetro esfuerzo efectivo (succión matricial) h_m = succión matricial χ_s =parámetro de esfuerzo efectivo (succión soluto) h_s =succión soluto	Richards (1966)

Según Bishop y Donald (1961) o Bishop y Blight (1963), la ecuación de Bishop (1959) parece consistente con los estados de rotura de los suelos no saturados compactados aunque para comprobarlo utilizaron el mismo criterio y parámetros de rotura que los utilizados en suelos saturados.

Jennings y Burlans (1962) cuestionan la validez de la ecuación de Bishop (1959). De acuerdo con los autores, la ecuación define un cierto esfuerzo intergranular, que por no controlar el comportamiento del suelo, no se puede dominar esfuerzo efectivo. El parámetro χ depende del tipo de ensayo y de la trayectoria de esfuerzo seguida. El problema crucial reside en la determinación del parámetro χ que es altamente dependiente de la trayectoria de esfuerzos y consecuentemente de los ciclos de secados y humedecimiento. Si la trayectoria de esfuerzos es definida convenientemente el uso del principio parece ser aceptable. La ecuación de Bishop no es capaz de reproducir fenómenos de colapso (Blight, 1965). Un proceso de humedecimiento con la consecuente reducción de la presión de agua hace disminuir el esfuerzo efectivo de Bishop (1959) prediciéndose una expansión, cuando en realidad, dependiendo del tipo del suelo y del esfuerzo total puede producirse un colapso.

Aitchison (1973) comenta que todos los factores que influyen en el comportamiento en deformación y resistencia del suelo afectan a χ , debiendo ser además este parámetro discontinuo para intentar predecir fenómenos de expansión y colapso.

Bishop y Blight (1963), y Aitchison y Woodburn (1969) indican que para describir los cambios de volumen de suelos es más propicio utilizar relaciones entre el índice de poros, $(\sigma - u_a)$ y $(u_a - u_w)$.

Coleman (1969) ha sugerido el empleo de variables de esfuerzo $(\sigma_1 - u_a)$ $(\sigma_2 - u_a)$ y $(u_a - u_w)$ para representar la presión axial, confinamiento y presión poro-agua respectivamente en ensayos triaxiales. Así mismo, Coleman establece que los

coeficientes que ligan estos esfuerzos con la deformación dependen del valor de la historia de esfuerzos (succión incluida).

Bishop y Blight (1963) revaluaron el uso de la ecuación del esfuerzo efectivo y establecieron que un cambio en la succión matricial no siempre resulta el mismo cambio en esfuerzo efectivo. Ellos sugieren que una relación entre el índice de poros con $(\sigma - u_a)$ y $(u_a - u_w)$ como variables independientes es más apropiada para la descripción de los cambios de volumen del suelo, que el empleo de un único esfuerzo.

Matyas y Radhakrishna (1968), Aitchison y Woodburn (1969), Barden Sides, (1970) utilizan las variables de esfuerzo para el análisis del cambio de volumen. Para el caso de carga axial emplean $(\sigma - u_a)$, $(\sigma_1 - \sigma_3)$ y $(u_a - u_w)$ y para el caso de carga edométrica $(\sigma_1 - u_a)$, y $(u_a - u_w)$.

Fredlund y Morgenstern (1976, 1977) presentan un análisis de esfuerzo para el uso de parámetros de estado de esfuerzos independientes y plantean el equilibrio de las diferentes fases de un suelo no saturado (incluyendo la interfase aire-agua-membrana contráctil). Este análisis es solo una aproximación. Lo más interesante son sus ensayos de “null test” que permiten comprobar experimentalmente la hipótesis de esfuerzos efectivos independientes.

El estado de esfuerzo del suelo queda reflejado a partir de cualquiera de las siguientes parejas de esfuerzo:

$$\sigma_{ij} - u_a \delta_{ij} \text{ y } (u_a - u_w) \delta_{ij} \quad (12)$$

$$\sigma_{ij} - u_w \delta_{ij} \text{ y } (u_a - u_w) \delta_{ij} \quad (13)$$

$$\sigma_{ij} - u_a \delta_{ij} \text{ y } \sigma_{ij} - u_w \delta_{ij} \quad (14)$$

La primera opción es la más utilizada ya que permite separar los cambios de esfuerzo total y los cambios de presión de agua. La presión de aire puede considerarse igual a la atmosférica cuando el suelo no está cercano a la saturación. Por otro lado permite una transición continua al caso saturado ya que la succión es nula y $(\sigma - u_a)$, coincide con $(\sigma - u_w)$. En la Tabla 4 se resumen las posibles variaciones de estado de esfuerzo para un suelo no saturado según Fredlund (1993).

Bocking y Fredlund (1980) indicaron que $(u_a - u_w)\delta_{ij}$ es una expresión cuando el grado de saturación es bajo o sea, que los poros con aire estén conectados. Cuando el suelo llega a la saturación, la presión de agua (u_w) es igual a la presión de aire (u_a) y el estado de esfuerzo del suelo pasa a ser $\sigma_{ij} - u_w\delta_{ij}$ y la succión ($u_a - u_w$) tiende a cero.

Tabla 4. Posibles combinaciones de variables de estados de los esfuerzos según Fredlund (1993).

Presión de referencia	Estado de esfuerzos variables
Aire (u_a)	$(\sigma - u_a)$ y $(u_a - u_w)$
Agua (u_w)	$(\sigma - u_w)$ y $(u_a - u_w)$
Total (σ)	$(\sigma - u_a)$ y $(\sigma - u_w)$

4.8.2 Resistencia de los suelos no saturados.

La resistencia al corte de los suelos no saturados se ha desarrollado apoyándose en la ley de los esfuerzos efectivos, incluyendo la succión de forma explícita (Bishop et al. 1960) y también incorporando las fuerzas eléctricas intergranulares (Lambe, 1960). La resistencia al corte crece con el incremento de la succión que corresponde a un incremento de los esfuerzos efectivos. La resistencia de corte del suelo saturado es la resistencia mínima del suelo, o sea la condición más desfavorable del suelo con la saturación completa. Teniendo en cuenta los amplios grados de saturación a que el suelo puede estar sometido en la naturaleza, el conocimiento de la variación de la resistencia asociado a los cambios del contenido de agua (o grado de saturación) conducirán al conocimiento más completo de su

comportamiento. Los principales factores que afectan la resistencia al corte son la densidad seca (o el índice de poros), el contenido de humedad y el tipo de estructura (Lambe y Whitman, 1959; Seed y Chan, (1959).

Tabla 5. Expresiones propuestas para las superficies de estado del índice de poros y del grado de saturación (Lloret y Alonso, 1985).

Número	Expresión
1	$e = a + b(\sigma - u_a) + c(u_a - u_w)$ Sr
2	$e = a + b \log(\sigma - u_a) + c(u_a - u_w)$ Sr
3	$e = a + b(\sigma - u_a) + c \log(u_a - u_w)$ Sr
4	$e = a + b \log(\sigma - u_a) + c \log(u_a - u_w)$ Sr
5	$e = a + b(\sigma - u_a) + c(u_a - u_w) + d(\sigma - u_a)(u_a - u_w)$ Sr
6	$e = a + b \log(\sigma - u_a) + c(u_a - u_w) + d \log(\sigma - u_a)(u_a - u_w)$ Sr
7	$e = a + b(\sigma - u_a) + c \log(u_a - u_w) + d(\sigma - u_a) \log(u_a - u_w)$ Sr
8	$e = a + b \log(\sigma - u_a) + c \log(u_a - u_w) + d \log(\sigma - u_a) \log(u_a - u_w)$ Sr
9	$Sr = a - th(b(u_a - u_w)(c + d(\sigma - u_a)))$
10	$Sr = a - (1 - \exp(-b(u_a - u_w)))(c + d(\sigma - u_a))$

Análogamente al caso de la deformación volumétrica, diferentes autores comprueban que la resistencia al corte aumenta con la succión partiendo del estado saturado. Brull (1980) encontró una relación lineal entre el módulo dinámico a pequeñas deformaciones y la succión en ensayos en limos y arenas, en los que midió succiones de hasta 800 kPa usando una placa de succión. Richards (1984) utilizó psicrómetros

para medir succiones de hasta 3000 kPa y propuso una relación entre el módulo de corte y el logaritmo de la succión. Delage et al. (1987) realizó ensayos triaxiales con succiones superiores a los 800 kPa y observó también aumentos de la rigidez al corte al aumentar la succión. El módulo de corte aumenta al incrementar la succión, pero su incremento no es ilimitado ya que si el suelo se desatura por completo y llega al estado seco, la succión desaparece. Esta conclusión ha sido corroborada por los resultados de los ensayos realizados sobre limos y arenas en columna resonante por Wu et al. (1984).

Otra importante contribución para el desarrollo de un modelo constitutivo para el comportamiento de suelos no saturados fue hecho por Fredlund, Morgenstern y Widger (1978), quienes sugirieron una relación entre la resistencia al corte (τ) de suelos no saturados y las dos variables de estado de esfuerzo ($\sigma - u_a$) y $(u_a - u_w)$.

$$\tau = c' + (\sigma - u_a) \tan \phi' + (u_a - u_w) \tan \phi^b \quad (15)$$

Donde c' y ϕ' son la cohesión y el ángulo de fricción (con respecto al esfuerzo efectivo) a una condición saturada y ϕ^b es el ángulo de fricción interna con respecto a la succión. Fredlund, Morgenstern y Widger (1978), mostraron experimentalmente que el valor de ϕ' fuera igual para condiciones saturadas y no saturadas en ensayos triaxiales sobre muestras compactadas a contenidos de agua constante. Donde, todos los puntos de falla fueron graficados en el espacio τ , $(u_a - u_w)$, $((\sigma_1 + \sigma_2)/2) - u_a$ (Figura 13). Los puntos de falla fueron generados en la superficie plana. Valores de ϕ' , ϕ^b y c' fueron calculados de los resultados y estos fueron usados para definir la ecuación (15).

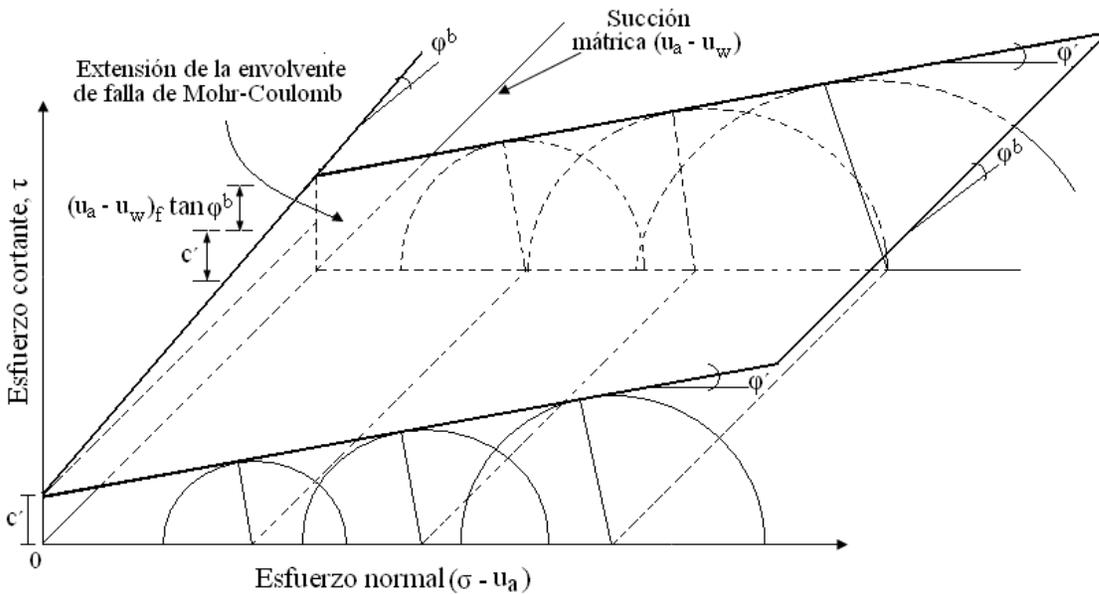


Figura 13. Extensión de la envolvente de falla para suelos no saturados. (Fredlund, 1993).

El comportamiento de un suelo no saturado es afectado diferentemente por los cambios en el esfuerzo normal así como por los cambios en la succión mátrica.

Por otra parte el incremento en el esfuerzo cortante causado por el incremento de la succión mátrica, es descrito por el ángulo ϕ^b , por lo cual el efecto de la succión mátrica puede ser claramente observado a través este ángulo. Para diferentes tipos de suelos el valor de ϕ^b , frecuentemente es igual o menor al valor de ϕ' .

Gulhati y Satija (1981) examinaron la resistencia al corte de suelos no saturados llevados a cabo en ensayos triaxiales bajo condiciones drenadas y contenidos de agua constante. Gulhati y Satija correlacionaron la resistencia de falla con el esfuerzo neto y la succión, introduciendo dos factores de fricción. Ellos graficaron los puntos de falla en la superficie definida por q , $\sigma - u_a$ y $u_a - u_w$, concluyendo que la resistencia de suelos no saturados puede ser definido en términos de dos variables de estado de esfuerzos $\sigma - u_a$ y $u_a - u_w$.

Escario y Sáez (1986) presentaron resultados que sugieren la necesidad de modificar la ecuación (15). Escario y Sáez realizaron ensayos de corte directo en

condiciones drenadas sobre arcillas a diferentes valores de succión controlada. Los resultados indicaron que ϕ^b en la ecuación (15) no fue constante para un tipo de suelo dado.

Gan, Fredlund y Rahardjo (1988), también observaron la no-linealidad de la resistencia al corte con el incremento de la succión en ensayos triaxiales. Cada ensayo de corte se realizó a valores de succión controlada. A bajos valores de succión el valor de ϕ^b fue aproximadamente igual a ϕ' y entonces ϕ^b comenzó a caer conforme la succión incrementaba (Figura 14).

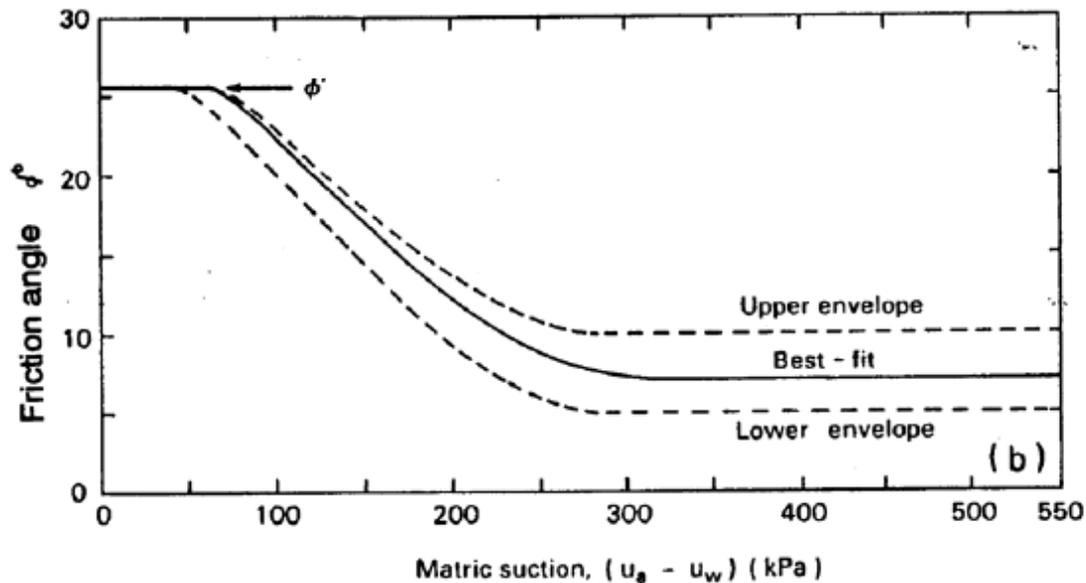


Figura 14. Valor de ϕ^b contra succión (Gan, Fredlund y Rahardjo, 1988).

La no-linealidad de la resistencia al corte con la succión fue incluso más aparente en los ensayos de corte directo realizados por Escario y Juca (1989), donde la componente de la resistencia debido a la succión alcanzó un máximo a un valor particular de succión y posteriormente comenzó a disminuir. Teóricamente si la succión se incrementa indefinidamente el suelo debe alcanzar finalmente un estado seco y la ecuación (15.) será reducida a la relación de Mohr–Coulomb para suelos secos. Para satisfacer esta condición ϕ^b debe aproximarse a cero a valores muy altos de succión.

La validez general de este criterio de rotura ha sido, sin embargo, cuestionada en varias referencias. Los aspectos específicos observados o deducidos, correspondientes a hipótesis implícitas en su ecuación son las siguientes:

- El efecto de la succión desaparece al llegar al estado seco, por lo que el incremento de la resistencia al corte del suelo debe disminuir al llegar a él hasta el correspondiente al estado saturado. Esto implica la existencia de un cierto máximo intermedio que si bien se puede producir para grados de saturación bajos de las situaciones ingenieriles habituales, invalida al carácter general del criterio. Este aspecto ha sido señalado por Lloret y Alonso (1985) y comprobado experimentalmente por Escario y Sáez (1986) realizando ensayos a corte directo con succión controlada.

- Se ha observado así mismo que φ^b es también variable en rangos de succiones bajos como describe Escario y Sáez (1986). Fredlund *et al.* (1987) indica que φ^b pasa a valer φ' para valores de succión bajos, en éstas condiciones considera que φ^b puede suponerse constante salvo para dicho rango de succiones en que φ^b se convierte en φ' . Delage *et al.* (1987) obtienen análogamente valores de φ^b dependientes de la succión al ensayar arcillas en un equipo triaxial.

En consecuencia el criterio propuesto por Fredlund *et al.* (1978) puede desviarse de la realidad dependiendo de los rangos de succión utilizados o del tipo de suelo ensayado, aún cuando puede considerarse válido para variaciones suficientemente pequeñas del estado de esfuerzo. En general, determinación de la resistencia al corte para suelos parcialmente saturados no está completamente resuelto. Los resultados experimentales obtenidos han permitido definir no-linealidad de la envolvente de resistencia respecto a la succión. Sin embargo, en lo que se refiere a los modelos de comportamiento, se ha observado las grandes dificultades existentes en las formulaciones teóricas (Bishop *et al.* 1960; Fredlund *et al.* 1978), aunque exista una tendencia en la actualidad a aplicar las teorías del estado crítico para la expresión de las envolventes de resistencia (Alonso *et al.* 1987; Toll, 1990).

En la Figura 15 se muestra una célula triaxial con control de succión. La célula triaxial, totalmente instrumentada, permite registrar la evolución temporal del esfuerzo desviador (a través una célula de carga interna compensada a presión), la humedad de la muestra (mediante dos buretas conectadas a ambos discos cerámicos de alto valor de entrada de aire tanto en el cabezal como en el pedestal), las deformaciones axiales (con dos LVDT miniatura locales), las deformaciones radiales y las isócronas de los perfiles laterales (a través de dos sensores láser electro-ópticos) (Romero, 1999; Barrera et al. 2002). En donde se ha usado la técnica de traslación de ejes para controlar la succión matricial ($u_a - u_w$).



Figura 15. Foto de la célula triaxial con control de succión (Romero, 1999; Barrera, 2002).

En esta investigación se utilizará la ecuación de resistencia de Coulomb siguiente:

$$\tau = (\sigma - u_w) \tan \phi' + (u_w - u_a) \tan \phi' \quad (16)$$

5. ESTABILIDAD DE TALUDES

5.1 Introducción.

Se comprende bajo el nombre genérico de taludes cualesquiera superficies inclinadas respecto a la horizontal que hayan de adoptar permanentemente las estructuras de tierras, sea en forma natural o como consecuencia de la intervención humana en una obra de ingeniería.

Desde este punto de vista, los taludes se clasifican en naturales (laderas) o artificiales (cortes y terraplenes). (Juárez et al., 2007).

Ligados a su estabilidad aparecen los problemas más complicados de la mecánica de suelos y de la mecánica de rocas aplicadas a la construcción de estas obras, sin olvidar el papel básico que la geología aplicada desempeña en la formulación de cualquier criterio aceptable. En primer lugar será preciso analizar la necesidad de definir criterios de estabilidad de taludes, entendiéndose por tales algo tan simple como el poder decir en un instante dado cual será la inclinación apropiada en un corte o en un terraplén; casi siempre la mas apropiada será la mas escarpada que se sostenga el tiempo necesario sin caerse. Aquí radica la esencia del problema y la razón de su estudio. A diferentes inclinaciones del talud corresponden diferentes masas de material térreo por mover y, por lo tanto, diferentes costos. Podrían imaginarse casos en que, por alguna razón, el talud mas conveniente fuese muy tendido y en tal caso no habría motivo para pensar en "problemas de estabilidad de taludes", pero lo normal es que cualquier talud funcione satisfactoriamente desde todos los puntos de vista excepto el económico, de manera que las consideraciones de costo presiden la selección del idóneo, que resultara ser aquel al que corresponda la mínima masa de tierra movida, o lo que es lo mismo, el talud mas escarpado.

Los problemas relacionados con la estabilidad de laderas naturales difieren radicalmente de los que se presentan en taludes construidos por el ingeniero. Dentro de

estos deben verse como esencialmente distintos los problemas de los cortes y de los terraplenes. Las diferencias importantes radican, en primer lugar, en la naturaleza de los materiales involucrados y, en segundo, en un conjunto de circunstancias que dependen de cómo se formó el talud y de su historia geológica, de las condiciones climáticas que privaron a lo largo de tal historia y de la influencia que el hombre ejerce en la actualidad o haya ejercido en el pasado. Esta historia y génesis de formación de ladera y taludes, la historia de esfuerzos a que estuvieron sometidos y la influencia de condiciones climáticas o, en general, ambientales, definen aspectos tan importantes como la configuración de los suelos y las rocas.

La naturaleza y homogeneidad de los materiales constitutivos son básicas para plantear y definir el problema de la estabilidad de un talud en cualquiera de sus múltiples aspectos. El ingeniero, como es en el usual, analiza estos problemas tratando de extraer los suficientes conocimientos de carácter general como para poder establecer un modelo matemático en el que analizar la estabilidad sea una simple cuestión de lápiz y papel y aplicación de tal o cual procedimiento matemático o secuencia de cálculo algebraico.

Otro aspecto que genera confusión dentro de la concepción del problema "estabilidad de taludes" es el que emana de la extraordinaria complejidad y multiplicidad de lo que ha dado en llamarse "falla de talud". Desde luego, no existe un consenso universal en lo que debe entenderse por tal; la gran mayoría de las fallas de taludes se definen en términos de derrumbes o colapsos de toda índole, que no deja duda en pensar que ha ocurrido algo que pone en serio entredicho la función estructural; o en términos de movimientos excesivos, al grado de ser incompatibles con la concepción ingenieril del comportamiento del talud y la confusión para la que fue construido. Independientemente de que en las concepciones anteriores de "falla" existen gran cantidad de elementos de interpretación subjetiva, casos de frontera, etc., en los que puede ser muy difícil pronunciarse en un momento dado. La verdadera fuente de confusión en el concepto "falla" de los taludes radica, más bien, en la gran variedad de fenómenos que por lo general se involucran en el concepto; una falla rotacional, que

afecte al cuerpo entero del talud y su terreno de cimentación, puede comprometer su función estructural tanto como un corrimiento traslacional de una gran parte de la estructura o como deslizamiento lento y superficial de una ladera natural. En todos los casos ha habido "falla" o ha habido problema, según la nomenclatura usual y para resolver el problema o corregir la falla el ingeniero ha de acudir a un tratado en que los problemas o las normas correctivas quizá se presentan en forma indiscriminada, sin considerar que una falla rotacional es algo fundamentalmente distinto a un movimiento traslacional, que tiene diferentes modos de ocurrir y que han de ser concebidos y tratados de modo totalmente distintos en muchos casos (Rico et al., 2001).

5.2 Tipos de fallas en taludes.

Los factores de que depende la estabilidad de los taludes en el suelo son:

❖ Factores Geomorfológicos:

- Topografía de los alrededores y geometría del talud.
- Distribución de las discontinuidades y estratificaciones.

❖ Factores internos:

- Propiedades mecánicas de los suelos constituyentes.
- Estado de esfuerzos actuantes.

❖ Factores climáticos y, concretamente, el agua superficial y subterránea (Rico et al., 2001).

5.2.1 Falla por deslizamiento superficial.

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

puede quedar sujeta a un flujo viscoso hacia abajo que, generalmente, se desarrolla con extraordinaria lentitud. Este fenómeno es muy frecuente y peligroso en las laderas naturales. El fenómeno se pone de manifiesto por una serie de efectos notables como inclinación de los árboles, por efecto del arrastre producido por las capas superiores del terreno en que enraízan; inclinación de postes, por la misma razón; movimientos relativos y rupturas de bardas, muros, etc.

5.2.2 Deslizamiento en laderas naturales sobre superficies de falla preexistentes.

En muchas laderas naturales se encuentra en movimiento hacia abajo, una costra importante del material, este mecanismo es producido por un proceso de deformación bajo esfuerzo cortante en partes más profundas, que llega muchas veces a producir una verdadera superficie de falla. Estos movimientos, a veces son tan lentos que pasan inadvertidos, parece ser que este tipo de movimientos están asociados a ciertas estratigrafías favorables a ellos, al mismo tiempo que a flujos estacionales de agua en el interior de la ladera. Estos tipos de fallas se presentan en materiales cohesivos, donde las fuerzas gravitacionales, actuando por largo tiempo, producen deformaciones grandes, que llegan a formar la superficie de falla.

5.2.3 Falla por movimiento del cuerpo del talud.

En contraste con los movimientos superficiales lentos, pueden ocurrir en los taludes movimientos bruscos que afectan a masas considerables de suelo. Estos fenómenos reciben comúnmente el nombre de deslizamiento de tierras. Dentro de este tipo existen dos clases claramente diferenciados: fallas por rotación, en la cual se define una superficie de falla curva, a lo largo de la cual ocurre el movimiento del talud y las fallas por traslación, éstas ocurren a lo largo de superficies débiles, asimilables a un plano en el cuerpo del talud, con respecto a la horizontal.

5.2.4 Flujos.

Este tipo de falla consiste en movimientos más o menos rápidos de zonas localizadas de una ladera natural, de manera que el movimiento en si y la distribución aparente de las velocidades y los deslizamientos asemejan el fluir de un líquido viscoso. Estas fallas pueden ocurrir en cualquier formación no cementada, desde fragmentos de roca hasta arcillas francas; suceden en materiales secos como húmedos.

5.2.5 Fallas por erosión.

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

5.2.6 Falla por licuación.

Estas fallas ocurren cuando en la zona del deslizamiento el suelo pasa rápidamente de una condición más o menos firme a la correspondiente a una suspensión, con pérdida casi total de resistencia al esfuerzo cortante. El fenómeno puede ocurrir tanto en arcillas extra sensitivas como en arenas poco compactas.

5.2.7 Falla por falta de capacidad de carga en el terreno de cimentación.

Este tipo de falla se produce cuando el terreno tiene una capacidad de carga inferior a las cargas impuestas. La falla sucede a menudo en el área metropolitana, debido a que se construye sobre rellenos no compactados o con un bajo nivel de compactación. En el caso de las cimentaciones, se colocan cimentaciones superficiales en un terreno de baja capacidad de soporte o pilotes cuya profundidad no alcanzó el terreno firme. También ocurre el caso de construcciones muy pesadas para el terreno en el que están situadas. Como éstos existen infinidad de casos adicionales, los cuales ocuparían una publicación completa. (Juárez et al., 2007).

5.3 Identificación de problemas de estabilidad de taludes en el campo.

La identificación de problemas de estabilidad de taludes se ha hecho tradicionalmente a base de un juicio experimental que interpreta signos vistos sobre el terreno, dentro del marco de una experiencia precedente; estos signos consisten sobre todo en deformaciones, agrietamientos y manifestaciones del régimen del flujo interno de las aguas. Esta metodología de trabajo lleva naturalmente a una interpretación cualitativa y aun subjetiva del estado de estabilidad de un talud y del riesgo de su falla. Si el talud ha sido calculado al conocer su factor de seguridad se tendría una medida cuantitativa inmediatamente de su condición. El factor de seguridad de cálculo se debe verificar o calibrar de acuerdo con información que provenga del talud ya construido. El modo de lograr esto es lo que hoy se hecha de menos independientemente de que existan alentadoras tentativas al respecto, alguna de las cuales se menciona en lo que sigue.

Se trata de encontrar alguna relación teórica entre la condición del talud y algún resultado de laboratorio fácil de obtener y de interpretar. La condición del talud se habrá de expresar con base en su comportamiento, que se obtiene de un conjunto continuo y suficientemente detallado de mediciones de campo, resultado a su vez de un programa de instrumentación de campo adecuado y cuidadoso.

Es necesario relacionar la condición de un talud en cuanto a su estabilidad con las pruebas del laboratorio, de compresión simple o triaxiales, en que se estudia la deformación de los suelos bajo cargas menores que las correspondientes a las fallas convencional; de esta manera es posible conocer la velocidad de deformación de los suelos en diferentes condiciones de prueba.

No siempre la falla de talud ha de ligarse a un deslizamiento catastrófico; una deformación excesiva pudiera atacar a las bases de funcionalidad estructural en forma suficiente como para producir una falla practica. No existen tampoco métodos

convencionalmente aceptados y de uso común para cuantificar la magnitud de las deformaciones que puede sufrir un terraplén formado por materiales compactados.

Las condiciones de estabilidad de talud dependen en general de factores propios de los materiales constitutivos, tales como su naturaleza, estructura, estratigrafía, condiciones de meteorización, y de todo un conjunto de circunstancias externas al propio talud o ambientales, como la topografía de la zona, el clima la vegetación etc. Las condiciones de régimen hidráulico superficial e interno son vitales. El conjunto de todos los factores que influyen arroja al problema un número tal de variables que lo convierte en uno de los más complejos que afronta el ingeniero.

El problema de reconocer e identificar deslizamientos tiene dos aspectos importantes. El primero se refiere a identificar deslizamiento en si mismo, para saber si han ocurrido o ocurrirán movimientos que sean indicio de inestabilidad. El segundo aspecto, igualmente importante, se refiere a identificar y clasificar el tipo de deslizamiento que esta ocurriendo o que sea susceptible de presentarse. En caso de una vía terrestre o una nueva construcción, una vez que se adquiriera una idea general de las condiciones de estabilidad de una zona por medio de mapas geológicos y foto-interpretación, será preciso visitarla para inspeccionar las condiciones sobre el lugar. En tal inspección se deberá proceder siempre yendo del panorama general a los detalles particulares .Se deberá conceder especial atención a la inclinación de las laderas y sus cambios, relacionados con variaciones de los materiales que indique la geología superficial. Se buscaran muy especialmente signos específicos, tales como manantiales veneros, encharcamientos, y desde luego grietas; todos los signos del deslizamiento superficial son importantes, pues conviene la detección de esta clase de falla en las etapas tempranas del proyecto.

Sin embargo, es claro que en la gran mayoría de los casos será muy difícil prever la existencia de futuros deslizamientos y fallas, y el ingeniero deberá limitarse a extremar sus precauciones en aquellos que lugares en que exista una secuencia de materiales digna de confianza. Algunas de estas son:

1.- Toda clase de deformaciones de roca o de suelo duros, que sobreyacen a rocas muy fragmentadas, suelos blandos o materiales muy intemperizados.

2.- Laderas de arcilla blanda o lutitas, sobre todo si en otras zonas de la ladera se detectan fallas o si están fisuradas.

3.- Depósitos de talud o de pie de monte que descansan contra y/o sobre estratificaciones y lechos de roca firme.

4.- Laderas a cuyo pie existan causas de erosión, como el mar o corrientes de agua.

5.- Formaciones de roca o suelos residuales cuyo echado o cuyas estructuras heredadas sean desfavorables, respecto excavación que se practique para alojar la vía terrestre o alguna otra estructura.

La habilidad para ver y reconocer pequeños agrietamientos e interpretarlos es uno de los mayores dones que le es dado poseer a un ingeniero dedicado a este tipo de problemas. Puede orientar mucho para conocer el mecanismo cinemático de la falla allí donde no se haga una instrumentación detallada y será siempre una ayuda valiosísima para programar esta.

Es frecuente que la dirección de las grietas sea normal a la de los movimientos del suelo, pero no es una regla general. Por ejemplo las grietas en los flancos de una falla pueden ser prácticamente paralelas a su movimiento. En fallas rotacionales las grietas suelen ser curvas, marcando la zona de falla. Las grietas en escalón son a veces el primer signo precursor de inestabilidad y un levantamiento completo de ellas suele dar un magnifico contorno de la falla por venir. En una falla traslacional es común

que las grietas sean muy poco curvadas y su espesor es muy similar desde la cabeza hasta el pie de falla.

5.4 Prevención de fallas.

La mejor manera de resolver los problemas de estabilidad de taludes es no tenerlos. Esta es una regla que deberá tener siempre en mente el proyectista de vías terrestres y ningún criterio alternativo será, en principio ni mas seguro ni más económico. El hecho de que a veces sea preciso afrontar riesgos en aras de una localización forzada o elegido por alguna consideración de otra índole.

Las fallas podrán prevenirse mejor a base de un diseño, por cálculo, más realista, y la posibilidad de mejorar este descansa en mucho en la exploración que se efectúe. Hoy la exploración rutinaria en las vías terrestres suele ser escasa y no permite fundamentar en ella diseños muy refinados; cuando hayan de cruzarse formaciones o terrenos en que se sospechen peligros especiales la exploración se deberá extender. Esto ya se hace en casos extremos, tales como zonas pantanosas o de suelo muy blando.

Lo que en vías terrestres se puede hacer para prevenir fallas esta ligado a cambios en el trazo geométrico de las propias vías, pero aun sin modificar el alineamiento horizontal, un buen trabajo conjunto de trazadores y geotécnicos podrá lograr mucho en esos aspectos, simplemente manejando los alineamientos verticales y las pendientes de la vía; desde luego este recurso será manejable en carreteras de ferrocarriles por razones obvias. El hecho es que, en general hoy rigen las mismas reglas de trazado de carreteras en los mas diversos tipos de terreno, considerando solo problemas de pendiente y curvatura y manejando el movimiento de tierras únicamente desde el punto de vista de un balance y de lograr, de un modo bastante ilusorio muchas veces, un costo bajo en los acarreos. Sin embargo, hay lugares en que cualquier terraplén es problemático y otros en cualquier corte puede ser inseguro.

Algunas fallas importantes se podrán prevenir con solo mantener en mente algunas consideraciones geotécnicas básicas. Por ejemplo, en cortes siempre se debe procurar que al menos el pie del talud permanezca tan cargado como sea posible; la descarga suele disminuir de por sí la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos y rocas libera los esfuerzos horizontales residuales, lo que tiende a expandir los taludes.

Existe la costumbre de construir los cortes inicialmente con un talud más escarpado que el proyecto, el cual afina al terminar la excavación, para llegar a la inclinación final. Esta práctica debe verse siempre como inapropiada, pues el corte se mantiene con estabilidad precaria un cierto tiempo, independientemente de que esto invita al desarrollo de fallas, el someter a los suelos a esfuerzos excesivos, sobre todo cerca del coronamiento abre grietas y fisuras y puede causar una degradación estructural muy perjudicial para su futura resistencia.

5.5 Teoría de fallas.

Los criterios de falla que se han utilizado en la mecánica de suelos se podrían clasificar en dos grandes grupos:

- ❖ El que utiliza **criterios dinámicos**; es decir, que se refiere a la condición de falla a esfuerzos actuantes, siendo esta la más usada.

- ❖ El que utiliza **criterios cinemáticos**; en los que la falla se define en términos de las deformaciones producidas. Entre ellas, está la teoría de deformación unitaria máxima. Esta teoría supone que la falla está determinada por la máxima deformación unitaria elástica, en tensión o compresión, que experimenta el material sujeto a esfuerzos.

5.5.1 Teoría del máximo esfuerzo normal (Teoría de Rankine).

Supone que la ruptura o el flujo plástico del material esta determinado por el mayor esfuerzo principal y no depende de los otros esfuerzos principales.

5.5.2 Teorías del máximo esfuerzo cortante.

- Teoría de Guest
- Teoría de Coulomb
- Teoría de Morh
- Teoría unificada Morh-Coulomb

Teoría de Coulomb: Coulomb estableció una teoría según la cual el material falla cuando el esfuerzo cortante actuante en un plano alcanza un valor límite máximo. Además, se acepta que dicho esfuerzo cortante límite depende del esfuerzo normal actuante en el plano de falla y que existe una ley de variación lineal entre ambos tipos de esfuerzo.

Teoría de Morh: Establece que en general, la falla por deslizamiento ocurre a lo largo de la superficie particular en la que la relación de esfuerzo tangencial al normal alcance un cierto valor máximo. Dicho valor máximo fue postulado por Morh como una función tanto de acomodo y de las partículas del suelo, como el coeficiente de fricción entre ellas. La teoría de Morh, no fija la hipótesis de variación lineal entre esfuerzo normal y el cortante que definen la oblicuidad límite en la superficie crítica; según esta teoría, dicha ley de variación queda representada en general por una curva. Esta teoría explica satisfactoriamente varios fenómenos de importancia en los materiales frágiles como rocas, concretos y suelos.

Teoría unificada Morh-Coulomb: En combinación de las teorías presentadas anteriormente, se tiene que la más aceptada en la Mecánica de Suelos, matemáticamente representa una recta en el plano σ - τ , y depende directamente del

esfuerzo normal actuante, a esta relación se le conoce como: Relación general para esfuerzos biaxiales.

5.5.3 Clasificación de los métodos de cálculo.

Los métodos de cálculo para realizar la estabilidad de taludes se clasifican en dos grandes grupos:

a) **Métodos de cálculo de deformaciones.** Consideran en el cálculo las deformaciones del terreno además de las leyes de la estática. Su aplicación práctica es de gran complejidad y el problema debe estudiarse aplicando el método de los elementos finitos u otro método numérico.

b) **Método de equilibrio límite.** Se basan exclusivamente en las leyes de la estática para determinar el estado de equilibrio de una masa de terreno potencialmente inestable. No tienen en cuenta las deformaciones del terreno. Suponen que la resistencia al corte se moviliza total y simultáneamente a lo largo de la superficie del corte.

Se pueden clasificar en dos grupos:

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

b) **Métodos no exactos.** En la mayor parte de los casos la geometría de la superficie de rotura no permite obtener una solución exacta del problema mediante la única aplicación de las ecuaciones de la estática. El problema es hiperestático y ha de hacerse alguna simplificación o hipótesis previa que permita la resolución.

5.6 Métodos basados en el equilibrio límite.

Los métodos de equilibrio límite empleados en el análisis de estabilidad de taludes se basan en la teoría de la plasticidad. En estos métodos se considera que el material constituyente se comporta como rígido plástico, es decir, el talud no se deformará hasta alcanzar un nivel de esfuerzos tal que produzca la falla. El sistema de cargas que provoca el flujo plástico, se denomina sistema de cargas límite.

La teoría de la plasticidad proporciona dos teoremas llamados de colapso plástico. En el análisis de estabilidad de taludes sólo se hace uso del segundo, que permite calcular una cota superior del sistema de cargas límite; es decir, el sistema de cargas tal, que cualquier aumento de las mismas produce el colapso plástico de la muestra terrea. Este segundo teorema establece que:

" ... la carga de colapso calculada para un mecanismo de falla cinemáticamente admisible, es una frontera superior para la carga de colapso real".

Este es el principio en que se basan los métodos más usados en la aproximación de la solución del problema de estabilidad de taludes.

5.6.1 Método de Culmann.

Con este método se tiene tal vez, el primer análisis de estabilidad de un talud. Lo realiza K. Culmann en 1866 para un suelo cohesivo, en el que supone una superficie plana de falla que parte del pie del talud. La solución de Culmann solo es de valor histórico y se le pueden hacer las siguientes objeciones:

- a) No se puede justificar ni teórica ni experimentalmente la falla de la superficie plana.
- b) Esta solución no considera ninguna superficie de falla que no pase por el pie del talud.

c) Los resultados están del lado de la inseguridad, respecto a otros métodos.

5.6.2 Método Sueco.

Este método fue introducido a la ingeniería práctica por Knut E. Petterson en 1916 a raíz de las observaciones de deslizamientos lentos e imprevistos que ocurrieron en los muelles del puerto de Gotenburgo, Suecia. El método esta basado en dos suposiciones principales. Una es que la superficie de deslizamiento es cilíndrica y su traza con el plano en el que se realiza el análisis, es un arco de circunferencia; la otra es la determinación por tanteos del círculo crítico.

Otras hipótesis que se asumieron en el análisis original son las siguientes:

a) El análisis es bidimensional sin tomar en cuenta el esfuerzo principal medio actuando normal a la sección considerada, lo que implica un estado de deformación plana.

b) Se considera que se cumple la ley de resistencia Mohr-Coulomb.

c) A lo largo de la superficie supuesta de deslizamiento y al mismo tiempo, se movilizan en su totalidad la resistencia cortante del suelo.

d) Aún cuando el problema es estáticamente indeterminado, la discretización con dovelas y la introducción de ciertas disposiciones lo permiten tratar estáticamente.

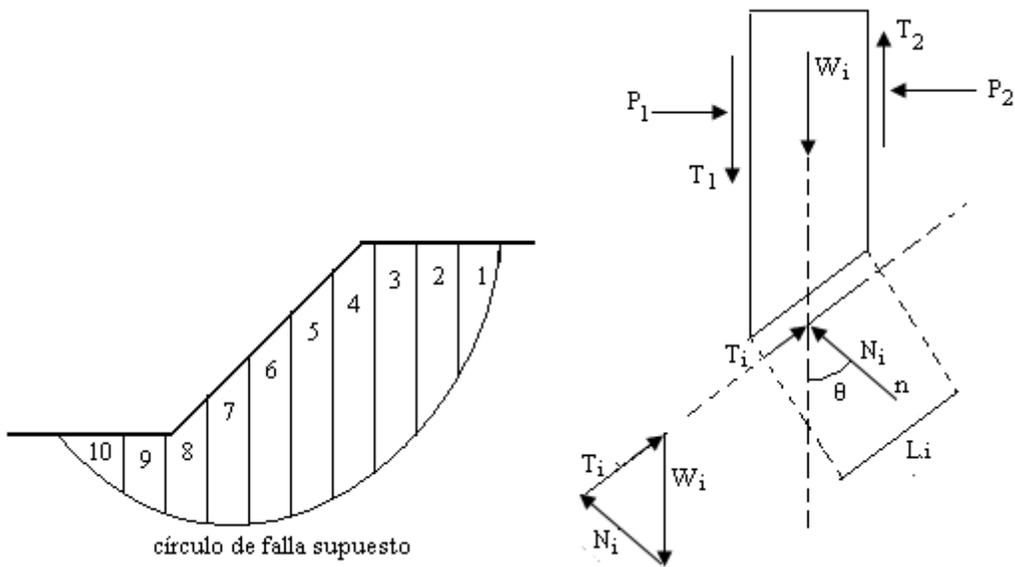
5.6.3 Procedimiento de las dovelas.

Para calcular la estabilidad de los taludes en suelos cuya resistencia depende del esfuerzo normal, es necesario calcular el esfuerzo normal efectivo a lo largo de la superficie de falla. No se dispone de una solución rigurosa para los esfuerzos normales, pero el método de las dovelas, desarrollado por Fellenius, ha comprobado que es suficientemente aproximado para estos cálculos.

En primer lugar, se propone un círculo de falla a elección y la masa de tierra deslizante se divide en dovelas, del modo mostrado en la Figura 16 a. El número de

dovelas es hasta cierto punto a elección, si bien a mayor número, los resultados del análisis se hacen más confiables.

El equilibrio de cada dovela puede analizarse como se muestra en la parte b) de la misma Figura 16. W_i es el peso de la dovela de espesor unitario. Las fuerzas N_i y T_i son las reacciones normal y tangencial del suelo a lo largo de la superficie de deslizamiento ΔL_i . Las dovelas adyacentes a la i -ésima, bajo estudio, ejercen ciertas acciones sobre ésta, que pueden presentarse por las fuerzas normales P_1 y P_2 y por las tangenciales T_1 y T_2 .



a. Segmento circular dividido en dovelas.

b. fuerzas que actúan en dovela.

Figura 16. Procedimiento de las dovelas o rebanadas para el análisis por falla circular de taludes de suelos cuya resistencia depende de la presión normal.

(Fuente: Sowers, 1972).

En el procedimiento de Fellenius se hace la hipótesis de que el efecto de las fuerzas P_1 y P_2 se contrarresta; es decir son dos fuerzas iguales, colineales y contrarias. También se acepta que el momento producido por las fuerzas T_1 y T_2 , que se consideran de igual magnitud, es despreciable. Estas hipótesis equivalen a considerar que cada dovela actúa en forma independiente de las demás y que N_i y T_i equilibran a W_i .

El cociente $N_i/\Delta L_i$ se considera buena aproximación al valor de σ_i , presión normal actuante en el arco ΔL_i , que se considera constante en esa longitud. Con este valor de σ_i puede entrarse a la ley de resistencia al esfuerzo cortante que se haya obtenido y determinar el valor s_i de resistencia al esfuerzo constante que se supone constante en todo el arco ΔL_i .

Puede calcularse el momento motor debido al peso de las dovelas como:

$$M_m = R \sum |T_i| \quad (17)$$

El momento resistente es debido a la resistencia al esfuerzo cortante s_i , que se desarrolla en la superficie de deslizamiento de cada dovela y vale:

$$M_R = R \sum s_i \Delta L_i \quad (18)$$

Calculados el momento motor y el momento resistente puede definirse un factor de seguridad:

$$F_s = \frac{M_R}{M_m} = \frac{R \sum s_i \Delta L_i}{|\sum T_i|} \quad (19)$$

La experiencia ha demostrado que una superficie potencial de falla en que resulte $F_s > 1.5$ es estable. El método de análisis consistirá también en un procedimiento de tanteos, en el cual se deberán fijar distintos círculos de falla, calculando el F_s ligado a cada uno; es preciso que el $F_{s_{\min}}$ no sea menor de 1.5, en general, para garantizar en la práctica la estabilidad de un talud.

La forma tabular o la computadora digital son las indicadas para resolver los problemas cuando se emplea esta forma de análisis, a las cuales se adapta bien. Se fija una cuadrícula donde se sitúan los centros de, las posibles circunferencias de falla y se establece un rango de valor para los radios de las circunferencias correspondientes a

cada centro. Una computadora puede dejar impreso directamente, todos los factores de seguridad o solamente el mínimo (y su radio) para cada centro de circunferencia. Si se dibujan curvas uniendo los centros de las circunferencias que tienen iguales factores de seguridad mínimo, como si fueran curvas de nivel se puede determinar la ubicación de la circunferencia más crítica (es posible más de una circunferencia en masas no homogéneas) y el factor de seguridad mínimo.

Se han hecho muchas variaciones y refinamientos de éste método básico. Aunque ninguno es riguroso, se ha comprobado que son suficientemente exactos para el análisis y proyecto.

Los métodos de dovelas se pueden clasificar en dos grupos:

- **Métodos aproximados.** No cumplen todas las ecuaciones de la estática. Se pueden citar por ejemplo los procedimientos de Fellenius, Janbu y Bishop simplificado.

a) Procedimiento simplificado de Bishop (1955). Supone que las fuerzas en las caras laterales son horizontales. Sólo satisface el equilibrio de momentos y no el de fuerzas horizontales. Es un método de aplicación de líneas de ruptura circulares.

b) Procedimiento ordinario de Fellenius (1927). Se basa en la suposición de que la resultante de las fuerzas laterales en las caras de las rebanadas actúa paralelamente a las bases de las mismas. Sólo satisface el equilibrio de momentos. Análogamente sólo tiene aplicaciones a superficies de ruptura circulares.

c) Procedimiento de Janbu (1954). Diseñado para superficies no necesariamente circulares, supone que la interacción entre rebanadas es nula, pero busca el equilibrio de fuerzas y no de momentos.

- **Métodos precisos o completos.** Cumplen todas las ecuaciones de la estática. Los más conocidos son los procedimientos de Morgenstern-Price, Spencer y Bishop riguroso.

a) Procedimiento de Morgenstern-price (1965). Es un método de aplicación a líneas de ruptura cualesquiera. Se basa en la suposición de que la relación entre las fuerzas tangenciales y normales en las caras laterales de las dovelas se ajusta a una función, que es preciso definir previamente, multiplicada por un parámetro. Este parámetro es la incógnita que completa el problema. El método satisface todas las condiciones de equilibrio.

b) Procedimiento de Spencer (1967). Análogo al anterior, considerando como función una constante, que constituye el parámetro necesario para completar el problema.

5.6.4 Método del círculo de fricción.

H. Krey proporcionó hacia 1936 las ideas que permitieron a los doctores G. Gilboy y A. Casagrande desarrollar un método especial de análisis de estabilidad de taludes respecto a fallas por rotación, conocido con el nombre de procedimiento del círculo de fricción o abreviadamente, círculo \emptyset , (Juárez *et al.*, 2007).

El procedimiento acepta también que la superficie de deslizamiento de los taludes puede considerarse un cilindro cuya traza con plano de los cálculos es un arco de circunferencia (círculo de falla).

Considérese el talud mostrado en la Figura 17, con un círculo de falla escogido; con centro en O, del círculo de falla, puede trazarse el círculo de fricción de radio:

$$r = R \text{ sen } \emptyset. \quad (20)$$

Donde \emptyset es el ángulo de fricción del material constituyente del talud.

Si f es la resultante de la reacción normal y de fricción en un elemento de arco de la superficie de falla supuesta, formará con la normal a esta superficie un ángulo ϕ y, por lo tanto, será tangente al círculo de fricción, según se desprende evidentemente de la Figura 17.

El equilibrio de la masa de suelo deslizante bajo estudio depende de la acción de las siguientes fuerzas:

W , peso de la masa de suelo, que pasa por el centro de gravedad de dicha masa.

C , fuerza total de cohesión desarrollada a lo largo de toda la superficie de deslizamiento y generada por la "cohesión" del suelo.

F , resultante total de las reacciones normales y de fricción.

Se supone que no actúan fuerzas de filtración ni sobrecargas. La fuerza C puede calcularse, en magnitud, con la expresión:

$$C = c L' \quad (21)$$

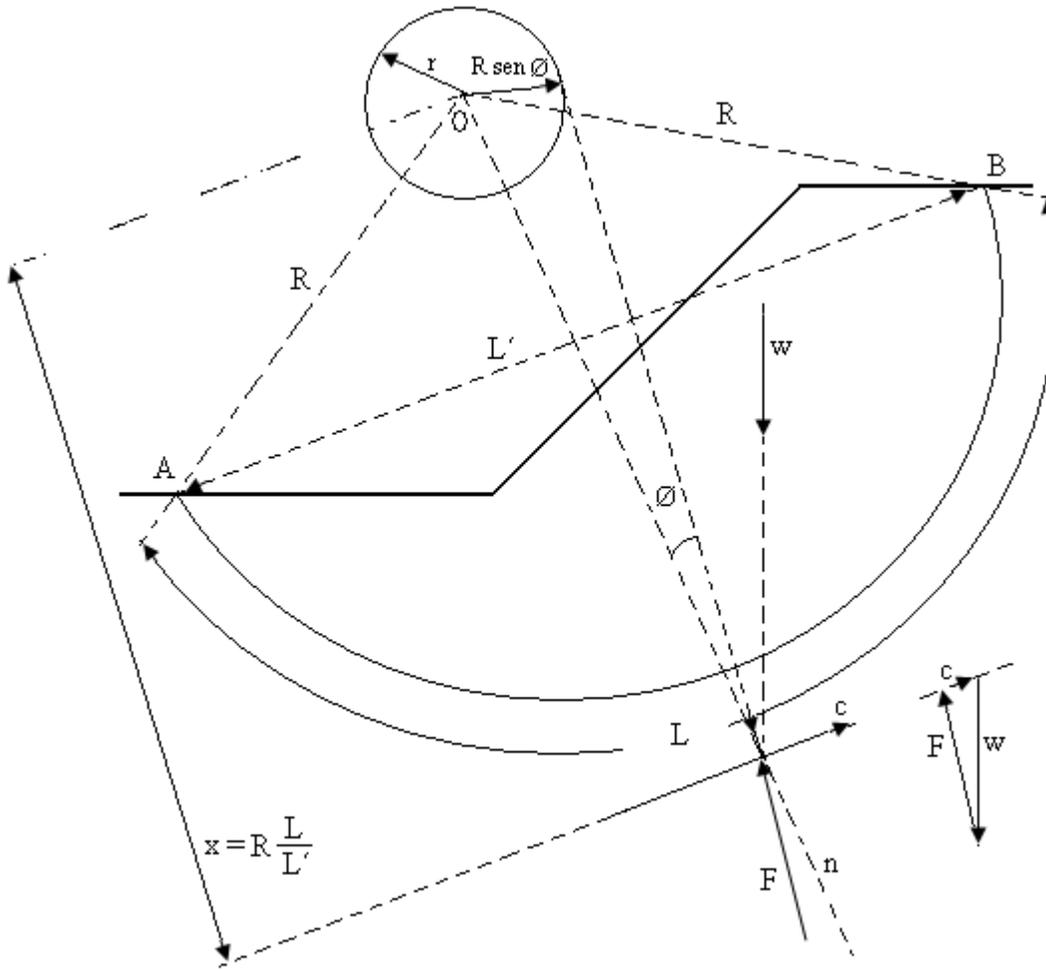


Figura 17. Aplicación del círculo de fricción a taludes
(Fuente: Sowers, 1972).

Donde c_e es la "cohesión" del suelo requerida para el equilibrio y L' la longitud de la cuerda del arco de deslizamiento supuesto. La línea de acción de la fuerza C debe ser paralela a la cuerda AB (Figura 17), puesto que esta cuerda es la línea que cierra el polígono de las fuerzas de cohesión que se desarrollan a lo largo de la superficie de falla supuesta. Tomando momentos respecto al punto O podrá escribirse:

$$c_e L R = c_e L' x \quad (22)$$

Donde x es el brazo de momento correspondiente a la fuerza C , que fija la línea de acción de esta.

Por lo tanto:

$$x = R \frac{L}{L'} \quad (23)$$

Nótese que el valor de x es independiente de c_e . La fuerza F es la resultante total de las fuerzas f que son tangentes al círculo de fricción; estas fuerzas f no constituyen pues un sistema concurrente y la fuerza F no será tangente al círculo de fricción.

La posición F respecto a O puede definirse por la expresión

$$d = K R \text{ sen } \emptyset \quad (24)$$

Donde

d = distancia de O a F

K = un factor de proporcionalidad mayor que 1, que depende de la distribución de esfuerzos a lo largo del arco AB u del ángulo central $AOB = 2\theta$

R, \emptyset se toman con los sentidos usuales.

Taylor proporciona una gráfica con el valor de K en función del ángulo central $AOB = 2\theta$.

Con las líneas de acción de W y C puede encontrarse su punto de concurrencia por el cual ha de pasar la fuerza F pues si la masa deslizante ha de estar en equilibrio, W , C y F han de ser concurrentes. Con esto se define la línea de acción de F , que pasa por el mencionado punto de concurrencia de W y C y es tangente a una circunferencia con centro en O y radio $KR \text{ sen } \emptyset$.

Conocidas las líneas de acción de F y C puede construirse con W , conocido en magnitud y posición, un triángulo de fuerzas en el cual puede determinarse la magnitud de C necesaria para el equilibrio.

La "cohesión" c del material constituyente del talud es conocida por pruebas de laboratorio. El valor necesario del parámetro para que el talud sea estable según el cálculo, es decir, para tener la condición de equilibrio de las fuerzas actuantes es

$$c_e = \frac{C}{L} \quad (25)$$

Entonces puede determinarse la relación

$$F_c = \frac{c}{c_e} \quad (26)$$

Con lo cual se obtiene un factor de seguridad asociado al círculo escogido en términos de la "cohesión". Si el valor de \emptyset con el cual se construyó el círculo de fricción es el real del suelo. La expresión 27 proporciona un factor de seguridad del talud, que estaría trabajando, pudiera decirse, en condición límite respecto a la fricción.

$$F_{\emptyset} = \frac{\text{tg } \emptyset}{\text{tg } \emptyset_e} \quad (27)$$

Donde \emptyset es el valor real del suelo y \emptyset_e el escogido para aplicar el método, menor que el anterior. En estas condiciones se obtendrá para el mismo talud un valor de F_c distinto y menor que si el \emptyset_e elegido hubiese sido igual a \emptyset . Existen así infinitas combinaciones posibles de valores de F_c y F_{\emptyset} asociados a un talud dado.

El método del círculo de fricción puede proporcionar soluciones correctas para suelos homogéneos con superficie de falla circular, pero es difícil aplicar estas aproximaciones con confianza cuando el suelo está estratificado. (Sowers, 1972).

5.6.5 Trabajos de Taylor.

Taylor expresó la estabilidad de taludes en suelos homogéneos en términos de un número de estabilidad N_e :

$$N_e = \frac{C_u}{F H \gamma} \quad (28)$$

Donde: F es el factor de seguridad, H altura vertical del talud, γ es densidad del suelo.

Pero Taylor produjo una carta donde relaciona N_e con ϕ y el ángulo de pendiente β para varios valores de D. Normalmente $\phi = 0$, y si D es grande y β es menor que 53° entonces N_e tiende a un valor constante de 0.18. N_e crece para valores de ϕ mayores que 53° y decrece para valores menores de 53° cuando la profundidad de emplazamiento es limitada por un estrato firme.

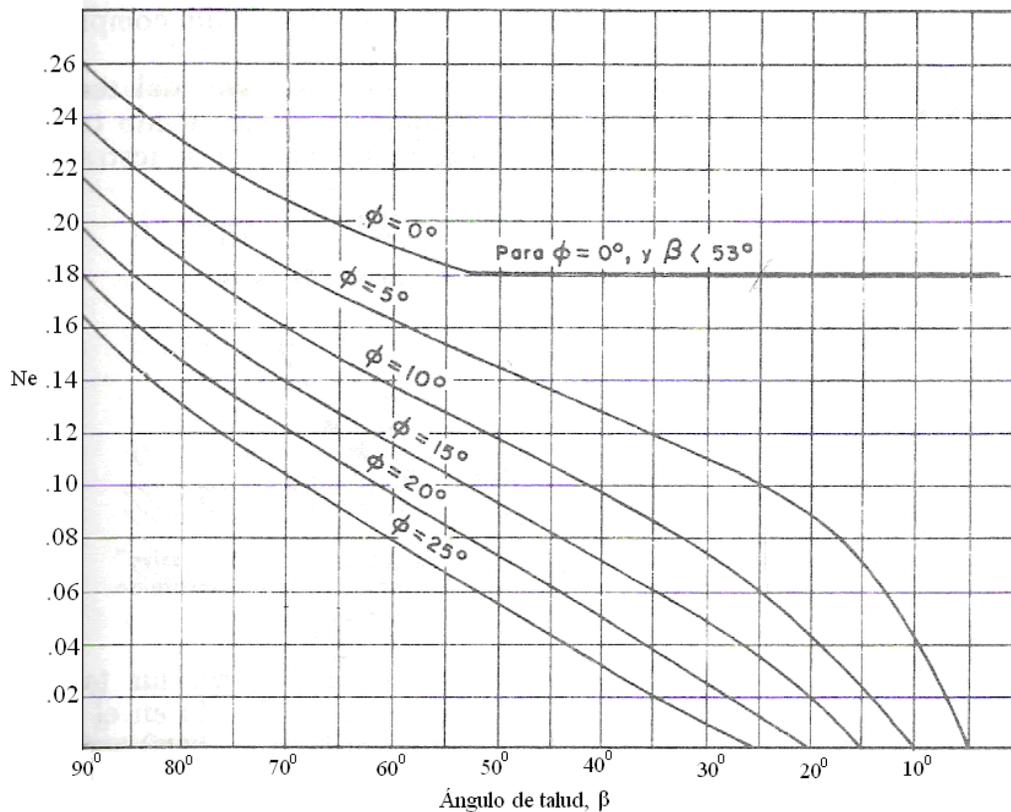


Figura 18. Gráfica de Taylor para determinar los números de estabilidad en taludes en materiales "cohesivos", homogéneos con el terreno de cimentación. (Fuente: Sowers, 1972).

5.7 Grietas de tensión.

Es un hecho experimental que antes de ocurrir un deslizamiento de tierras en el cuerpo de un talud que no sea puramente friccionante aparecen en la corona grietas más o menos longitudinales; esto es indicativo de la existencia de un estado de tensiones en la zona.

La aparición de las grietas causa, en general, los siguientes efectos:

- ❖ Una reducción en la longitud de la superficie de deslizamiento, con la correspondiente disminución del momento resistente.
- ❖ Una disminución del momento motor, que se reduce en el peso de la cuña $e_1 f_e$.

❖ Una generación de empujes hidrostáticos causados por el agua de lluvia cuando se almacena en la grieta.

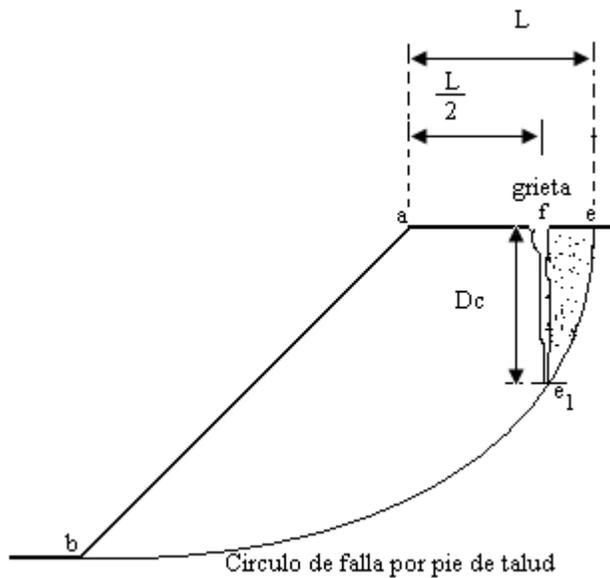


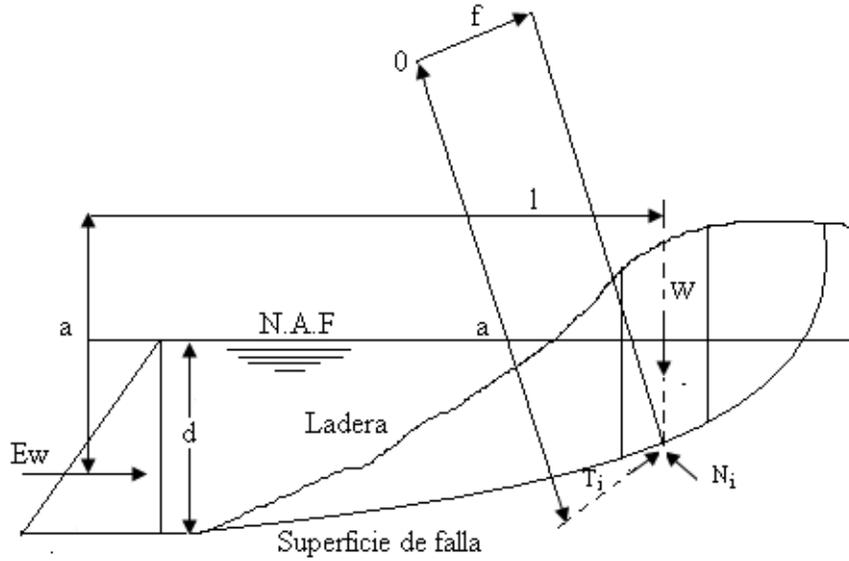
Figura 19. Grieta de tensión en la corona de un talud. (Juárez-Rico, 2007).

Terzaghi ha indicado que los dos últimos efectos señalados tienden, en general, a contrarrestarse, por lo que su influencia neta en la estabilidad del talud es despreciable y sólo el primer efecto mencionado ha de ser tomado en cuenta.

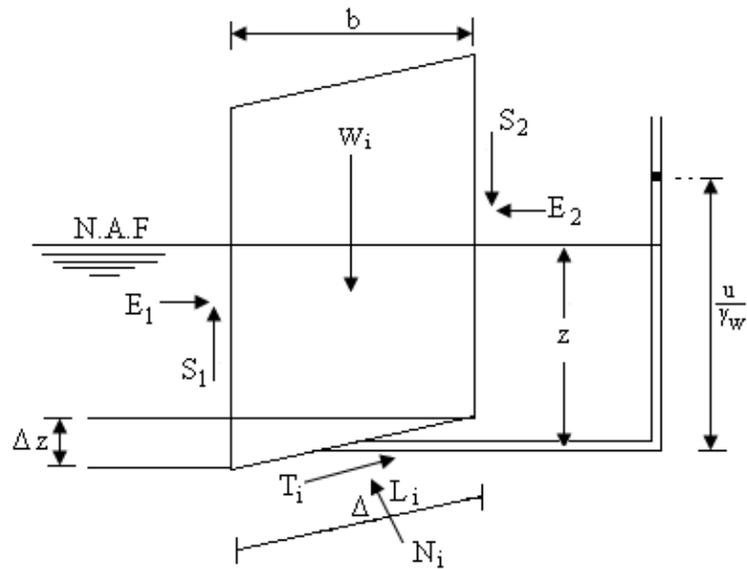
5.8 Análisis de estabilidad con superficies de falla no circulares.

Son frecuentes en la práctica los taludes que se deslizan sobre superficies que difieren mucho de la forma circular, para estos casos puede plantearse un método de análisis aproximado según el procedimiento de dovelas en base a esfuerzos efectivos y suponiendo nulas las fuerzas de interacción entre dovelas.

En la Figura 20 se presenta un talud con superficie de falla no circular (parte a); en la parte b aparece la dovela *i*-ésima, con las fuerzas que la mantienen en equilibrio. En la parte c se ilustra el polígono dinámico de las fuerzas efectivas, suponiendo nulas las fuerzas laterales, con excepción de las fuerzas del agua en condición hidrostática.



(a) Superficie de falla no circular.



(b) Dovela i -ésima.

Figura 20. Análisis de estabilidad con superficie de falla no circular. (Juárez-Rico, 2007).

Para valuar el momento resistente deberá elegirse un polo arbitrario de momentos, 0, tal como se ve en la parte a de la Figura (20) para la dovela i -ésima el momento resistente vale:

$$MR = \sum a_i \Delta L_i \quad (29)$$

El momento resistente total será:

$$MR = \sum a_i \Delta L_i \quad (30)$$

Obsérvese que el brazo a es diferente para cada dovela, por no ser circular la superficie de falla.

Considerando el equilibrio de momentos de toda la masa deslizante, respecto al polo arbitrario. O , se requiere que:

$$\sum W_i l = \sum T_i a + \sum N_i f + \frac{1}{2} \gamma_w d^2 a_i \quad (31)$$

En la ecuación anterior W_i es el peso total de la dovela i -ésima considerando suelo y agua. Deberá calcularse usando el γ_m del suelo.

T_i es la fuerza tangencial actuante en la base de la dovela i -ésima. El efecto conjunto de todas las fuerzas T_i en todas las dovelas, deberá de ser neutralizado por la resistencia al esfuerzo cortante que haya de movilizarse a lo largo de la superficie de falla. Se define ahora como Factor de Seguridad (F_s) del talud, precisamente a la relación:

$$F_s = \frac{\sum T_i a}{\sum s_i \Delta L_i a} \quad (32)$$

Donde s_i es la máxima resistencia al corte en la base de cada dovela.

En la ecuación (31) N_i es la fuerza normal total en la base de la dovela y vale:

$$N_i = N_i + u \Delta L_i \quad (33)$$

Donde u es la presión neutral en la base de cada dovela (Figura 20-b).

Bajo el nivel de agua (NAF) se puede escribir el F_s como:

$$F_s = \frac{\sum s_i \Delta L_i a}{\sum (W_i - \gamma_w z b) l - \sum [N_i + (u - \gamma_w z) \Delta L_i] f} \quad (34)$$

Si no hubiera flujo en el talud y el agua estuviera en condición hidrostática, el F_s se puede escribir como:

$$F_s = \frac{\sum s_i \Delta L_i a}{\sum (W_i - \gamma_w z b) l - \sum N_i f} \quad (35)$$

5.9 Fallas por traslación.

Las fallas por traslación de una masa de tierra que forma parte de un talud, ocurren cuando dentro del terreno de cimentación y a relativamente poca profundidad existe un estrato paralelo a la superficie del terreno o casi paralelo, cuya resistencia sea baja. El fenómeno es particularmente frecuente cuando el terreno natural constituye una ladera inclinada, con el plano débil guardando una inclinación similar. En la naturaleza los planos débiles típicos son estratos delgados de arcilla muy blanda o de arena, más o menos fina, sujeta a una subpresión que disminuye los esfuerzos efectivos y reduce la resistencia del manto al esfuerzo cortante.

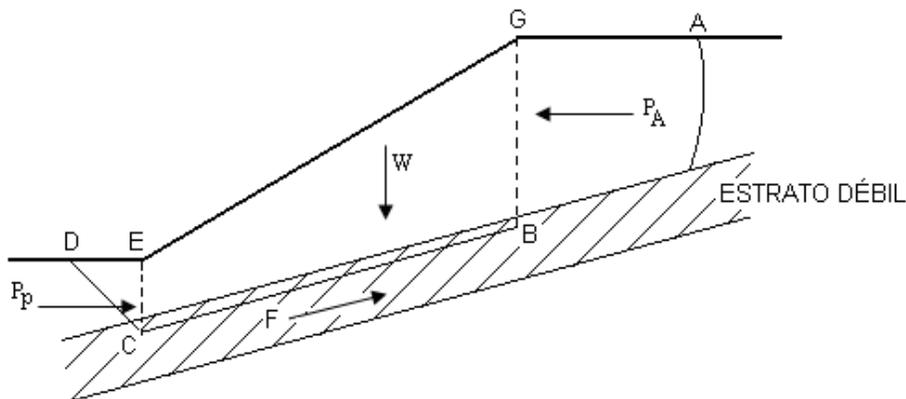


Figura 21. Superficie de falla compuesta correspondiente a una falla de traslación. (Juárez-Rico, 2007).

Si se acepta que la masa de suelo movilizada es \underline{ECGB} (Figura 21), la fuerza motora neta que tenderá a movilizarla es la diferencia entre P_A , empuje activo ejercido sobre la cara GB y P_p , empuje pasivo que se genera en la cara ec. La fuerza resistente está dada por F , relacionada con la resistencia que se desarrolle en la CB.

Los valores de los empujes activo (P_A) y pasivo (P_p) pueden calcularse con la Teoría de Coulomb o Rankine. Conviene considerar los empujes horizontales, lo cual resulta sencillo y aumenta la seguridad. Si el suelo del estrato débil es puramente "cohesivo", el valor de la fuerza F es simplemente $CB c$, donde c es la "cohesión" del material. Si el estrato débil es arenoso y está sujeto a una subpresión que reduzca la presión normal efectiva correspondiente al peso de la masa \underline{ECBG} en una cantidad importante, la fuerza F deberá calcularse a partir de ese valor deducido de la resistencia, con la presión normal efectiva igual a la total menos la neutral.

El factor de seguridad asociado a la superficie compuesta analizada puede definirse como:

$$F_s = \frac{F + P_p \cos \alpha}{W \sin \alpha + P_A \cos \alpha} \quad (36)$$

5.10 Otros métodos de análisis.

Al aplicar el Método Sueco es preciso introducir un hipótesis simplificativa respecto a la distribución de esfuerzos a lo largo de la superficie de deslizamiento; de otro modo el problema resulta estáticamente indeterminado. Rendulic (1935) evita esta situación no deseable utilizando como superficie de falla hipotética un arco de espiral logarítmica, de ecuación:

$$r = r_0 e^{\theta \tan \phi} \quad (37)$$

En esta caso se tiene la ventaja de que las fuerzas de reacción resultantes de los esfuerzos normales y de fricción pasan por el centro de la espiral; a la vez se tienen desventajas que emanan del hecho que, en general, la curva espiral es mas complicada en su manejo que la circunferencia. Taylor ha demostrado que este método de la espiral logarítmica proporciona prácticamente los mismos resultados que el Método Sueco y conduce a superficies de falla de ubicación parecida. Por ello el uso de la espiral en los problemas prácticos es restringido, dado que su aplicación resulta en definitiva más complicada.

En épocas recientes se han aplicado soluciones de tipo elasto-plástico al análisis de taludes. Entre estos trabajos destacan las aplicaciones de las ecuaciones de Kotter (Juárez et al., 2007) originalmente obtenidas por este investigador para el caso de un material puramente friccionante ($C = 0$) y generalizados por Carrillo y Jaky para el caso $C \neq 0$, $\phi \neq 0$. Estas ecuaciones representan una condición general que deben satisfacer los esfuerzos a lo largo de cualquier superficie de deslizamiento, en condición de falla incipiente.

5.10.1 Factor de seguridad para suelos no saturados.

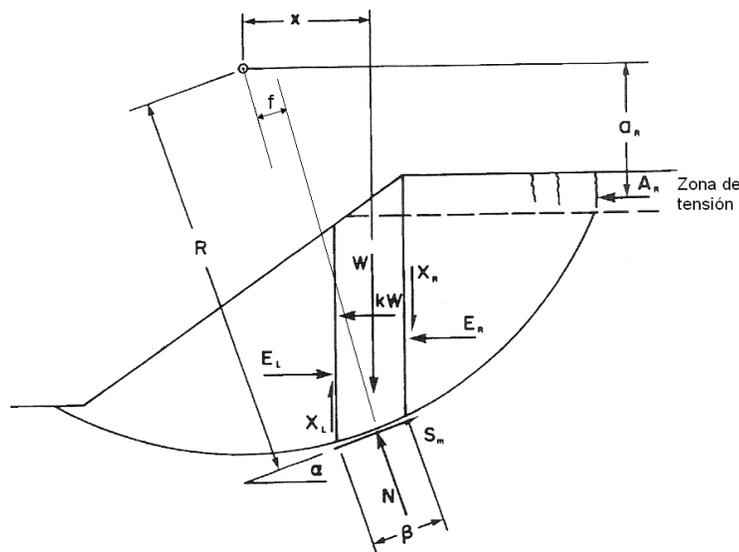


Figura 22. Fuerzas actuantes en una dovela de una masa deslizante de forma circular. (GEO-SLOPE, user's guide, 1993).

La fuerza cortante en la base de una dovela, S_m , se puede escribir:

$$S_m = \frac{\beta}{F} \left(c' + (\sigma_n - u_a) \tan \phi + (u_a - u_w) \tan \phi^b \right) \quad (38)$$

Donde:

u_a = presión de aire;

u_w = presión de agua;

ϕ^b = ángulo definido entre el incremento del esfuerzo cortante y un incremento de succión mátrica ($u_a - u_w$).

La fuerza normal en la base de una dovela, N , es producto de una suma de fuerzas en la dirección vertical.

$$N = \frac{W - (X_R - X_L) - \frac{c' \beta \sin \alpha}{F} + \frac{u_a \beta \sin \alpha (\tan \phi - \tan \phi^b)}{F} + \frac{u_w \beta \sin \alpha \tan \phi^b}{F}}{\cos \alpha + \frac{\sin \alpha \tan \phi}{F}} \quad (39)$$

Para muchos análisis la presión de aire en los poros puede ser cero y la ecuación 39 cambia a:

$$N = \frac{W - (X_R - X_L) - \frac{c' \beta \sin \alpha}{F} + \frac{u_w \beta \sin \alpha \tan \phi^b}{F}}{\cos \alpha + \frac{\sin \alpha \tan \phi}{F}} \quad (40)$$

Cuando el suelo se satura, ϕ^b puede tomar el valor de ϕ' , y después la misma ecuación (39) puede ser usada para suelos saturados y no saturados.

Existen dos diferentes ecuaciones del factor de seguridad para suelos no saturados, una con respecto al equilibrio de momentos y la otra con respecto al

equilibrio de fuerzas horizontales. Cuando únicamente el equilibrio de momentos es satisfactorio, la ecuación del factor de seguridad se escribe:

$$F_m = \frac{\sum \left(c' \beta R + \left[N - u_w \beta \frac{\tan \phi}{\tan \phi} - u_a \beta \left(1 - \frac{\tan \phi}{\tan \phi} \right) \right] R \tan \phi \right)}{\sum W_x - \sum N_f} \quad (41)$$

La ecuación del factor de seguridad con respecto al equilibrio de fuerzas horizontales se puede escribir:

$$F_f = \frac{\sum \left(c' \beta \cos \alpha + \left[N - u_w \beta \frac{\tan \phi}{\tan \phi} - u_a \beta \left(1 - \frac{\tan \phi}{\tan \phi} \right) \right] \tan \phi \cos \alpha \right)}{\sum N \sin \alpha} \quad (42)$$

Cuando la presión de aire es cero o la atmosférica, todo el término de la presión de aire puede ser despreciado (GEO-SLOPE, user's guide, 1993, Fredlund et al., 1985).

5.11 Métodos correctivos para fallas en laderas y taludes.

A continuación se indican algunos métodos que han comprobado su valor práctico para mejorar la estabilidad de taludes cuyas condiciones originales no sean satisfactorias

1- Tender taludes. A primera vista quizá pudiera pensarse que esta solución sea la mas obvia y sencilla en la practica, pero muchas veces es irrealizable prácticamente hablando. Si el terreno constituyente del talud es puramente friccionante la solución es indicada, pues la estabilidad de estos suelos es fundamentalmente cuestión de la inclinación en el talud, en suelos cohesivos por el contrario, la estabilidad

del talud esta condicionada sobretodo por la altura del mismo y la ganancia de tender el talud es en ocasiones nula.

2.- Empleo de bermas laterales o frontales. Una berma es una masa, generalmente, del mismo material del talud, que se coloca en el lado exterior del mismo a fin de aumentar su estabilidad. El efecto de ésta es producir un aumento de las fuerzas resistentes debido al incremento en la longitud del arco de falla a y una disminución de las fuerzas deslizantes por la acción del peso de la berma.

3.- Empleo de materiales ligeros. Consiste en colocar como material de terraplén suelos de peso específico bajo, que den, por lo tanto, fuerzas deslizantes pequeñas. Esta solución es aplicable únicamente en terraplenes y sobre suelos puramente cohesivos, tales como arcillas blandas o turbas. Lo que se busca es la reducción de las fuerzas motoras, empleando en el cuerpo del terraplén materiales de bajo peso volumétrico (entre 0.8 y 1.2 Ton/m³) tales como el tezontle que es una espuma basáltica volcánica, etc.

4.- Compactación de suelos compresibles. En el caso de un talud, el método consiste en la remoción del material y su posterior colocación en capas compactadas, no procediendo a colocar la capa siguiente sin haberse logrado un alto grado de compactación de la anterior. En el caso de terraplenes, el método consiste en construir la estructura en partes, para lo cual se colocan capas del material compactado, no procediendo a colocar la capa siguiente sin haberse logrado una buena compactación.

5.- Empleo de materiales estabilizantes. El fin que persigue este método es mejorar la resistencia del suelo mediante la aplicación de sustancias cementantes, tales como cementos, asfaltos y sales químicas, pero en la práctica estos procedimientos resultan caros, por lo que su uso es limitado. En general se trata de añadir cementación artificial a los granos del suelo. Los procesos de inyección química utilizan mezclas químicas en que predomina el silicato de sodio, a partir del cual puede formarse un gas silícico para rellenar grietas, intersticios y vacíos en el suelo. Otro método de

endurecimiento de suelos consiste en inyectar lechada de cemento a superficies de fallas previamente formadas y relativamente superficiales, en materiales duros y fisurados. El efecto de relativamente superficiales, en materiales duros y fisurados. El efecto de la inyección es desplazar el agua de las fisuras y rellenada con mortero de cemento. También se han utilizado como materiales para inyectar, emulsiones asfálticas con las que se logra mayor penetración que con la lechada de cemento, por su menor viscosidad. El uso de inyecciones asfálticas está limitado por la posibilidad de flujo interno del agua, pues éste puede remover fácilmente la película asfáltica.

6.- Empleo de muros de contención. Consiste en la colocación de un muro para confinar la masa de suelo inestable. Para ello se debe verificar que la cimentación del muro queda por debajo del plano de falla, de modo que éste lo intercepte. Este debe estar dotado de un drenaje adecuado con el fin de canalizar las aguas hacia las salidas que se proyecten a través del muro. Las estructuras de retención se construyen, por lo general, al pie de los taludes de terraplenes que no podrían ligarse generalmente con el terreno de cimentación, sobre todo en laderas inclinadas. También se construyen al pie de cortes para dar visibilidad o para disminuir la altura de cortes en materiales cuya resistencia sea predominante o puramente cohesiva. Las estructuras de retención tienen la ventaja de exigir poco espacio para su erección. Hay que evitar los muros altos y largos pues son muy costosos, además que requieren de un conjunto de obras auxiliares tales como subdrenaje, desagües, etc., que elevan considerablemente el costo total. Existen varios tipos de muros, entre los cuales se pueden mencionar los siguientes: pantallas atirantadas, muros de tierra armada, muros con geotextiles, muros - bloques, muros ecológicos, muros de gaviones, muros de concreto armado, muros de gravedad, pantallas discontinuas, entre otros (Juárez, 2007).

6. FLUJO DE AGUA EN SUELOS

6.1 Introducción.

El suelo en su conjunto está compuesto por sólidos minerales y por vacíos o poros que pueden alojar agua y/o aire. Cuando el agua llena completamente estos poros se dice que el suelo es saturado y cuando los poros tienen agua y aire se dice que es un suelo parcialmente saturado. El agua fluye de regiones de mayor potencial total a regiones de menor potencial total y la velocidad depende la resistencia hidráulica del medio (Maldonado, 2001).

Ampliamente se ha explicado el flujo de agua en suelos saturados a través de la ley de Darcy, a diferencia del flujo de agua en suelos parcialmente saturados donde todavía se sigue investigando y se ha tratado de aplicar la ley de Darcy.

6.2 Potencial total del agua del suelo.

El flujo de agua en los suelos se produce a partir de la diferencia que hay en el potencial total del agua del suelo entre dos puntos. El potencial total del agua en el suelo a una temperatura, es el trabajo necesario (por cantidad unitaria de agua pura) que debe realizarse por medio de la aplicación de fuerzas externas para transformar reversiblemente una cantidad infinitesimal de agua de un estado energético a otro (Cervantes, 2001).

La ventaja principal del concepto de potencial total del agua es que presenta una medida unificada por la cual es posible evaluar el estado del agua dentro del suelo en cualquier momento y cualquier lugar. Hay varios sistemas de unidades que describen el potencial total del agua en el suelo y sus componentes, dependiendo sí la cantidad de agua pura a la que se hace mención en la definición anterior; esta expresada como masa, volumen o peso.

6.3 Energía del Agua.

En la medida que el agua es derramada en una presa, su contenido de energía (capacidad para efectuar un trabajo), disminuye. Si el agua que ha salido de una presa quisiera retornarse a su depósito, se requeriría trabajo para elevarla de nuevo y el nivel de energía quedaría restablecido nuevamente. El movimiento del agua en los suelos y de éstos al interior de las raíces de las plantas, al igual que el agua que se derrama en una presa procede de las regiones de alta energía a zonas de baja energía. De este modo, "el agua escurre por las pendientes" y ésta es la razón por la que se hace necesario considerar las fuerzas que determinan el estado físico o el contenido de energía del suelo para poder comprender su comportamiento.

6.4 Primeras expresiones de flujo de agua en los suelos.

6.4.1. Flujo en un tubo capilar, ley de Poiseuille.

Los primeros avances referente a flujo de agua en suelos tienen sus bases en los estudios de flujo de agua en un tubo capilar realizados por Poiseuille.

Utilizando la ley de viscosidad de Newton, las condiciones de no deslizamiento de la dinámica de fluidos $V(R)=0$ e integrando para toda el área del tubo capilar, Poiseuille encontró que el volumen de agua que fluye por unidad de tiempo Q , a través de un tubo capilar es:

$$Q = \frac{\pi R^4 \Delta P}{8\mu L} \quad (43)$$

Donde:

R = Radio del tubo capilar.

ΔP = Diferencia de presiones en los extremos del tubo.

L = Longitud del tubo capilar.

μ = Viscosidad absoluta del agua.

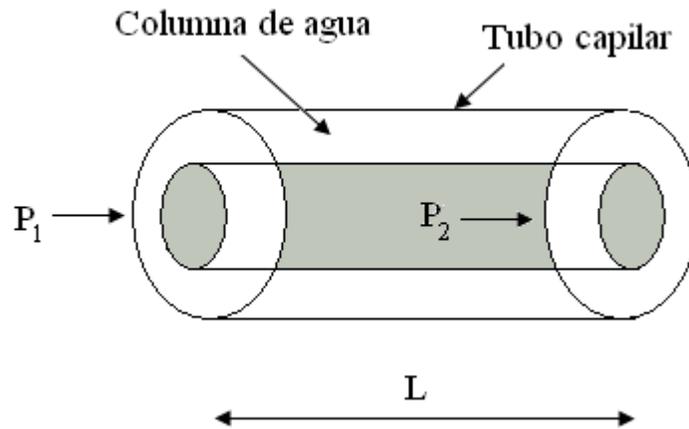


Figura 23. Modelo del tubo capilar de Poiseuille.

El suelo contiene una gran distribución de tamaños de poros y su geometría exacta es desconocida por lo que difícilmente se puede aplicar la ley de Poiseuille para conocer el flujo. Sin embargo este se puede conocer a través de ecuaciones de flujo que describan el flujo a nivel macroscópico a través de los poros medios. La primera persona en usar este método fue Henry Darcy.

6.4.2. Ley de Darcy.

Darcy condujo varios experimentos en los cuales midió el volumen de agua que filtraba por unidad de tiempo a través de columnas de suelo de longitud L y área A . Después de varios experimentos el encontró una relación entre las variables:

$$Q = -k_s A \frac{\Delta P}{L} \quad (44)$$

k_s = Es la conductividad hidráulica saturada.

ΔP = Es la diferencia del potencial total del agua del suelo entre dos puntos

Esta ley considera que el suelo es rígido, saturado y el agua libre. El potencial total del agua del suelo consiste de la suma de la presión hidrostática y el potencial gravitacional. Cuando se usa unidades de carga, esta combinación es llamada carga hidráulica (h_T).

$$h_T = h_p + h_z \text{ (unidades de carga)} \quad (45)$$

Usando este término y reestructurando la ley de Darcy en velocidades resulta:

$$v_w = -k_s \frac{\Delta P}{L} \quad (46)$$

Donde:

v_w = Velocidad de flujo de agua.

$\Delta P/L$ = Gradiente de carga hidráulica.

La Figura 24 ejemplifica claramente las componentes de la carga hidráulica total en un punto de la masa de suelo.

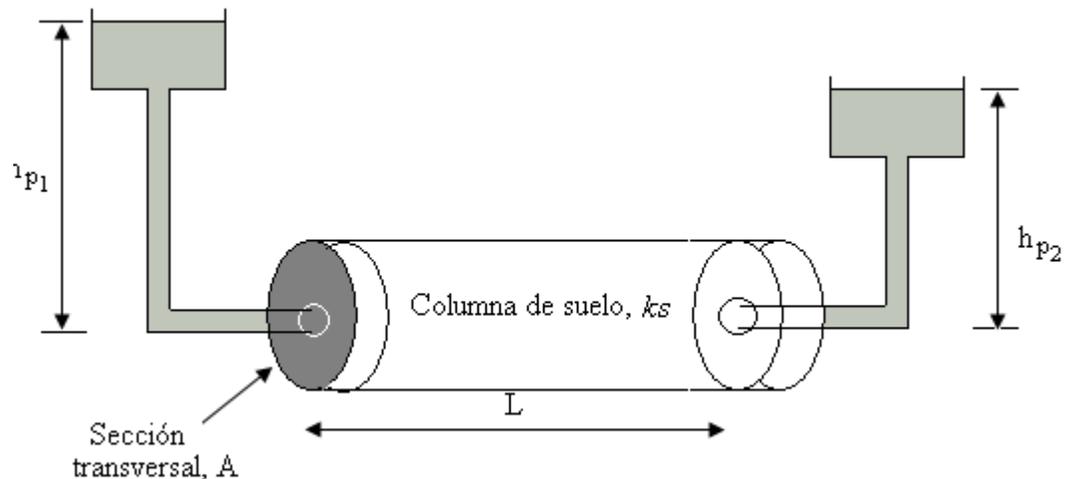


Figura 24. Dispositivo que ilustra los experimentos de la ley de Darcy.

El coeficiente de proporcionalidad entre la velocidad de flujo de agua y el gradiente de carga hidráulica, ha sido llamado conductividad hidráulica saturada "ks"; y ha sido considerado relativamente constante para un suelo saturado. El signo negativo en la ecuación indica que el agua fluye en la dirección del decrecimiento de la carga hidráulica.

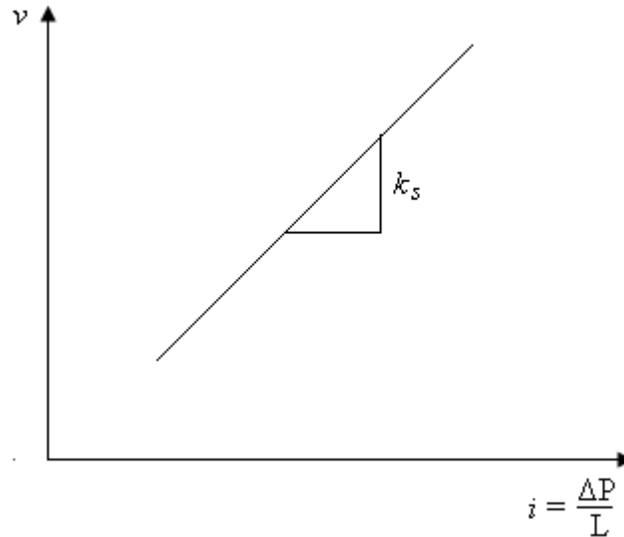


Figura 25. Conductividad hidráulica "ks". (Pérez y Hurtado, 1999).

6.5 Flujo de agua de suelos parcialmente saturados.

Cuando un suelo es parcialmente saturado, la fase de aire está presente y los canales de flujo son drásticamente modificados respecto a los saturados. En un suelo parcialmente saturado la fase líquida está rodeada por la superficie sólida de las partículas minerales y por las interfases agua-aire. Con base en lo anterior podemos distinguir los siguientes estados (Fredlund, 1993):

- 1er estado: El aire puede encontrarse ocluído dentro de la fase líquida, lo cual sucede cuando se tiene grados de saturación relativamente altos.

- 2do estado: El aire o el agua se encuentran en forma continua a través de los poros del suelo; presentándose en grados de saturación bajos y altos respectivamente.
- 3er estado: Difusión del aire a través del agua.

6.5.1 Ley de flujo Darcy - Buckingham para suelos no saturados.

En 1907, Edgar Buckingham propuso una modificación de la ley de Darcy para describir el flujo a través de suelos no saturados. Esta modificación descansa básicamente en las siguientes dos hipótesis:

1. La fuerza motora para que el agua fluya en un suelo saturado, rígido e isotérmico sin solutos ni presión de aire, es igual a la suma del potencial mátrico y el potencial gravimétrico.
2. La conductividad hidráulica en un suelo no saturado es función del contenido de agua o del potencial mátrico.

En unidades de carga la ley de flujo de Buckingham – Darcy se expresa como sigue:

$$v_w = -k_w \frac{\delta h_T}{\delta z} \quad (47)$$

v_w = Velocidad del agua:

k_w = Conductividad hidráulica;

$\frac{\delta h_T}{\delta z}$ = Gradiente hidráulico.

La forma de la expresión es la misma que para suelos saturados, pero con ciertas diferencias en los términos usados. Primero la conductividad hidráulica k_w deja de tener un valor constante (k_s) Y es función de la carga hidráulica actuante. Segundo el gradiente hidráulico actuante es función de la distancia z como del tiempo t .

Si bien es cierto, la expresión de Darcy - Buckingham es aplicable a suelos no saturados tiene varias restricciones para su aplicación. Una de ellas es que la ecuación diferencial esta escrita a través de un estrato infinitesimal donde h_T es constante al igual que k_w , por lo que no puede aplicarse a un espesor finito de suelo al menos que el contenido de agua y el potencial mátrico del estrato sea uniforme; es decir que el flujo sea permanente o establecido.

El flujo establecido o permanente difícilmente ocurre en la naturaleza y puede presentarse bajo condiciones controladas por el ser humano.

6.5.2 Ecuación de Richards para flujo no establecido.

En general, el flujo de agua en suelos no saturados ocurre por humedecimiento o secado, donde el potencial mátrico y contenido volumétrico de agua varía en el tiempo y en el espacio. El flujo que ocurre de la forma anterior es llamado flujo no establecido y su descripción matemática es más compleja que para flujo permanente.

La descripción de este tipo de flujo nace a partir de la ecuación general conservación de masa o de la ecuación de continuidad; es decir se hace un balance del agua que entra y el del agua que sale en pequeño período de tiempo arbitrario Δt entre t y Δt . Bajo este intervalo de tiempo, la ecuación de conservación puede expresarse de la siguiente forma:

$$\begin{aligned} \text{Vol. de agua que entra durante un } \Delta t = & \text{ Vol. de salida durante un } \Delta t + \\ & \text{Vol. almacenado durante un } \Delta t + \\ & \text{Vol. extraído por plantas durante un } \Delta t \end{aligned}$$

Considerando el flujo en la dirección indicada y despreciando el volumen de agua extraído por las plantas se tiene:

$$\frac{\delta v_w}{\delta z} + \frac{d\theta}{\delta t} = 0 \quad (48)$$

Esta expresión se conoce ecuación de continuidad o ecuación de conservación del agua dentro del suelo.

Combinando la ecuación de continuidad y la de Darcy-Buckingham y asumiendo que el flujo es vertical se tiene:

$$(49) \quad \frac{d\theta}{\delta t} = \frac{\delta}{\delta z} \left[k(h) \left[\frac{\delta h}{\delta z} + 1 \right] \right]$$

La solución a la ecuación anterior resulta muy compleja ya que se tienen dos términos desconocidos θ y h . Esta dificultad ha sido resuelta usando la curva característica del suelo eliminando alguna de las dos variables.

$$\frac{\delta \theta}{\delta t} = \frac{\delta}{\delta z} \left[D_w(\theta) \frac{\delta \theta}{\delta z} \right] + \frac{\delta K(\theta)}{\delta z} \quad (50)$$

$$C_w(h) \frac{dh}{\delta t} = \frac{\delta}{\delta z} \left[K(h) \left[\frac{\delta h}{\delta z} + 1 \right] \right] \quad (51)$$

Las expresiones anteriores son las ecuaciones de Richards en función del contenido volumétrico de agua y en función del potencial mátrico respectivamente. D_w es difusión capilar y C_w es la capacidad capilar. y se determinan de la siguiente forma:

$$C_w(h) = \frac{d\theta}{\delta h} \quad (52)$$

$$D_w(\theta) = K(\theta) \frac{\delta h}{\delta \theta} = \frac{K(\theta)}{C_w(h)} \quad (53)$$

6.6 Presión del agua en un suelo no saturado.

Si la punta de un tubo capilar se introduce en un vaso de agua, la atracción entre las moléculas del vidrio y las moléculas de agua (adhesión), provocan, que las moléculas de agua suban por el interior de la pared del capilar. Las fuerzas de cohesión entre las moléculas de agua ocasionan que otras moléculas sean arrastradas al capilar.

Ya hemos visto que la presión del agua disminuye del fondo hacia la superficie de un vaso y que arriba en la superficie la presión es cero. Empezando en la superficie del agua del vaso y moviéndose hacia arriba dentro del tubo capilar, la presión del agua continúa disminuyendo. De esta manera, la presión del agua en un tubo capilar es menor que cero; es negativa.

Aplicando las consideraciones del agua que esta dentro de un tubo capilar a un suelo no saturado, podemos establecer lo siguiente:

1) el agua en un suelo no saturado tiene una presión negativa o está bajo tensión;

2) la presión del agua en un suelo no saturado disminuye cuando aumenta su altura por arriba de la superficie de una lámina de agua y;

3) el agua en un suelo no saturado, comparado con un suelo saturado, tiene una presión más baja y mayor nivel energético.

Consideraremos enseguida la importancia de la naturaleza del agua en un suelo no saturado con relación al movimiento del agua.

6.7 Conductividad hidráulica.

El flujo de agua en un suelo saturado se presenta debido a un gradiente hidráulico donde la presión del agua se considera positiva y el coeficiente de permeabilidad constante. Cuando se trata de un suelo parcialmente saturado el flujo de agua a través del suelo se presenta por un gradiente en la presión del agua de poro del suelo y el coeficiente de permeabilidad deja de ser constante por lo que denomina conductividad hidráulica.

6.7.1 Conductividad hidráulica no saturada, k_w .

Como se ha mencionado hasta ahora, la conductividad hidráulica no saturada no tiene un valor constante ni tampoco es una función lineal del contenido volumétrico de agua o del potencial mátrico.

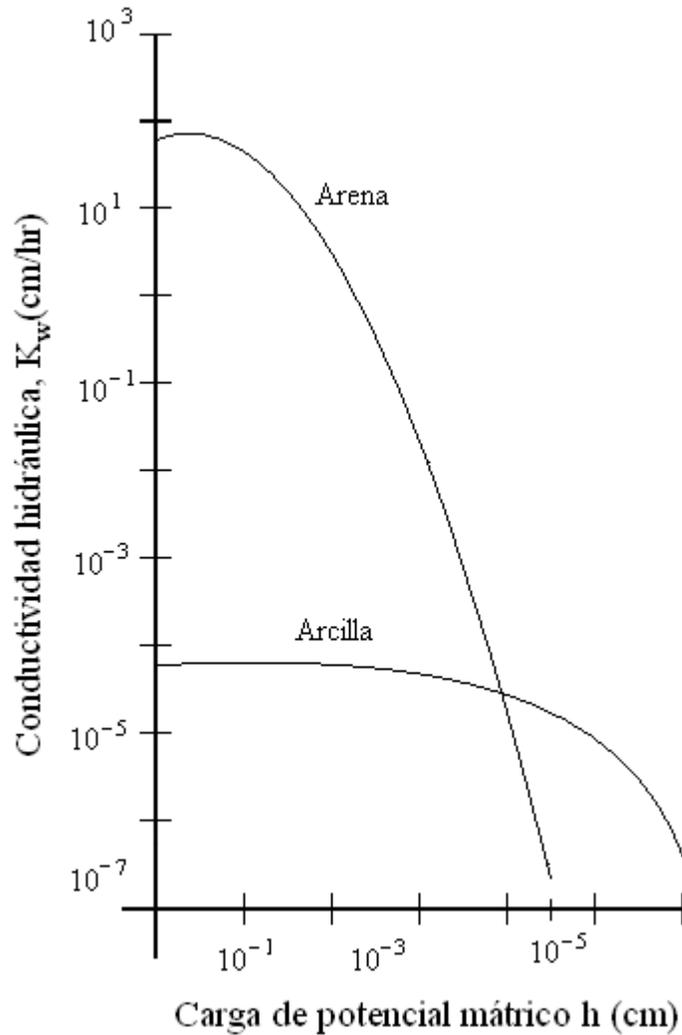


Figura 26. Curvas típicas de conductividad hidráulica en arenas y arcillas (Jury, W.A et al., 1991).

La Figura 26 muestra las curvas típicas de conductividad hidráulicas para un suelo grueso (arena) y un suelo fino (arcilla). En saturación la arena tiene mayor conductividad hidráulica que la arcilla, porque contiene espacios de poros mucho mayores. Conforme el grado de saturación disminuye o aumenta el potencial mátrico se produce un dramático decrecimiento en su valor. Eventualmente las curvas pueden cruzarse y la arena puede presentar un valor menor que la arcilla para el mismo potencial mátrico, esto debido a que un suelo fino retiene considerablemente mayor cantidad de agua que el que pudiera retener un suelo grueso.

6.8 Curva característica.

Actualmente existen varios métodos indirectos para determinar la conductividad hidráulica no saturada, muchos de ellos se basan en la curva característica del suelo o comúnmente conocida como curva de retención en física de suelos.

La succión en un suelo no saturado es función del contenido de agua presente en ello. Esta relación entre el contenido de agua y la succión pueden expresarse en forma de curva en un plano de contenido volumétrico de agua contra succión que es conocido como curva característica suelo-agua. Esta curva es comúnmente conocida como curva de retención suelo-agua.

Las curvas características típicas para una arena, limo y arcilla se presentan en la Figura 27. Recientes investigaciones han mostrado que la curva característica del suelo puede ser usada el establecimiento de algunas propiedades del suelo no saturado como la conductividad hidráulica, Con la curva característica pueden definirse algunos parámetros como: contenido volumétrico saturado, θ_s , contenido volumétrico residual, θ_r , valor de entrada de aire o presión burbuja, ψ_b , y contenido de aire residual, θ_a . El uso más común de la curva característica es la determinación de la función de permeabilidad según Mualem (1976a). La curva característica también es requerida en la determinación de cambios en el volumen de agua del suelo con respecto a cambios en la succión mátrica. Estas aplicaciones pueden ser ampliamente usadas si la curva característica se expresa como ecuación.

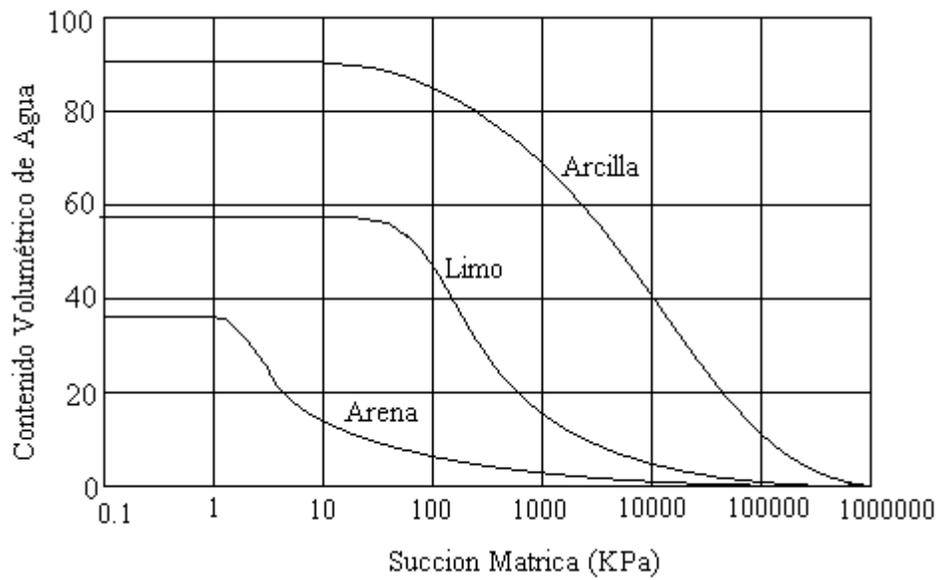


Figura 27. Curvas características suelo-agua típicas de los suelos arena, limo y arcilla. (Fredlund y Xing, 1994).

6.8.1 Ecuaciones de Van Genuchten.

Con el paso de los años se han propuesto un gran número de ecuaciones para la curva característica, la mayoría de estas son empíricas. La aplicación de estas se limita al tipo de suelo y del rango de medición de la succión. La mayoría de las ecuaciones han sido derivadas de la siguiente expresión:

$$a_1 \Theta^{b_1} + a_2 \exp(a_3 \Theta^{b_1}) = a_4 \psi^{b_2} + a_5 \exp(a_6 \psi^{b_2}) + a_7 \quad (54)$$

Donde:

$a_1, a_2, a_3, a_4, a_5, a_6, a_7, b_1, b_2$ = son constantes;

ψ = Succión;

Θ = Contenido de agua normalizado.

$$\Theta = \frac{(\theta_w - \theta_r)}{(\theta_s - \theta_r)} \quad (55)$$

Donde:

θ_w = Contenido volumétrico de agua;

θ_r = Contenido volumétrico residual;

θ_s = Contenido volumétrico saturado.

Si a_2, a_5 son cero y $a_1 = a_7$ en (38) obtenemos la siguiente ecuación:

$$\Theta = \left[\frac{a_4}{a_1} \psi^{b_2} + 1 \right]^{-b_1} \quad (56)$$

Sin embargo si $a_4/a_1 = \alpha n$, $b_1 = \beta$ y $b_2 = \delta$ en (40), se obtiene la ecuación de Van Genuchten (1980).

$$\Theta = \left[\frac{1}{1 + (\alpha\psi)^\beta} \right]^\delta \quad (57)$$

Donde α, β, δ son constantes; $\delta = (\beta-1)/\beta$. Van Genuchten y otros (1991) propusieron un método de optimización por el método de mínimos cuadrados para determinar los parámetros anteriores (Cervantes, 2001).

Además Van Genuchten (1980), obtiene una función analítica para determinar el valor de la conductividad hidráulica relativa (k_r) a partir de las ecuaciones de Mualem (1976a) partiendo de la curva característica y de la conductividad hidráulica saturada.

$$k_r = \frac{\left[1 - (\alpha\psi)^{\beta-1} \left(1 + (\alpha\psi)^\beta \right)^{-\delta} \right]^2}{\left(1 + (\alpha\psi)^\beta \right)^{\delta/2}} \quad (58)$$

Donde:

k_r = conductividad hidráulica relativa de Van Genuchten.

6.8.2 Histéresis en la curva característica.

En la Figura 28 se observa el fenómeno de histéresis en la curva característica; es decir, el suelo presenta dos diferentes potenciales de agua (succión) para un mismo contenido volumétrico de agua o viceversa dependiendo de si el camino que se ha seguido para su elaboración, es de humedecimiento o secado.

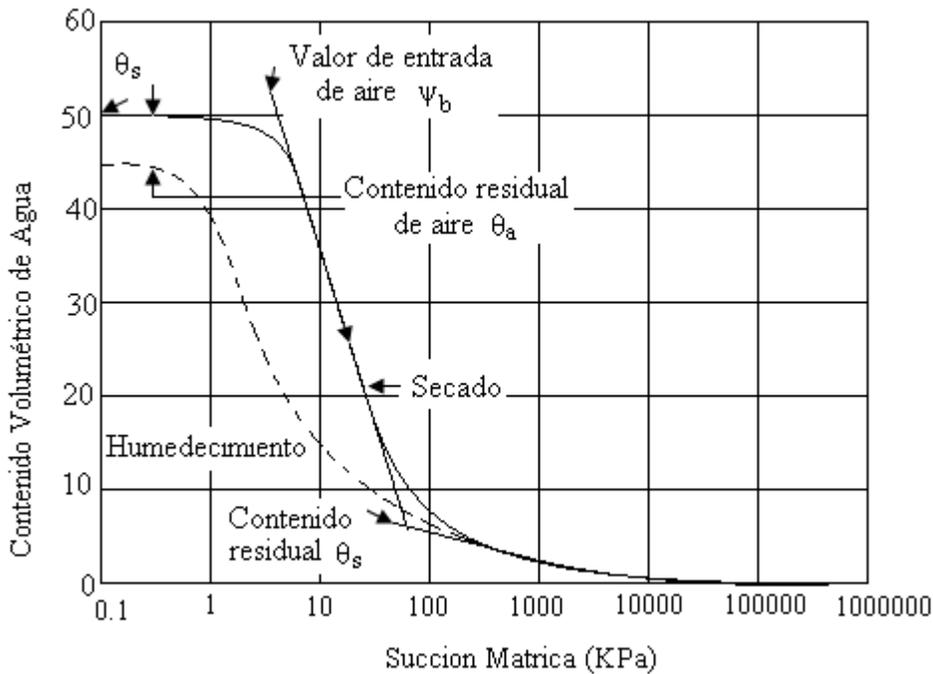


Figura 28. Curva característica (Fredlund y Xing, 1994).

Cuando el suelo sufre un humedecimiento, el agua avanza por los poros del suelo con un radio de curvatura R_1 mayor al radio de curvatura R_2 que se produce en un proceso de secado donde el agua retrocede. Lo anterior genera que para un mismo contenido de agua se tengan dos diferentes potenciales mátricos de agua.

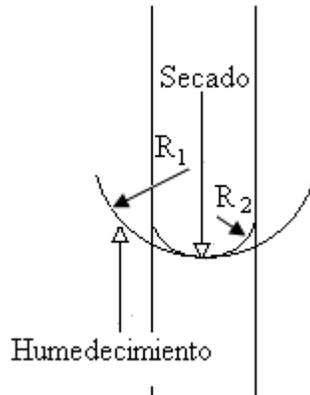


Figura 29. Proceso de secado y humedecimiento (Gallegos, 2002).

De tal manera que para un mismo contenido volumétrico de agua la succión mátrica será menor en una curva obtenida por humedecimiento que el obtenido por secado.

6.9 Infiltración.

La infiltración es el movimiento del agua de la superficie hacia el interior del suelo. Del agua infiltrada se proveen casi todas las plantas terrestres y muchos animales; alimenta al agua subterránea y a la vez a la mayoría de las corrientes en el período de estiaje; reduce las inundaciones y la erosión del suelo. En el proceso de infiltración se pueden distinguir tres fases:

a) Intercambio. Se presenta en la parte superior del suelo, donde el agua puede retornar a la atmósfera por medio de la evaporación debido al movimiento capilar o por medio de la transpiración de las plantas;

b) Transmisión. Ocurre cuando la acción de la gravedad supera a la de la capilaridad y obliga al agua a deslizarse verticalmente hasta encontrar una capa impermeable;

c) Circulación. Se presenta cuando el agua se acumula en el subsuelo debido a la presencia de una capa impermeable y empieza a circular por la acción de la gravedad, obedeciendo las leyes del escurrimiento subterráneo.

6.9.1 Capacidad de infiltración.

Es la cantidad máxima de agua que un suelo puede absorber por unidad de superficie horizontal y por unidad de tiempo. Se mide por la altura de agua que se infiltra, expresada en mm/hora. La capacidad de infiltración disminuye hasta alcanzar un valor casi constante a medida que la precipitación se prolonga, y es entonces cuando empieza el escurrimiento. A la lluvia que es superior a la capacidad de infiltración se le denomina *lluvia neta* (es la que escurre). A la lluvia que cae en el tiempo en que hay lluvia neta se le llama *lluvia eficaz*, por lo tanto, la lluvia neta equivale a la lluvia eficaz.

6.9.2 Factores que intervienen en la capacidad de infiltración.

A. Tipo de suelo. Entre mayor sea la porosidad, el tamaño de las partículas y el estado de fisuramiento del suelo, mayor será la capacidad de infiltración.

B. Grado de humedad del suelo. La infiltración varía en proporción inversa a la humedad del suelo (Hawke et al., 2006), es decir, un suelo húmedo presenta menor capacidad de infiltración que un suelo seco.

C. Presencia de sustancias coloidales. Casi todos los suelos contienen coloides. La hidratación de los coloides aumenta su tamaño y reduce el espacio para la infiltración del agua.

D. Acción de la precipitación sobre el suelo. El agua de lluvia al chocar con el suelo facilita la compactación de su superficie disminuyendo la capacidad de

infiltración; por otra parte, el agua transporta materiales finos que tienden a disminuir la porosidad de la superficie del suelo, humedece la superficie, saturando los horizontes más próximos a la misma, lo que aumenta la resistencia a la penetración del agua y actúa sobre las partículas de sustancias coloidales que, como se dijo, reducen la dimensión de los espacios intergranulares. La intensidad de esta acción varía con la granulometría de los suelos, y la presencia de vegetación la atenúa o elimina.

E. Cubierta vegetal. Con una cubierta vegetal natural aumenta la capacidad de infiltración y en caso de terreno cultivado, depende del tratamiento que se le dé al suelo. La cubierta vegetal densa favorece la infiltración y dificulta el escurrimiento superficial del agua. Una vez que la lluvia cesa, la humedad del suelo es retirada a través de las raíces, aumentando la capacidad de infiltración para próximas precipitaciones.

F) Acción del hombre y de los animales. El suelo virgen tiene una estructura favorable para la infiltración, alto contenido de materia orgánica y mayor tamaño de los poros. Si el uso de la tierra tiene buen manejo y se aproxima a las condiciones citadas, se favorecerá el proceso de la infiltración, en caso contrario, cuando la tierra está sometida a un uso intensivo por animales o sujeto al paso constante de vehículos, la superficie se compacta y se vuelve impermeable.

G) Temperatura. Las temperaturas bajas dificultan la infiltración.

6.9.3 Medida de la infiltración.

La determinación de la infiltración se puede hacer empleando lisímetros o parcelas de ensayo, de manera análoga a la medida de la evaporación y de la evapotranspiración desde el suelo. Sin embargo, es normal hacer estas determinaciones *in situ*. El dispositivo que se emplea es muy sencillo, es el infiltrómetro.

7. MATERIALES Y MÉTODOS

Para llevar a cabo esta investigación se consideró a dos taludes de diferente tipo de suelo (arcilla y limo), así como distintas características litológicas, geométricas y mecánicas. Además se encuentran ubicados en diferentes zonas climáticas. Todo esto con la finalidad de demostrar que el efecto del humedecimiento fue la causa principal para que ocurrieran estas fallas. Así se eligieron los taludes ubicados en el km 240+000 de la autopista Cuernavaca – Acapulco (Edo. de Guerrero) y en la comunidad San Juan de Grijalva, municipio de Ostucán (Edo. de Chiapas).

Con la identificación de los taludes a estudiar, así como su localización, se aplicó la siguiente metodología:

- a) Obtener la geometría de los diferentes taludes.
- b) Obtener los registros de lluvias de la zona.
- c) Elaboración de un plan de muestro, así como un plan de ensayos de muestras.
- d) Visita a los sitios y obtener muestras inalteradas de los taludes.
- e) Ensayes en el laboratorio de mecánica de suelos de la Universidad Autónoma de Querétaro (UAQ).
- f) Obtención de parámetros de resistencia.
- g) Análisis de la estabilidad el talud con diferentes grados de saturación, con el software GEO-SLOPE (1995).
- h) Modelación del flujo del agua en el cuerpo del talud, con el programa PLAXFLOW (2003).

El desarrollo de la investigación se presenta a continuación.

7.1 Km. 240+000 de la autopista Cuernavaca – Acapulco (Edo. de Guerrero).

La situación actual de la 'Autopista del Sol' es que una gran cantidad de sus taludes están siendo afectados por el agua de lluvia provocando su erosión o inestabilidad y la consecuente invasión de materiales en los carriles de circulación.

El tipo de clima de esta zona es semiseco cálido a muy cálido, la temporada de lluvias aparece normalmente de mayo a octubre con una precipitación media anual de 1,650 milímetros (IMT, 2006).

Las rocas que componen los taludes de esta zona son generalmente muy permeables, es decir, permiten fácilmente el paso del agua, esta condición tiene sus ventajas y sus desventajas. La ventaja es que permiten la infiltración de aguas meteóricas a los mantos freáticos y zonas de recarga pero la gran desventaja para este caso es que esa infiltración afecta al material de los taludes. Por otra parte, la cantidad de agua que corre sobre la superficie de los taludes provoca su erosión (tubificación) y en algunos casos puede generar presiones de agua positiva.

El talud estudiado está ubicado en el kilómetro 240+000 de la autopista Cuernavaca-Acapulco (Figura 30). En este sitio se realizó la extracción de tres muestras inalteradas representativas del suelo que conforma el cuerpo del talud a una profundidad de 1 metro. De este material se obtuvieron sus propiedades índice, peso específico de sólidos, relación de vacíos, contenido de agua, grado de saturación, conductividad hidráulica, granulometría por vía seca y húmeda, esfuerzo de preconsolidación (Manual de prácticas de Laboratorio de Mecánica de suelos I., 2004) y parámetros de resistencias (ϕ , ángulo de fricción, c , cohesión) mediante pruebas triaxiales realizadas en el laboratorio de Mecánica de Suelos de la Universidad Autónoma de Querétaro (ver anexo 1). También, se obtuvo la geometría del talud antes del deslizamiento, con información proporcionada por el Instituto Mexicano del Transporte (IMT) y la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT). Una vez que

se obtuvieron las propiedades mecánicas e hidráulicas del material, se realizó una modelación del comportamiento mecánico del talud antes y durante el periodo de lluvias utilizando dos programas de cómputo especializados. El primero para simular el flujo de agua en suelos no saturados (PlaxFlow, 2003) y el segundo en el análisis de la estabilidad de taludes (Geo-Slope, 1995). Las características del suelo analizado aparecen en la tabla 6.

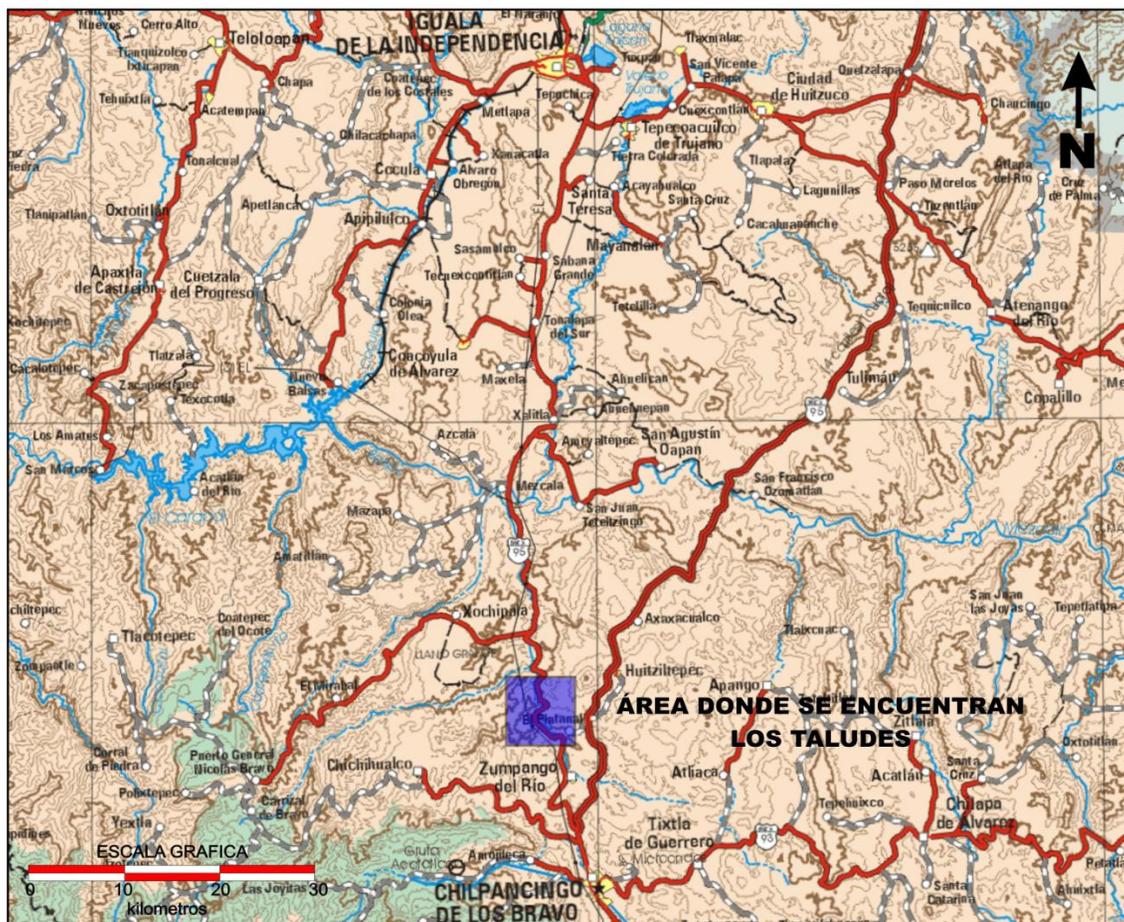


Figura 30. Localización de la zona de estudio (Edo. de Guerrero).
Fuente: Instituto Mexicano del Transporte (IMT), 2006.



Figura. 31. Talud en estudio (Edo. de Guerrero).
Fuente: Instituto Mexicano del Transporte (IMT), 2006.

7.1.1 Propiedades del suelo.

Tabla 6. Propiedades del suelo.

L.L. (%)	144	L.P. (%)	46	I.P.(%)	97	SUCCS	CH
γ_m (kN/m ³)	14.51	Ss	2.58	e	1.51	W (%)	44.10
Gw (%)	75.49	Ks (cm/s)	5.69E-07	Pc (kN/m ²)	189.3		

Simbología: L.L., limite líquido, L.P., limite plástico, I.P., índice de plasticidad, SUCCS, Sistema Unificado de Clasificación de suelos, (CH) arcilla de alta compresibilidad, Ss, Peso específico relativo de sólidos, γ_m , Peso específico de la masa de suelo (kN/m³), e, Relación de vacíos, W (%) humedad natural, Gw (%) Grado de saturación natural, Ks, conductividad hidráulica (cm/seg), Pc, carga de preconsolidación, (kN/m²).

7.1.2 Granulometría del material.

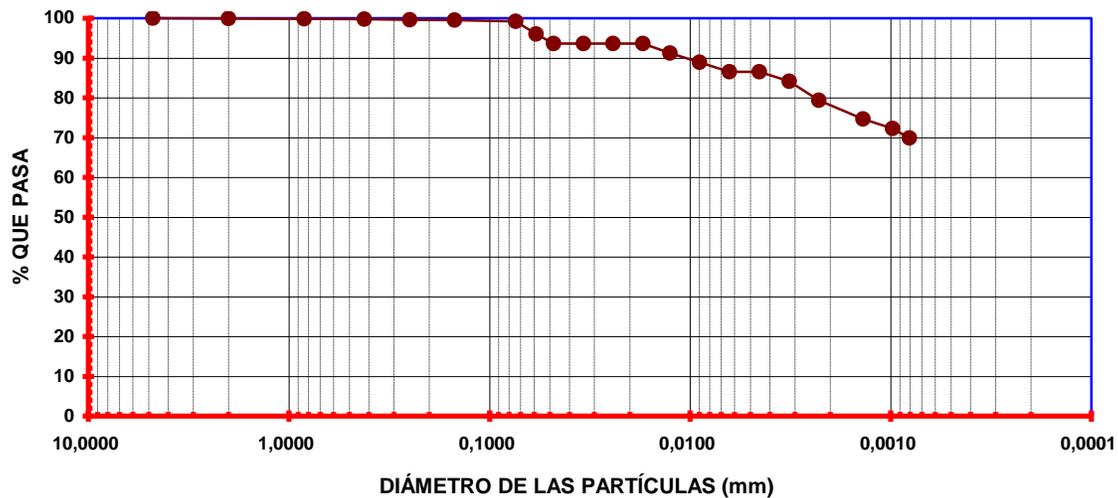


Figura 32. Granulometría vía humedad.

7.1.3 Curva característica en humedecimiento y secado.

La conductividad hidráulica en un suelo no saturado no es una constante, sino que es una función de la succión. Por lo tanto, primero es necesario determinar la relación entre succión y grado de saturación. A esta relación se le denomina curva de retención (Jaehong *et al.*, 2004). A su vez, de esta curva se puede obtener la conductividad hidráulica del material en función de la succión, ya que la curva de retención puede proporcionar una estimación de la distribución de los tamaños de poros del suelo (Pires *et al.*, 2008). La curva de retención se obtuvo por el método del papel filtro. Para ello primeramente se realizó la calibración del papel, cuyos resultados se muestran en la Figura 33. El papel utilizado fue marca Schleicher and Shuell, número 589 y se calibró de acuerdo al siguiente procedimiento (anexo 3): se prepararon soluciones de agua destilada con diferentes concentraciones de sal lo cual proporciona una succión conocida. Dichas soluciones se colocaron dentro del contenedor de vidrio. Además se colocaron dos papeles filtro inmediatamente por encima de la solución colocándolas sobre una canastilla de alambre. Se selló el contenedor herméticamente. Después se colocó el contenedor en una caja aislada térmicamente y se introdujo en un cuarto de temperatura controlada en donde se permitió el equilibrio de la humedad relativa entre el papel y la solución por espacio de 7 días. Una vez terminado el periodo

de equilibrio, se determinó la humedad de los papeles filtro y se graficaron los datos obtenidos según el procedimiento descrito por la norma ASTM D 5298-94 (1994). Con esta calibración es posible determinar la succión de muestras de suelo con distintos grados de saturación, para lo cual basta con realizar sobre la muestras el mismo procedimiento de la calibración del papel filtro y utilizar la gráfica de calibración (Figura 33). Con este procedimiento se obtuvo la curva de retención en humedecimiento y secado (Figura 34).

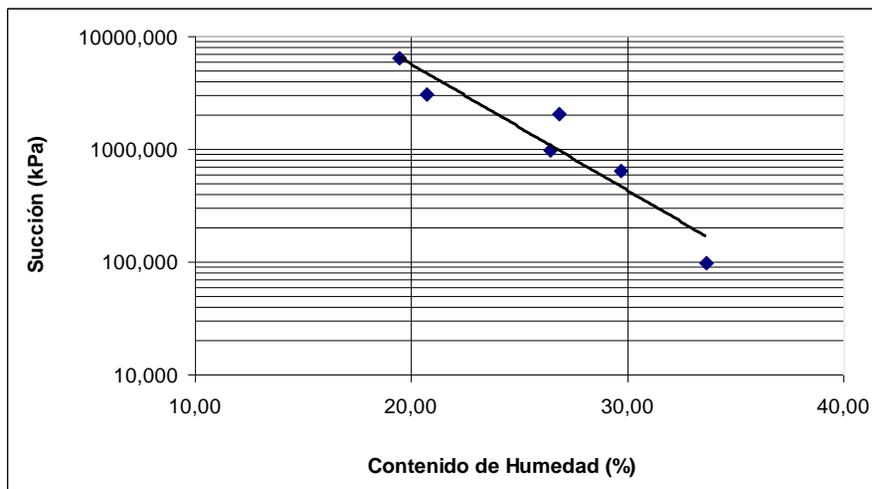


Figura 33. Curva de calibración (succión vs contenido de humedad).

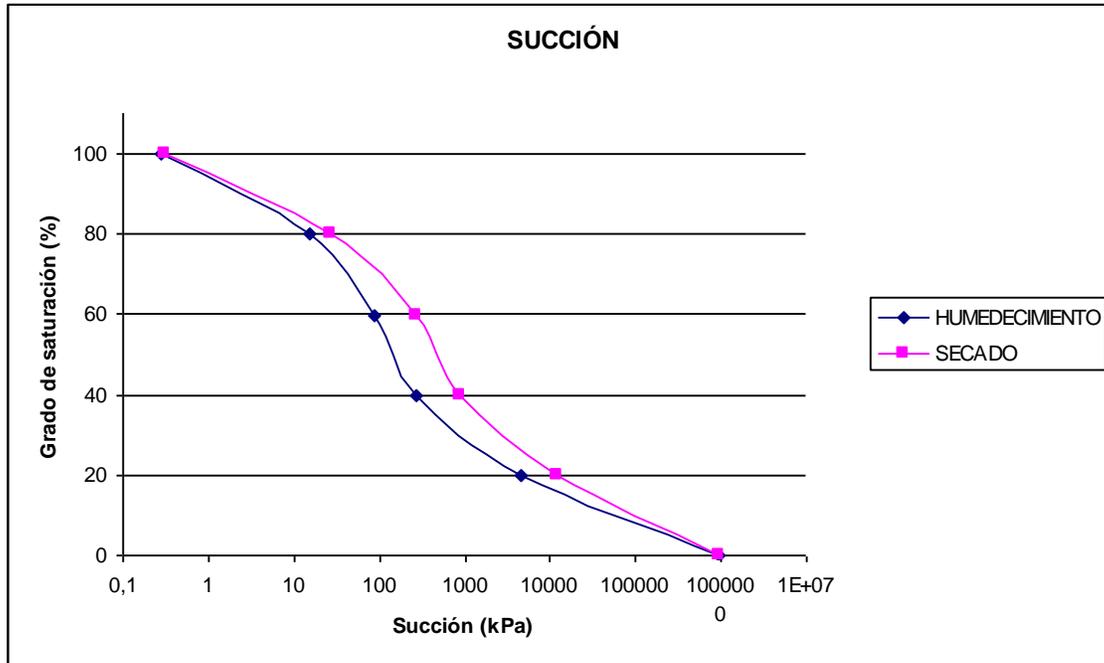


Figura 34. Curva característica del suelo en rama húmeda y rama seca.

7.1.4 Ensayes triaxiales.

Se realizaron 3 ensayos triaxiales consolidados-drenados sobre muestras saturadas de 3.5 cm de diámetro y 8 cm de alto. Se le aplicaron esfuerzos confinantes de 49.03 kPa, 98.07 kPa y 147.10 kPa. El drenaje de la cámara permaneció abierto y se aplicó una velocidad de deformación de 0.01mm/min, tomándose lecturas de carga y deformación, hasta la ruptura de la muestra (Juárez et al., 1998). Con estas lecturas se elaboraron los círculos de Mohr para determinar del ángulo de fricción interna del suelo (ϕ) como se muestran en la Figura 35. El proceso de saturación fue el siguiente: cada probeta con un grado de saturación natural de (75.49%) se colocó en la cámara triaxial, para posteriormente someterla a flujo de agua desde la base hacia la parte superior, una vez alcanzado el flujo se le dejó 2 días con flujo continuo, terminado este periodo se invirtió la dirección del flujo y alcanzado éste, se le dejó 2 días con flujo continuo. Al final de este proceso se le dejó 2 días en reposo para su posterior ensayo.

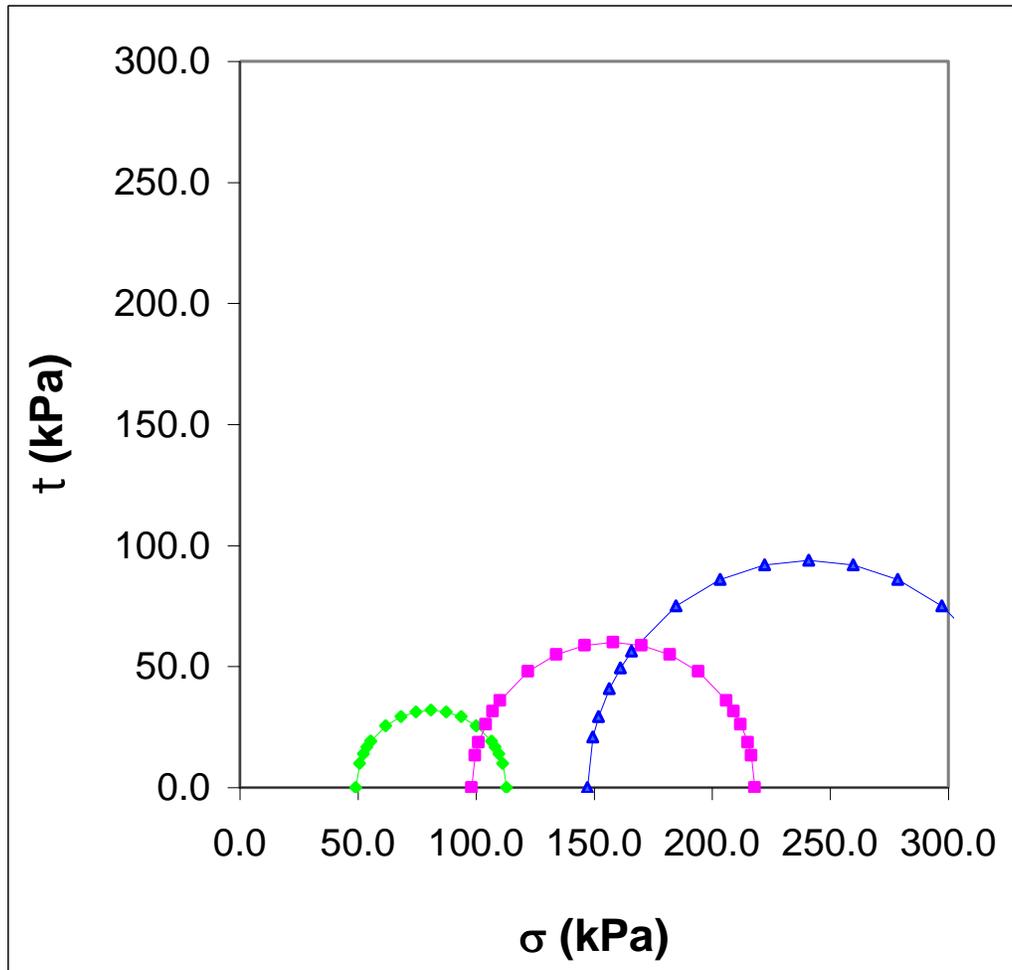


Figura 35. Resultados de los ensayos triaxiales saturados (98.38%).

c = cohesión, kPa,
 ϕ = Ángulo de fricción interna,
 τ = Esfuerzo cortante, kPa,
 σ = Esfuerzo normal, kPa.

De la misma manera, se realizaron ensayos triaxiales consolidados-drenados a diferentes grados de saturación y con un confinante de 147.10 kPa, los diferentes grados de saturación se obtuvieron partiendo de un estado totalmente seco, es decir, con un proceso de humedecimiento (Figura 36), de manera similar se realizaron ensayos partiendo de un estado saturado, es decir con un proceso de secado (Figura 37), con las lecturas tomadas se construyeron los respectivos círculos de Mohr para humedecimiento (Figura 38) y secado (Figura 39) y tomando el ángulo de fricción interna encontrado con los ensayos saturados (Figura 35) como constante (Alonso et al., 1990, Crutchley et al., 2007, Estabragh et al., 2008, Fredlund et al., 1985,

Kayadelen et al., 2007, Prashant et al., 2005, Prakasha et al., 2005, Thamer et al., 2006) y haciéndolo tangente a cada uno de los círculos, se pudo determinar la succión existente para cada grado de saturación, tanto en secado como en humedecimiento. Trabajos realizados por Fredlund (1985) demostraron que el ángulo de fricción interna se mantiene constante en el estado saturado y en el estado no saturado, ya que éste es un parámetro físico del suelo, de tal manera que el efecto de la succión puede ser claramente cuantificado a través del parámetro ϕ^b , el cual es el ángulo que se forma al relacionar la succión y la cohesión. En los casos en los que ϕ_b sea muy pequeño o muy difícil de medir puede tomarse el mismo valor del ángulo de fricción interna, dicho parámetro se mostrará más adelante en este mismo capítulo.

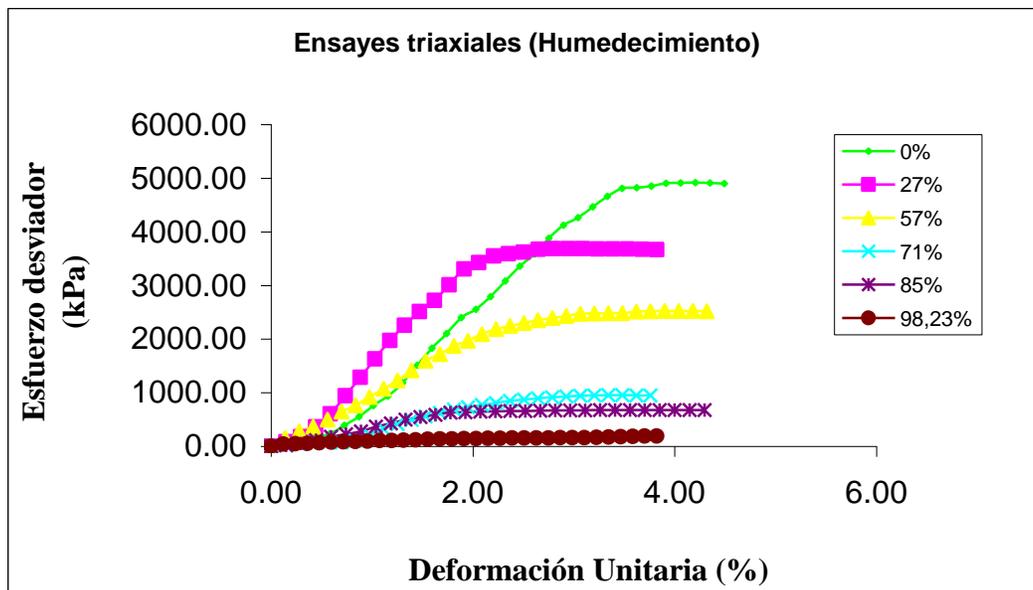


Figura 36. Esfuerzo desviador vs deformación unitaria, ensayos triaxiales con diferentes grados de saturación en humedecimiento.

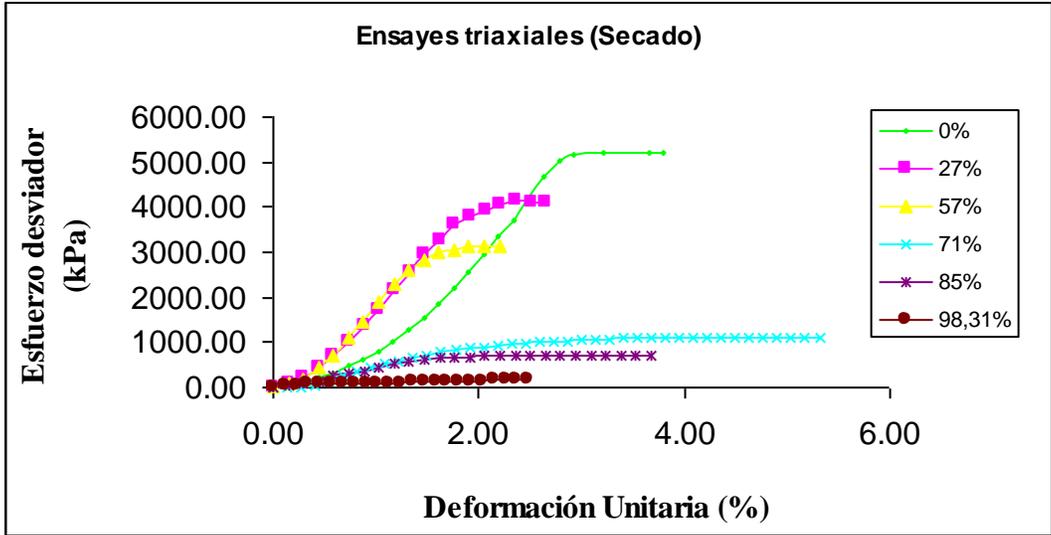


Figura 37. Esfuerzo desviador vs deformación unitaria, ensayos triaxiales con diferentes grados de saturación en seco.

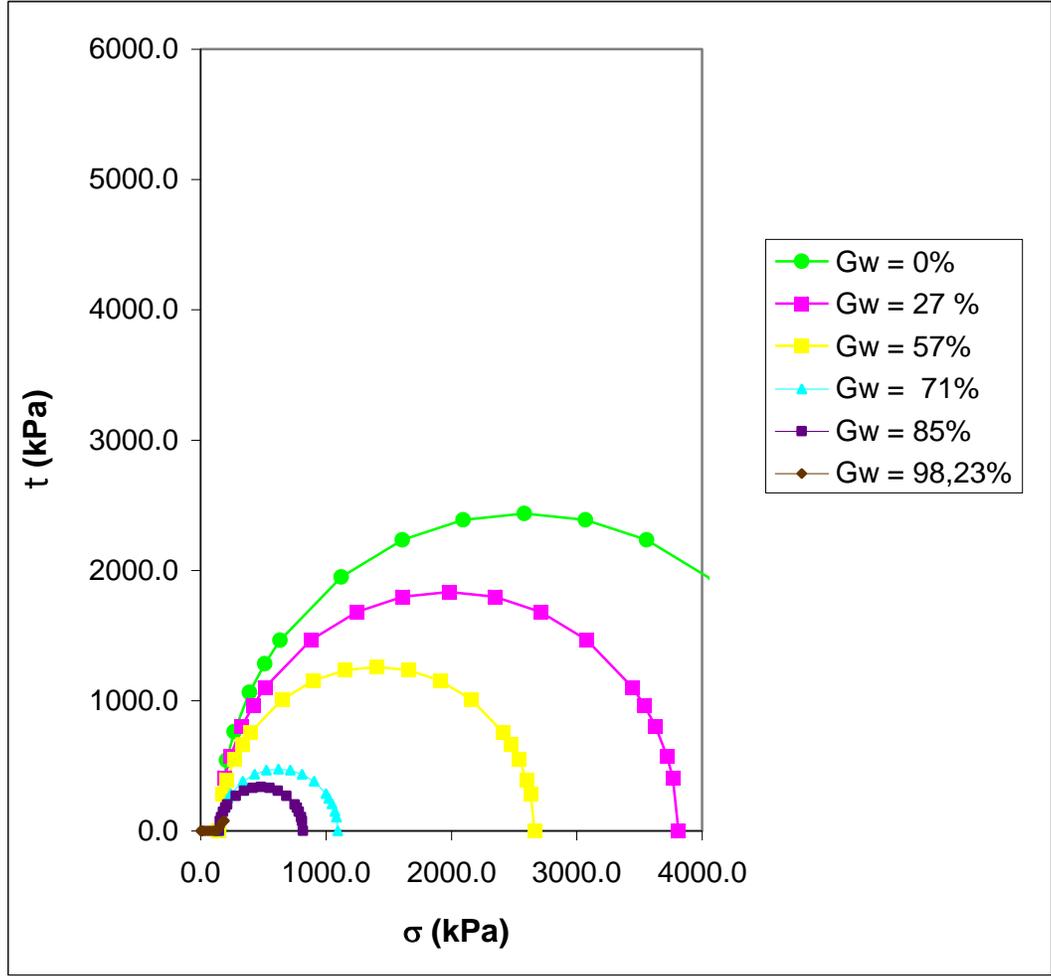


Figura 38. Círculos de Mohr de ensayos triaxiales a diferentes grados de saturación en humedecimiento, con un mismo confinante (147.10 kPa).

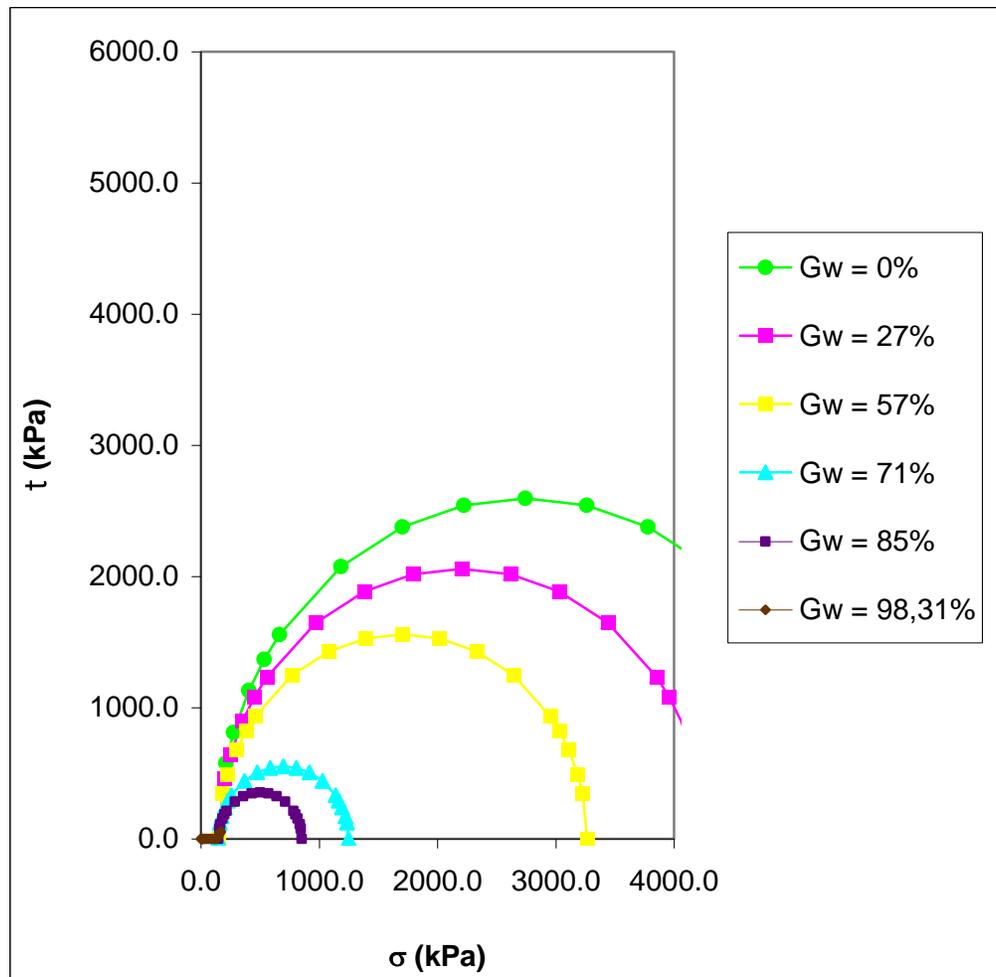


Figura 39. Círculos de Mohr de ensayos triaxiales a diferentes grados de saturación en Secado, con un mismo confinante (147.10 kPa).

Para el proceso de humedecimiento las probetas se dejaron dos días a una temperatura constante de 24° C en la cámara de temperatura constante, seguidos de otros dos días a temperatura ambiente, esto para que el proceso de secado fuera lento, ya que un secado más rápido producía fallas y desprendimiento de material de las probetas. Una vez concluido el periodo a temperatura ambiente, las probetas permanecieron dos días a 50° C en el horno, seguidos de un día a 100° C, hasta un peso constante.

Con las probetas secas, se inició el proceso de humedecimiento, el cual debió de ser igualmente lento. Con los datos de pesos y volúmenes de cada probeta se pudo determinar que cantidad de agua era necesaria agregarles para alcanzar un grado de saturación determinado. Así salidas del horno a 100° C las probetas se dejaron dos días en la cámara de temperatura constante, para comenzar a ganar humedad, seguidos de dos días a temperatura ambiente, terminado este proceso, en un recipiente con un tirante de 1.5 cm de altura de agua se colocaron las probetas en una malla numero 40, sin que éstas tocaran el agua, después se taparon con una charola redonda de 30 cm de diámetro, esto con el fin de que las probetas adquirieran humedad (Figura 40). Durante toda la fase de humedecimiento se monitoreó el peso de cada probeta hasta que adquiriera el peso deseado. Con los procedimientos anteriores se alcanzó un peso de probeta equivalente a un grado de saturación de 68% como máximo, por lo que para llegar a grados mayores (85%) se utilizó un atomizador, con el que se le proporcionó a manera de un rocío fino y uniforme la cantidad de agua que le faltaba para alcanzar el peso requerido. Una vez que cada probeta alcanzaba el peso deseado, se le introducía en un recipiente sellado herméticamente y se le dejaba 7 días para que la humedad se homogenizara (ASTM D5298-94, 1994), después de los cuales se ensayaba la probeta. La norma ASTM D5298-94 para la prueba de succión, menciona que un periodo de 7 días es suficiente para alcanzar la homogenización de la humedad de una probeta dentro de un recipiente herméticamente cerrado y según los resultados obtenidos en la tesis de grado en la maestría en ciencias de la Dra. Lori Ann MacDowell (2004), en la Universidad de Tennessee, Knoxville se comprobó que este periodo de tiempo es suficiente para tal fin, pero aún así, se realizó una prueba para comparar la distribución de la humedad a 7 días con respecto a la humedad a 14 días, con lo que se confirmaron los resultados de la Dra. MacDowell de que la distribución de la humedad alcanzada a 7 días es prácticamente igual que a 14 días, ya que la variación de la humedad es muy pequeña. Los resultados se muestran en el anexo 1-I.

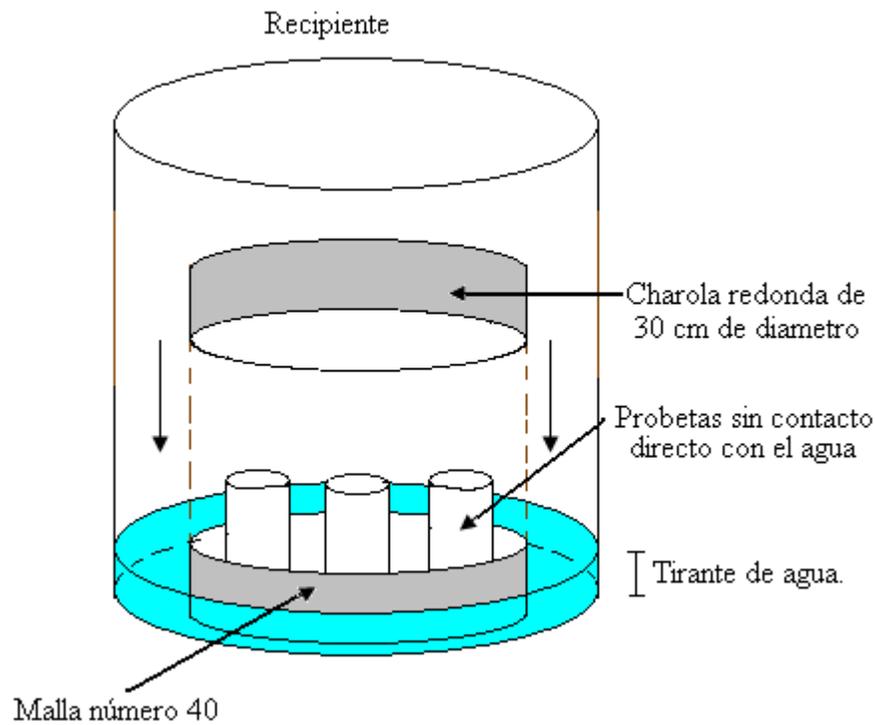


Figura 40. Humedecimiento de probetas.

El proceso de secado se realizó al inverso del proceso de humedecimiento, es decir tomando las muestras con las humedades naturales y con ayuda de datos de volúmenes y pesos, se aproximaron lo más posible a la saturación (98%), dejándolas en reposo 7 días, para después someterlas a dos días en la cámara de temperatura constante, para comenzar la pérdida de humedad, seguidas de 2 días a temperatura ambiente, posteriormente se les introdujo al horno con una temperatura de 50° C y finalmente para la probeta que se requería al 0% de grado de saturación se le introdujo al horno con 100° C de temperatura hasta un peso constante. Durante todo el proceso de secado se monitoreó el peso de cada probeta, para llegado el momento en que cada una de ellas alcanzara el peso con el cual se lograba determinado grado de saturación, se le introdujera en un recipiente herméticamente cerrado para cumplir el periodo de 7 días de homogenización de la humedad.

Mediante la relación de la succión con las cohesiones encontradas para diferentes grados de saturación en humedecimiento que se obtuvieron con la ayuda de la Figura 38, se pudo encontrar el ángulo ϕ^b (Figura 41), que es el parámetro a través del cual el efecto de la succión se muestra claramente (Fredlund et al., 1985).

Las distintas pendientes en el gráfico se deben a que la succión a distintos grados de saturación se obtuvo en distintas probetas labradas.

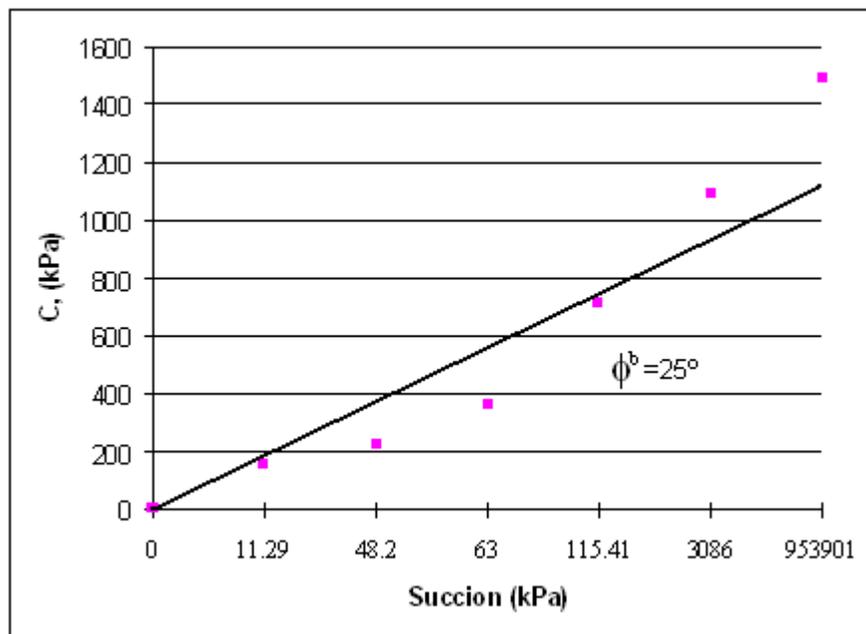


Figura 41. Obtención de ϕ^b .

7.1.5 Datos de precipitación.

Se obtuvieron datos de precipitación pluvial de la zona (CONAGUA, 2008), con la finalidad de realizar la modelación del flujo de agua en el cuerpo del talud, dichos datos se muestran en la Figura 42 y en forma de tablas de mm/día en el anexo 1-J.

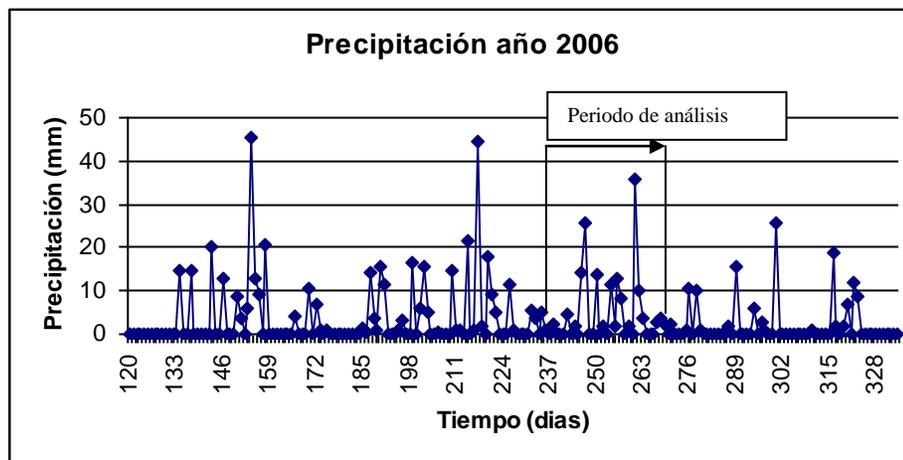


Figura 42. Precipitación pluvial en la zona de estudio.
 Nota: los días que no se muestran en la Figura no tuvieron precipitación.

7.2 Comunidad San Juan de Grijalva, Ostuacán (Edo. de Chiapas).

El municipio de Ostuacán se localiza en los límites de las Montañas del Norte y de la Llanura Costera del Golfo, predominando el relieve montañoso. Sus coordenadas son 17° 24' N y 93° 20' W. Su hidrología está representada por el río Mezcalapa o Grijalva, y su afluente Ostuacán o Sayula y los arroyos Alapac, San José, Cambac, Copanó, Agua Tibia, Shuxpac, Muxpac, Laja, Maspac, Catedral, Amacoite, Sangre, Tanchichal. El clima es cálido húmedo con lluvias todo el año, con una precipitación media anual de 1968.9 mm (CONAGUA, 2008), situándose junto con Tabasco y el sur de Veracruz como las zonas con mayor precipitación en la República Mexicana.

En el mes de octubre se registró un incremento de precipitaciones en las Regiones Norte, Selva y Centro por la presencia del Frente Frío No. 4 y el reforzamiento de la masa de aire polar interactuando con la Tormenta Tropical “Noel” en el Mar Caribe (2ª Reunión de Evaluación, Lic. Felipe Calderón Hinojosa. 2007).

El día domingo 04 de noviembre a las 20:32 horas, en la comunidad San Juan del Grijalva, 2ª Sección, de Ostuacán, ocurrió un deslizamiento de terreno, que generó un alud de suelo de aproximadamente 170 mil toneladas, las cuales al precipitarse sobre el cauce del río Grijalva, provocaron una ola de aproximadamente 50 metros de altura y 5 kilómetros de extensión, matando a por lo menos 10 personas, inundando y destruyendo viviendas en la localidad y obstruyendo el cauce pluvial (2ª Reunión de Evaluación, Lic. Felipe Calderón Hinojosa. 2007).

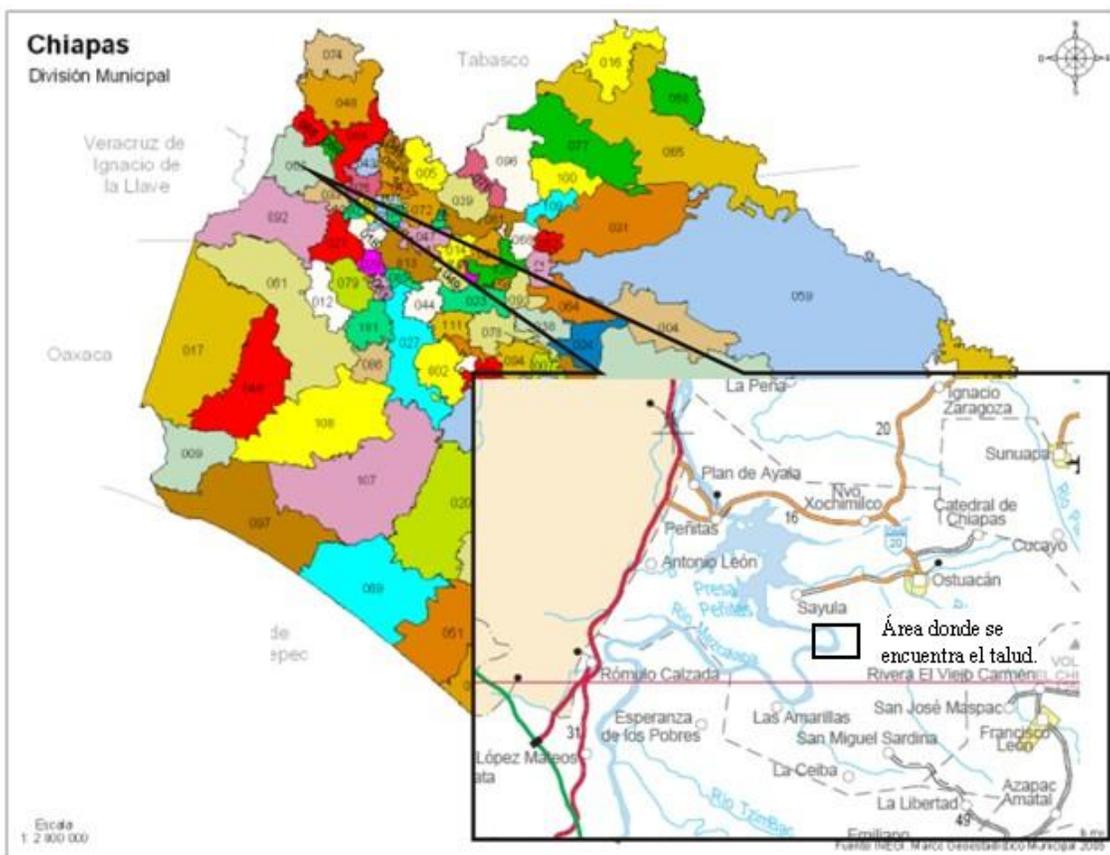
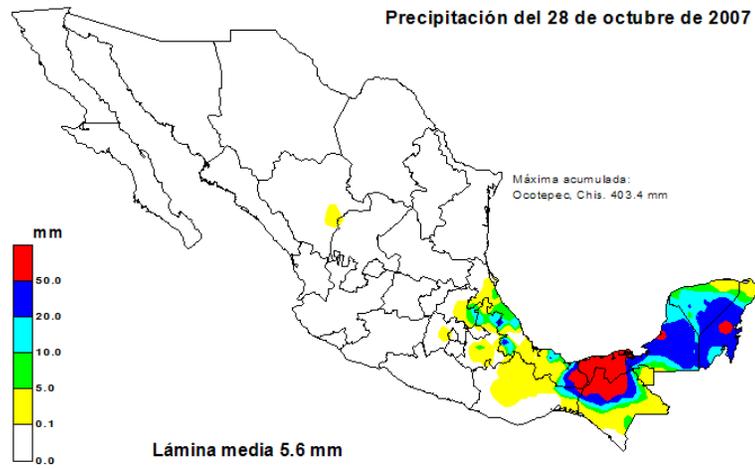


Figura 43. Localización de la zona de estudio (Edo. de Chiapas).

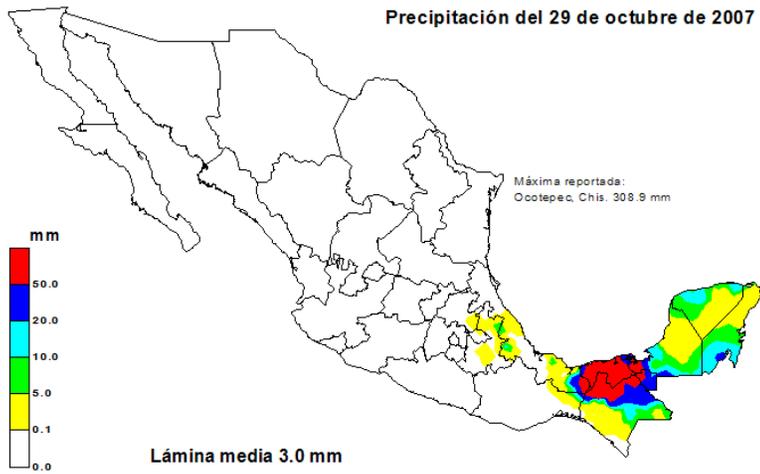


Figura 44. Talud en estudio (Edo. Chiapas).
FUENTE: Comisión Federal de Electricidad (CFE), 2008.

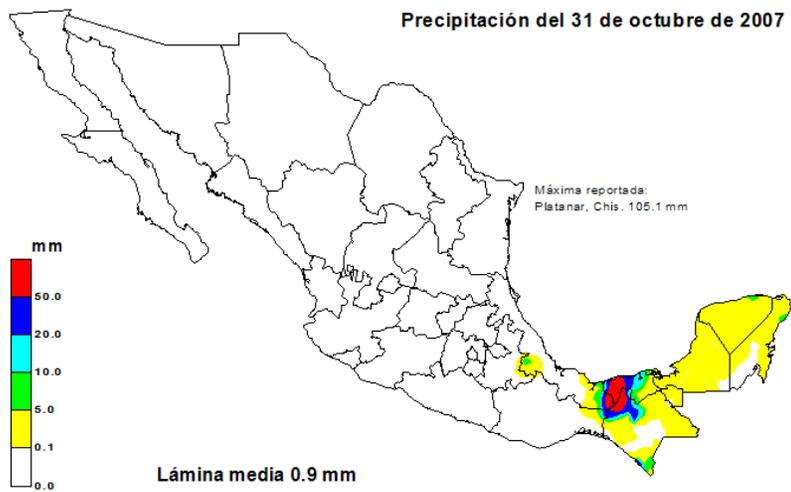
Chiapas tiene una superficie territorial de 75,800 kilómetros cuadrados, lo que representa el 3.7 % del territorio Nacional. Con los fenómenos ocurridos en el 2007, la superficie afectada en la entidad es de 27,500 kilómetros cuadrados lo que representa 36.4%.



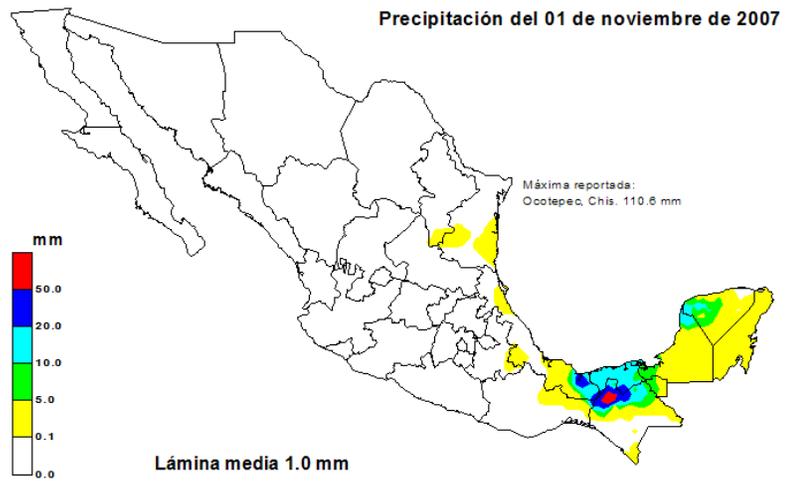
(a)



(b)



(c)



(d)



(e)

Figura 45. Precipitaciones máximas del 28 (a), 29 (b), 31 de octubre (c), 1(d), 4 de noviembre (e) de 2007 en la República Mexicana. (CONAGUA, 2008)



Figura 46. Efectos del frente frío No. 4 en Chipas, México.



Figura 47. Efectos del frente frío No. 4 en Villahermosa, Tabasco, México.

En este sitio, con las debidas medidas de seguridad propuestas por la Comisión Federal de Electricidad (CFE), se realizó la extracción de tres muestras inalteradas representativas del suelo que conforma el cuerpo del talud. De este material se obtuvieron sus propiedades índice, peso específico de sólidos, relación de vacíos, contenido de agua, grado de saturación, conductividad hidráulica, granulometría por vía seca y húmeda, esfuerzo de preconsolidación (Manual de prácticas de Laboratorio de Mecánica de suelos I., 2004) y parámetros de resistencias (ϕ , ángulo de fricción, c ,

cohesión) mediante pruebas triaxiales realizadas en el laboratorio de Mecánica de Suelos de la Universidad Autónoma de Querétaro (ver anexo 2). También, se obtuvo la geometría del talud antes del deslizamiento, con información proporcionada por la Comisión Federal de Electricidad (CFE). Una vez que se obtuvieron las propiedades mecánicas e hidráulicas del material, se realizó una modelación del comportamiento mecánico del talud antes y durante el periodo de lluvias utilizando dos programas de cómputo especializados. El primero para simular el flujo de agua en suelos no saturados (PlaxFlow, 2003) y el segundo en el análisis de la estabilidad de taludes (Geo-Slope, 1995). Las características del material empleado aparecen en la tabla 7.

7.2.1 Propiedades del suelo.

Tabla 7. Propiedades del suelo.

L.L. (%)	51	L.P. (%)	36	I.P.(%)	16	SUCCS	MH
γ_m	16.37	Ss	2.70	e	1.32	W (%)	41.9
Gw (%)	85.54	Ks	8.95E-05	Pc	435.49		

Simbología: L.L., limite líquido, L.P., limite plástico, I.P., índice de plasticidad, SUCCS, Sistema Unificado de Clasificación de suelos, (MH) limo de alta compresibilidad, Ss, Peso específico relativo de sólidos, γ_m , Peso específico de la masa de suelo (kN/m^3), e, Relación de vacíos, W (%) humedad natural, Gw (%) Grado de saturación natural, Ks, conductividad hidráulica (cm/seg), Pc, carga de preconsolidación, (kN/m^2).

7.2.2 Granulometría del material.

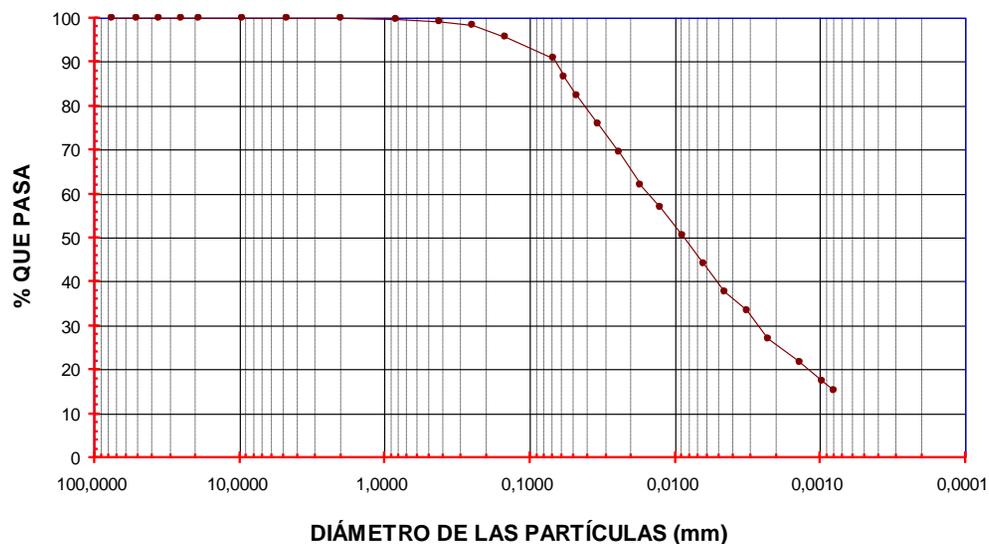


Figura 48. Granulometría vía humedad.

7.2.3 Curva Característica en humedecimiento y secado.

La curva característica se obtuvo según el procedimiento descrito en la sección 7.1.3.

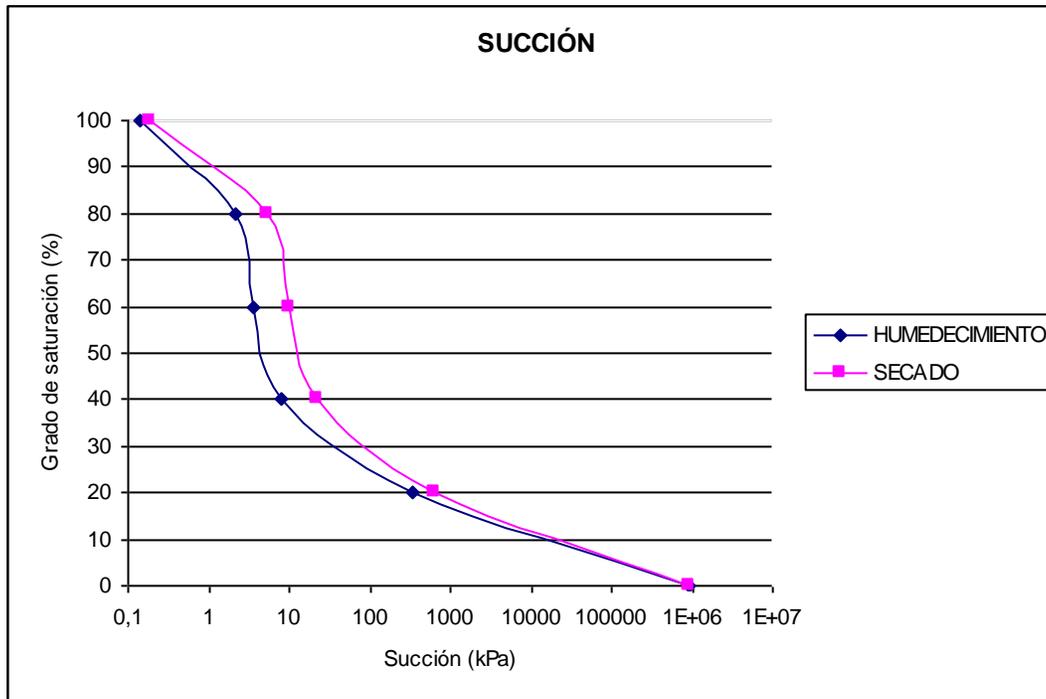


Figura 49. Curva característica del suelo en rama húmeda y rama seca

7.2.4 Ensayes triaxiales.

Se realizaron 3 ensayes triaxiales consolidados-drenados sobre muestras saturadas de 3.5 cm de diámetro y 8 cm de alto. Se le aplicaron esfuerzos confinantes de 49.03 kPa, 98.07 kPa y 147.10 kPa. El drenaje de la cámara permaneció abierto y se aplicó una velocidad de deformación de 0.01mm/min, tomándose lecturas de carga y deformación, hasta la ruptura de la muestra (Juárez *et al.*, 1998). Con estas lecturas se elaboraron los círculos de Mohr para determinar del ángulo de fricción interna del suelo (ϕ) como se muestran en la Figura 50.

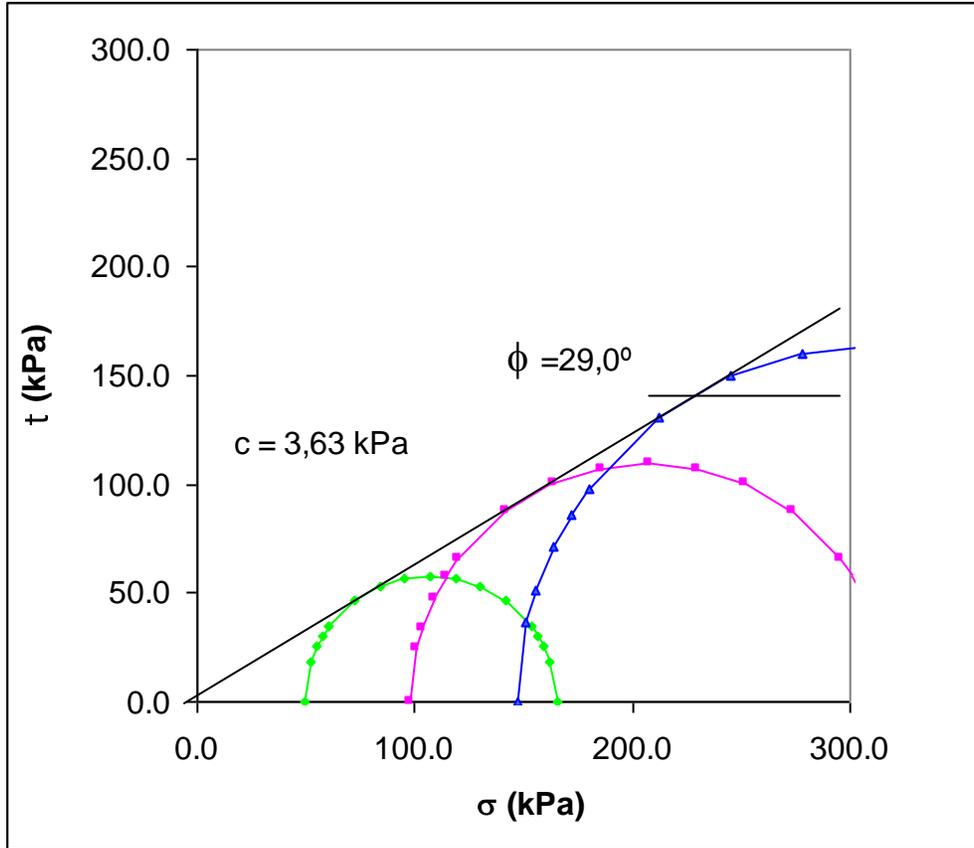


Figura 50. Resultados de los ensayos triaxiales saturados (98.95%).
 c = cohesión, kPa,
 ϕ = Ángulo de fricción interna,
 τ = Esfuerzo cortante, kPa,
 σ = Esfuerzo normal, kPa.

De la misma manera, se realizaron ensayos triaxiales consolidados-drenados a diferentes grados de saturación y con un confinante de 147.10 kPa, los diferentes grados de saturación se obtuvieron partiendo de un estado totalmente seco, es decir, con un proceso de humedecimiento (Figura 51), de manera similar se realizaron ensayos partiendo de un estado saturado, es decir con un proceso de secado (Figura 52), con las lecturas tomadas se construyeron los respectivos círculos de Mohr para humedecimiento (Figura 53) y secado (Figura 54) y tomando el ángulo de fricción interna encontrado con los ensayos saturados (Figura 50) como constante (Fredlund et al., 1985, Thamer et al., 2006, Prakasha et al., 2005, Estabragh et al., 2008, Kayadelen et al., 2007, Prashant et al., 2005, Crutchley et al., 2007) y haciéndolo

tangente a cada uno de los círculos, se pudo encontrar la cohesión para cada grado de saturación.

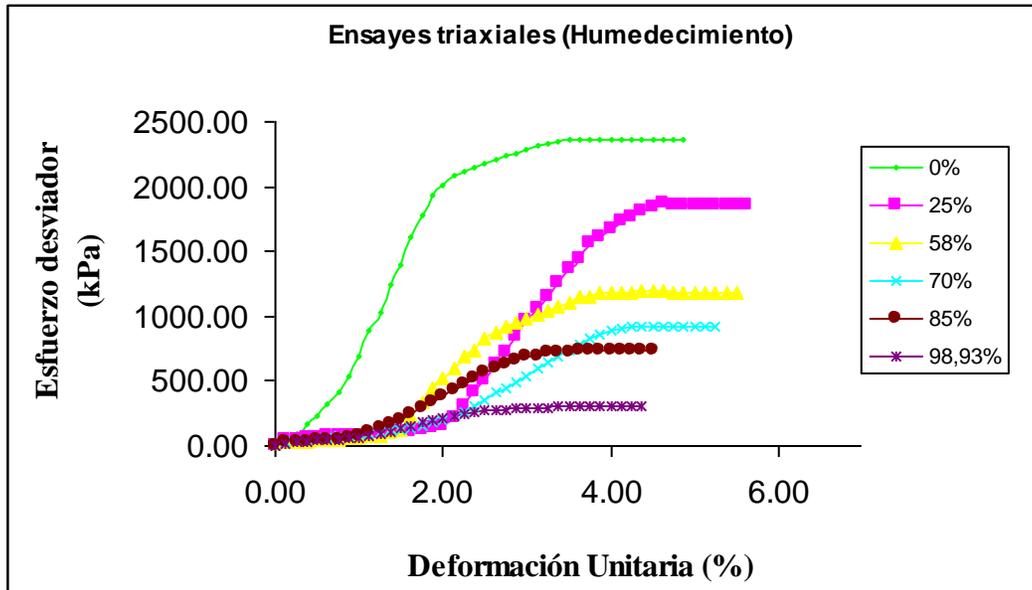


Figura 51. Esfuerzo desviador vs deformación unitaria, ensayos triaxiales con diferentes grados de saturación en humedecimiento.

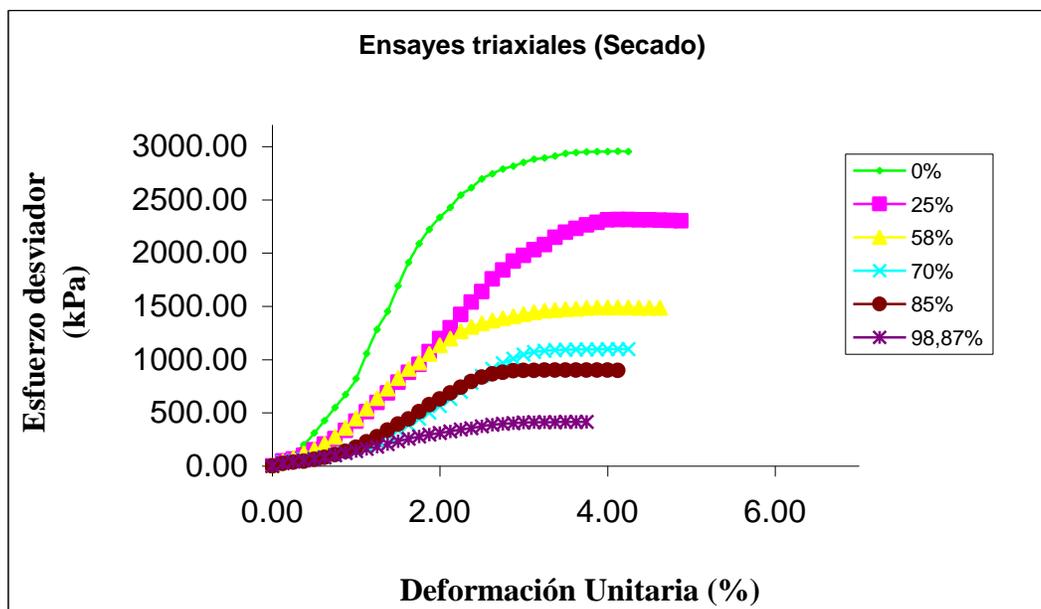


Figura 52. Esfuerzo desviador vs deformación unitaria, ensayos triaxiales con diferentes grados de saturación en secado.

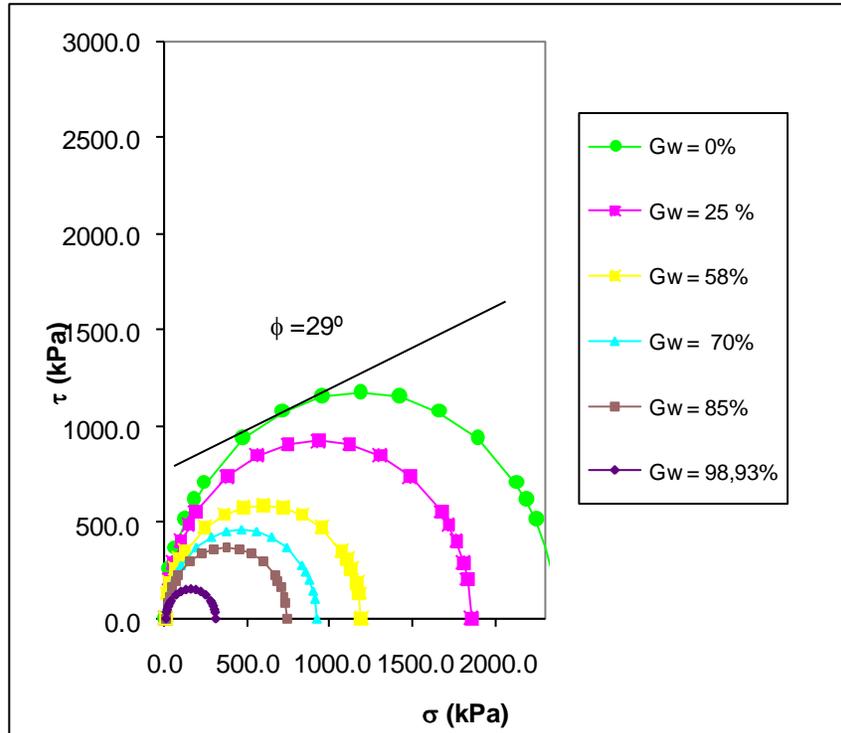


Figura 53. Círculos de Mohr de ensayos triaxiales a diferentes grados de saturación en humedecimiento, con un mismo confinante (147.10 kPa).

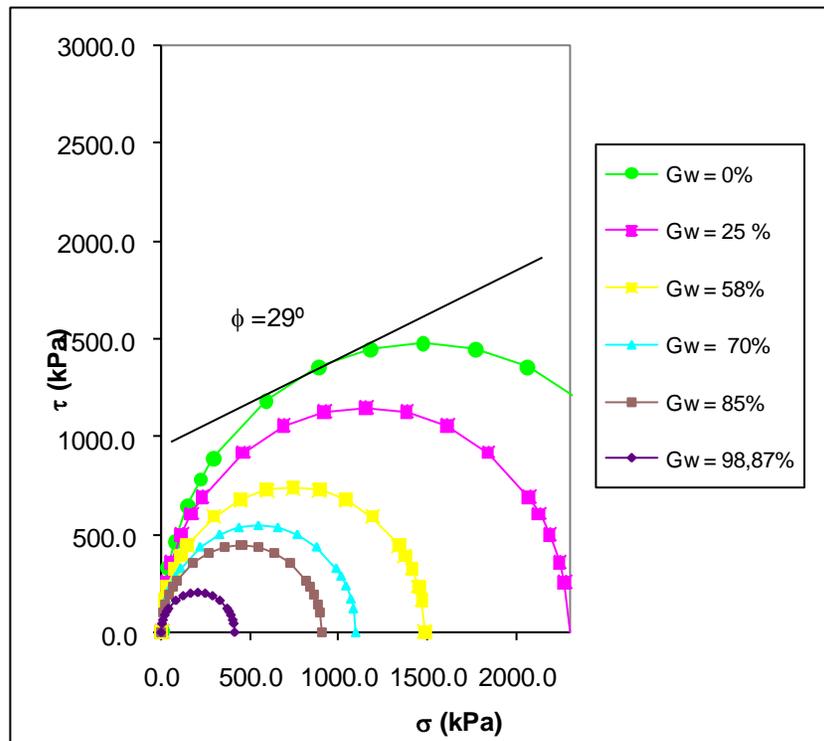


Figura 54. Círculos de Mohr de ensayos triaxiales a diferentes grados de saturación en Secado, con un mismo confinante (147.10 kPa).

El proceso de secado y humedecimiento que se utilizó fue el descrito en la sección 7.1.4.

Mediante la relación de la succión con las cohesiones encontradas para diferentes grados de saturación en humedecimiento que se obtuvieron con la ayuda de la Figura 53, se pudo encontrar el ángulo ϕ^b (Figura 55), que es el parámetro a través del cual el efecto de la succión se muestra claramente (Fredlund et al., 1985).

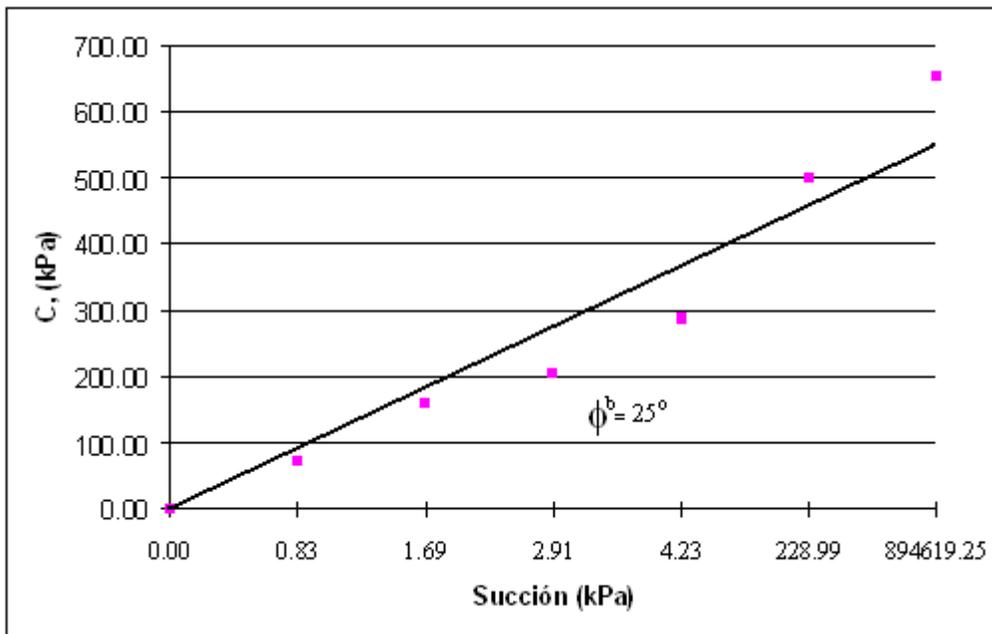


Figura 55. Obtención de ϕ^b .

Las distintas pendientes en el gráfico se deben a que la succión a distintos grados de saturación se obtuvo en distintas probetas labradas.

7.2.5 Datos de precipitación.

Se obtuvieron datos de precipitación pluvial de la zona (CONAGUA, 2008), con la finalidad de realizar la modelación del flujo de agua en el cuerpo del talud, dichos datos se muestran en la Figura 45 y en forma de tablas de mm/día en el anexo 2-J.

Días de mayor precipitación:

28 de octubre- Estación Ocotepec-403.4 mm

29 de octubre-Estación Ocotepec-308.9 mm

30 de octubre-Estación Ocotepec-250.5 mm

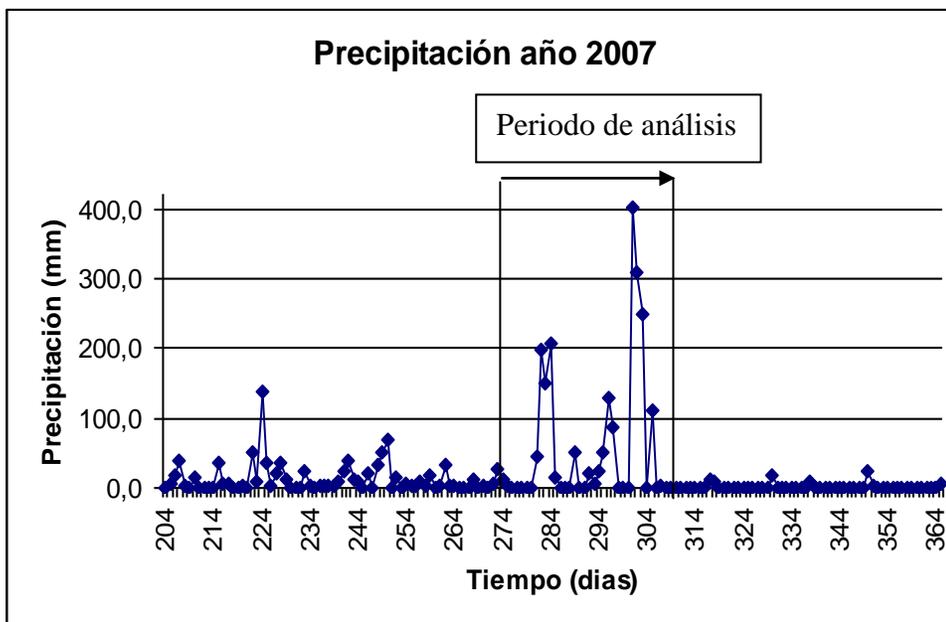


Figura 56. Precipitación pluvial en la zona de estudio.

Nota: los días que no se muestran en la figura no tuvieron precipitación. Es importante resaltar que en 3 días se registró una precipitación de 962.8 mm, el 86% de lo que llueve en todo el mes.

8. RESULTADOS

8.1 Km 240+000 de la autopista Cuernavaca – Acapulco (Edo. de Guerrero).

Los datos de lluvia que se presentan corresponden al año 2006, ya que en esa fecha se presentó el deslizamiento del kilómetro 240 + 000 de la “autopista del sol” (CONAGUA, 2008).

Tomando como constante el ángulo de fricción interna del suelo (ϕ) obtenido en el ensaye triaxial saturado de la Figura 35, y con la ayuda de la Figura 38 de los círculos de Mohr para diferentes grados de saturación, se determinó el valor de la cohesión para diversos grados de saturación. Esta relación se puede observar en la Figura 57.

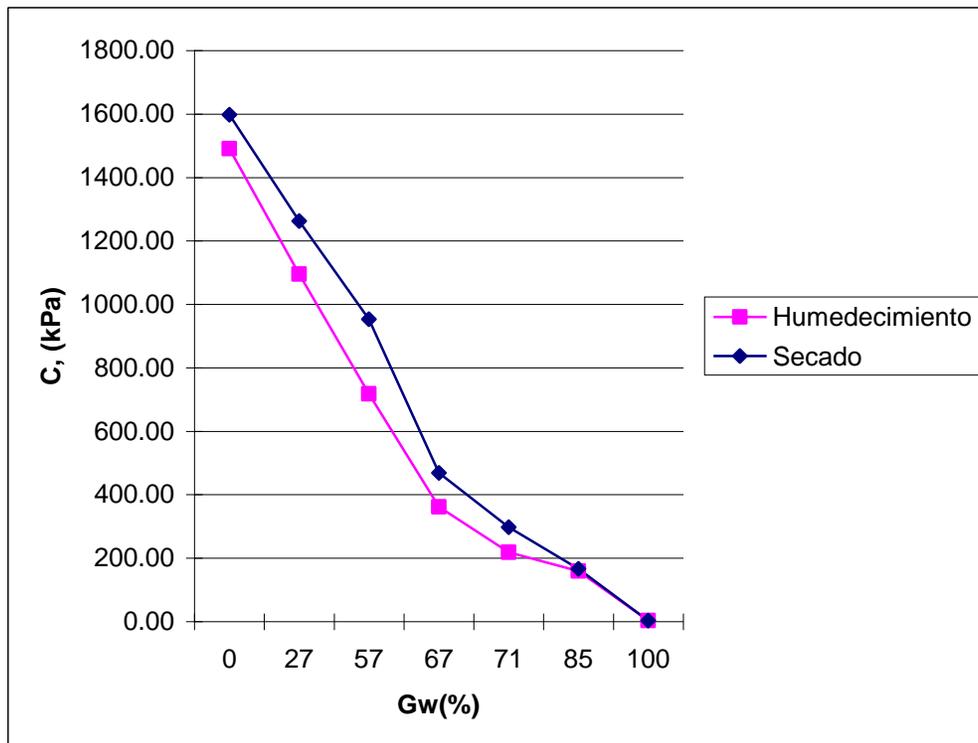


Figura 57. Cohesión (c) vs Grado de saturación (Gw).

8.1.1 Análisis de estabilidad.

Aunque se ha demostrado la influencia de cargas y sismos sobre la estabilidad de taludes (D.K Paul et al., 1997; Hack et al., 2007) en este trabajo solo se determinó la influencia del incremento del grado de saturación. Para el análisis de la estabilidad estructural de los taludes se utilizó el software Geo-Slope (1995), alimentado por los siguientes parámetros de entrada:

- peso específico, γ_m , (kN/m^3).
- cohesión, c , (kPa).
- ángulo de fricción interna, ϕ , ($^\circ$).

Debido a que el parámetro ϕ^b considera una relación lineal entre la succión y la cohesión no se consideró adecuado utilizar este parámetro ya que experimentalmente no se observa esta tendencia lineal. Por otro lado Fredlund considera la falla de pico y por tanto incluye una cohesión en suelos saturados. Esto contradice la teoría del estado crítico, la cual se está considerando en este trabajo (Houlsby, 1991). La cohesión que se utilizó es la que se obtuvo de los resultados experimentales en función del grado de saturación.

8.1.1.1 Método a utilizar.

Debido a que la superficie de falla es circular (IMT, 2006), el método a utilizar para el análisis de estabilidad será el de Bishop. El método está basado en dos suposiciones principales. Una es que la superficie de deslizamiento es cilíndrica y su traza con el plano en el que se realiza el análisis, es un arco de circunferencia; la otra es la determinación por tanteos del círculo crítico.

Otras hipótesis que se asumieron en el análisis fueron las siguientes:

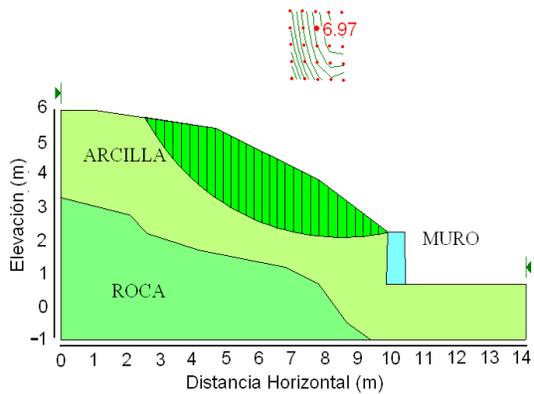
a) El análisis es bidimensional sin tomar en cuenta el esfuerzo principal medio actuando normal a la sección considerada, lo que implica un estado de deformación plana;

b) Se considera que se cumple la ley de resistencia Mohr-Coulomb;

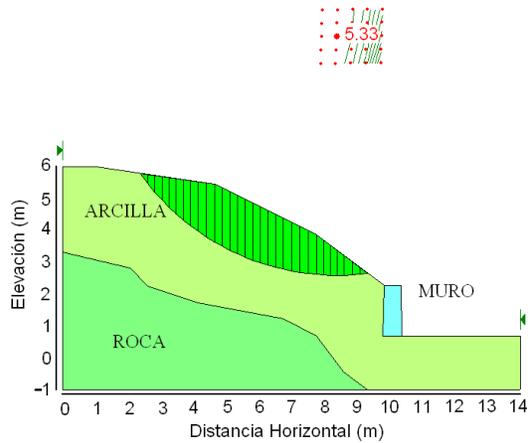
c) A lo largo de la superficie supuesta de deslizamiento y al mismo tiempo, se movilizan en su totalidad la resistencia cortante del suelo;

d) Aún cuando el problema es estáticamente indeterminado, la discretización con dovelas y la introducción de ciertas disposiciones lo permiten tratar estáticamente. Este método ha sido aplicado con resultados satisfactorios (Awad et al., 2000).

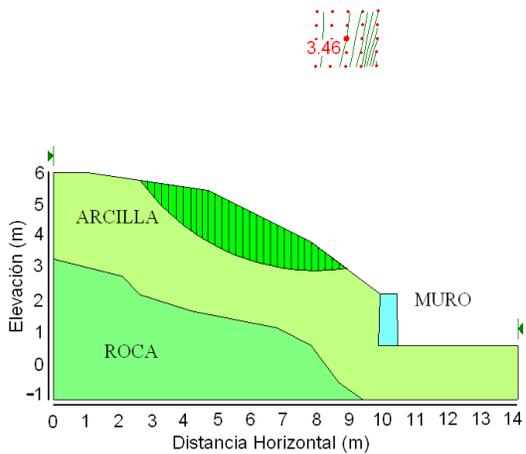
En este caso se realizaron una serie de análisis haciendo variar el valor del grado de saturación del material. La variación se hizo desde el estado seco, que se presenta en los meses de enero a marzo, hasta el estado saturado, que puede ocurrir en los meses de septiembre y octubre que es cuando la intensidad de las lluvias es mayor. Con base en el valor del grado de saturación, se obtuvo el valor de la cohesión (Figura 38), mientras el ángulo de fricción interna se mantuvo constante. Con la ayuda de la curva característica en la trayectoria de humedecimiento (Figura 34) se pudo determinar la succión existente en el talud para cada grado de saturación. En la Figura 58 se muestran los resultados del análisis de estabilidad a diferentes grados de saturación.



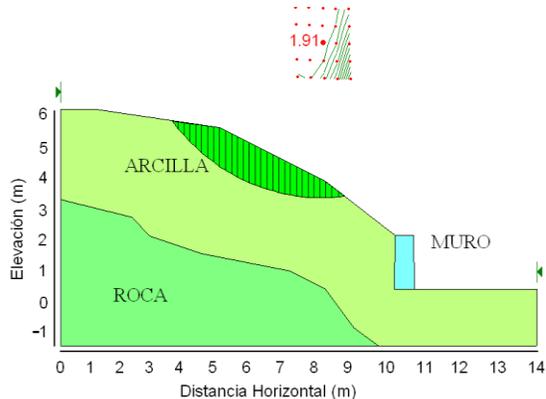
(a) $Gw(\%) = 0.00$
 $Fs = 6.97$
 $s = 935901 \text{ kPa}$



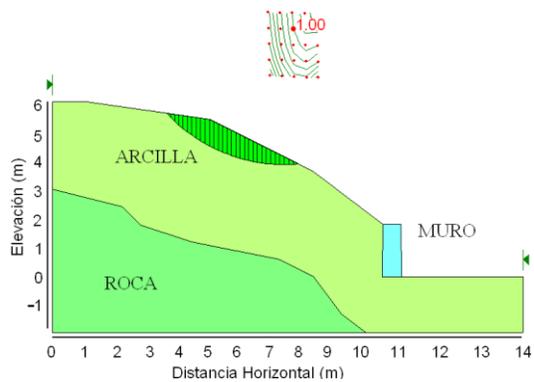
(b) $Gw(\%) = 27$
 $Fs = 5.33$
 $s = 3086 \text{ kPa}$



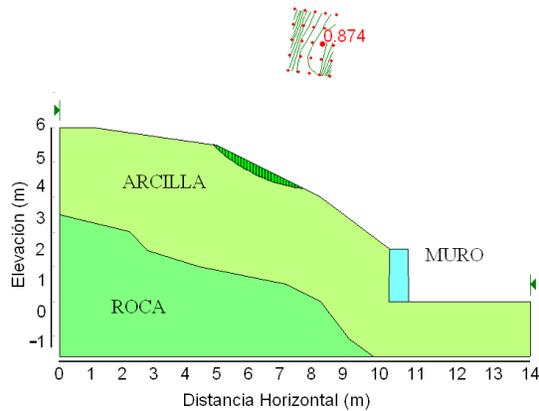
(c) $Gw(\%) = 57$
 $Fs = 3.46$
 $s = 115 \text{ kPa}$



(d) $Gw(\%) = 71$
 $Fs = 1.91$
 $s = 63 \text{ kPa}$



(e) $Gw(\%) = 82.39$
 $Fs = 1.00$
 $s = 48.2 \text{ kPa}$



(f) $Gw(\%) = 85$
 $Fs = 0.874$
 $s = 11.3 \text{ kPa}$

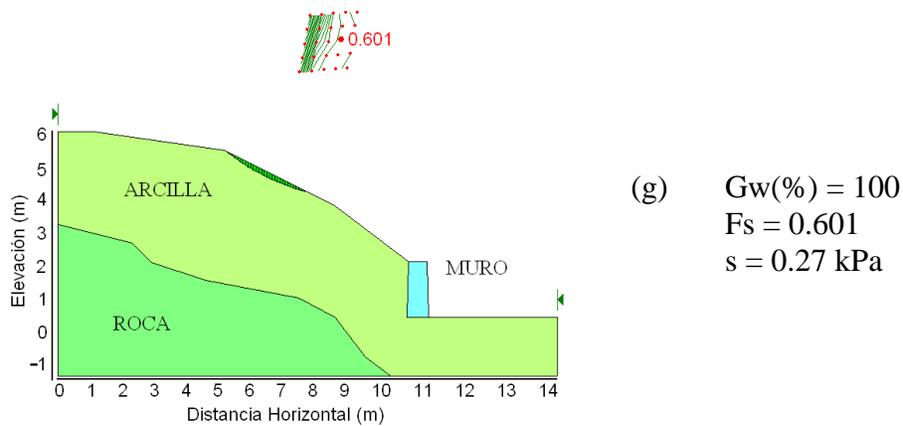


Figura 58. Análisis de la estabilidad del talud a diferentes grados de saturación.
 $G_w(\%)$ = Grado de saturación, en porcentaje, F_s = Factor de seguridad, según Bishop,
 s = Succión, en rama de humedecimiento.

Nota: con factor de seguridad (f_s) = 1 se considera que ocurre la falla del talud.

En función del factor de seguridad se pudieron realizar las graficas que relacionan al factor de seguridad con el grado de saturación (Figura 59), con la succión (Figura 60) y con la cohesión (Figura 61), respectivamente.

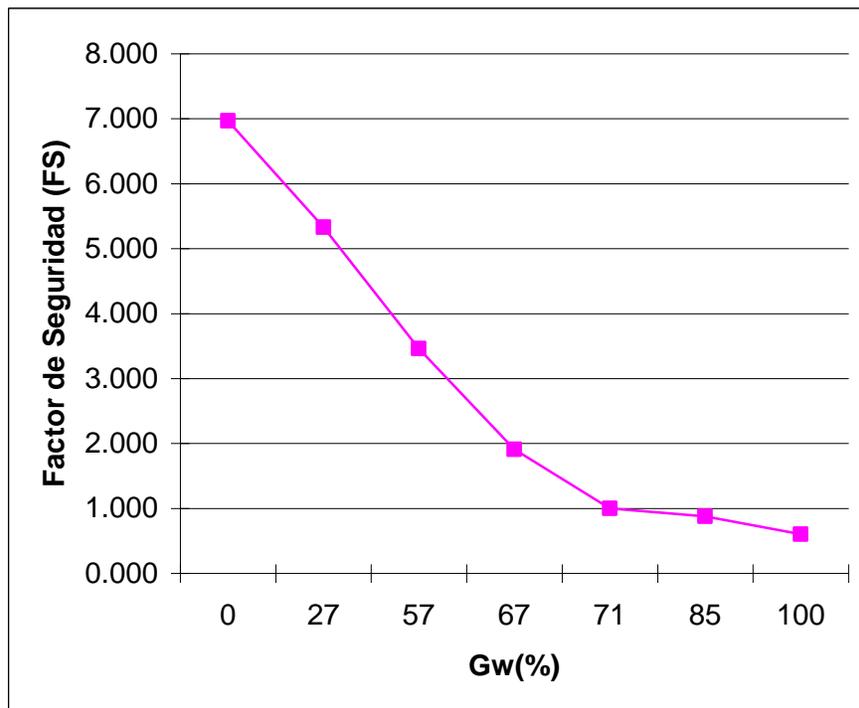


Figura 59. Factor de seguridad vs Grado de saturación (G_w).

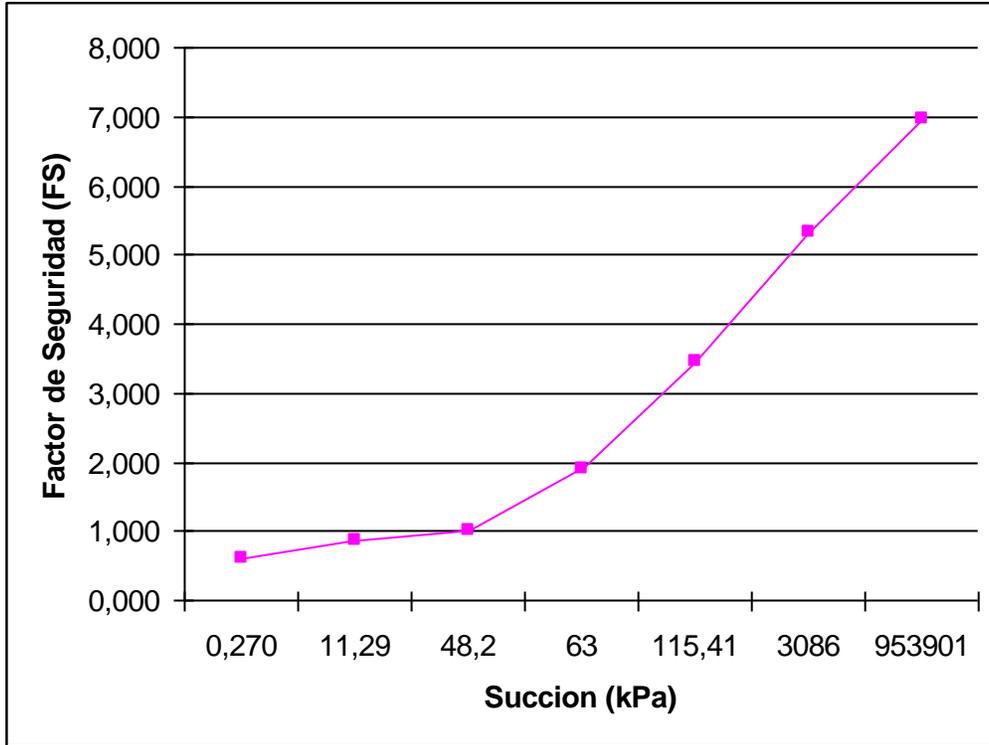


Figura 60. Factor de seguridad vs Succión.

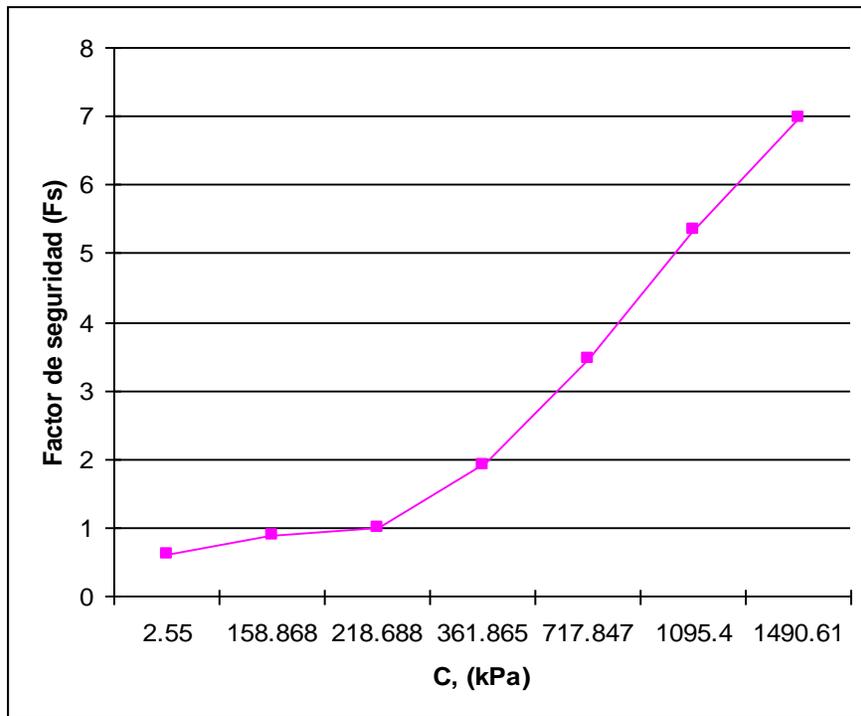


Figura 61. Factor de seguridad vs Cohesión.

Utilizando el círculo de falla de la Figura 58 (e), se realizó un análisis aplicando las ecuaciones expuestas en la sección 4.10.1 para calcular el factor de seguridad para suelos no saturados en forma manual introduciendo en forma directa la succión (anexo 1-K). El factor de seguridad para este caso es 1.04, con lo que se confirma (como se esperaba) que ya sea introduciendo de forma directa la succión en las ecuaciones para suelos no saturados (sección 4.10.1) o con ayuda del software GEO-SLOPE, para ese valor de succión se tienen condiciones de falla en el talud.

A través de la Figura 62 podemos observar que para cuando se alcanza un factor de seguridad de 1 (Figura 58-e) en el análisis de la estabilidad, la superficie de falla en éste prácticamente coincide con la superficie de falla real reportada en campo (IMT, 2006).

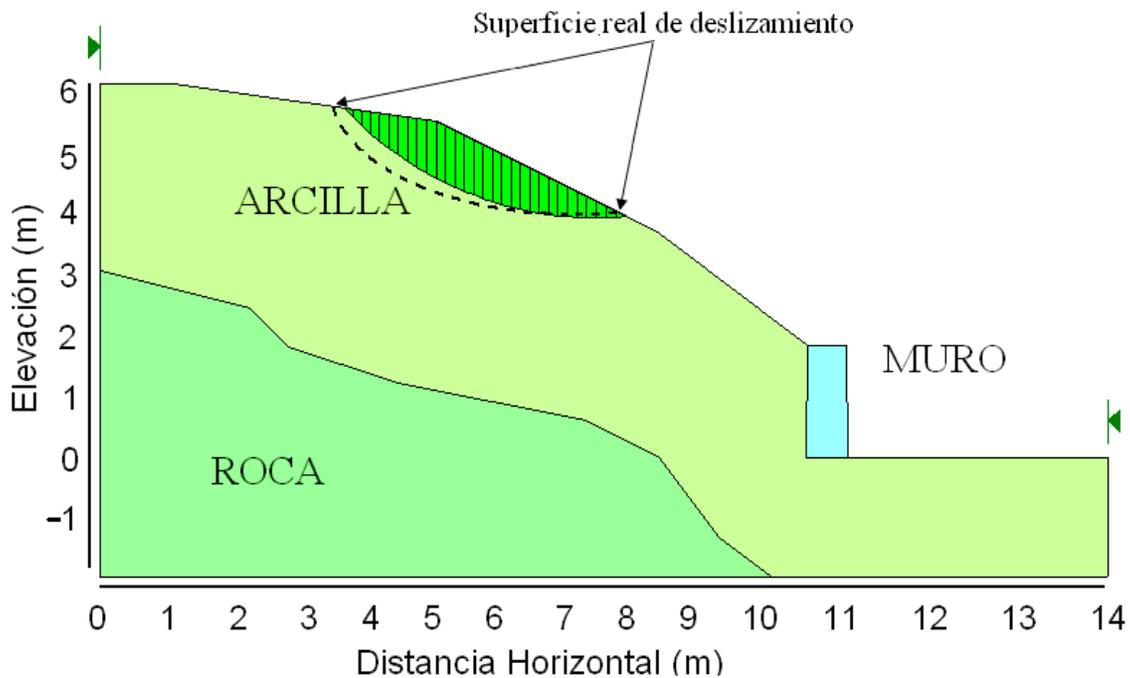


Figura 62. Localización de la superficie real de deslizamiento con respecto al encontrado en el análisis de estabilidad.

8.1.2. Flujo de agua en el talud.

Las fallas estructurales del talud no sólo dependen de las características de resistencia del suelo, sino también de sus propiedades hidráulicas, de ahí la importancia del flujo de agua a través del talud (Collins *et al.*, 2004). La infiltración del agua producto de la precipitación pluvial básicamente puede ser de dos tipos: inundación de la superficie del suelo y la infiltración controlada (Alonso *et al.*, 1995). En este caso la infiltración que se presentó es de tipo controlada y en este caso la inclinación del talud es un factor determinante (Jaehong *et al.*, 2004). Al presentarse periodos largos de lluvia, la infiltración se incrementa, de igual manera la posibilidad de deslizamiento (Cai *et al.*, 1998; Gasmó, 2000).

8.1.2.1 Parámetros a considerar.

Para la simulación del flujo de agua en el cuerpo del talud, además de los parámetros físicos y mecánicos, se determinaron las propiedades hidráulicas básicas de suelos, con los que se alimentó el software:

- Coeficiente de permeabilidad saturado (k_s);
- Grado de Saturación (G_w);
- Succión (ψ).

Con los datos de precipitación pluvial (anexo 1-I) y con ayuda de el programa de cómputo PlaxFlow (2003), se simuló el flujo de agua en el cuerpo del talud, con lo cual se pudieron observar las zonas en donde se infiltra el agua así como la profundidad de la infiltración (Figura 63). El programa usa una evaporación constante de 0.002 m/día y utiliza la ecuación de Van Genuchten (Plaxflow Scientific manual, 2003) para calcular la conductividad a partir de la curva de retención. Dentro de los principales factores que el PlaxFlow considera en la determinación de la infiltración son la pendiente del talud, tipo de suelo, granulometría, grado de humedad, la

permeabilidad y la evaporación. El grado de humedad que se usó para iniciar la simulación fue el que tenía el suelo al hacerse los muestreos (tabla 6).

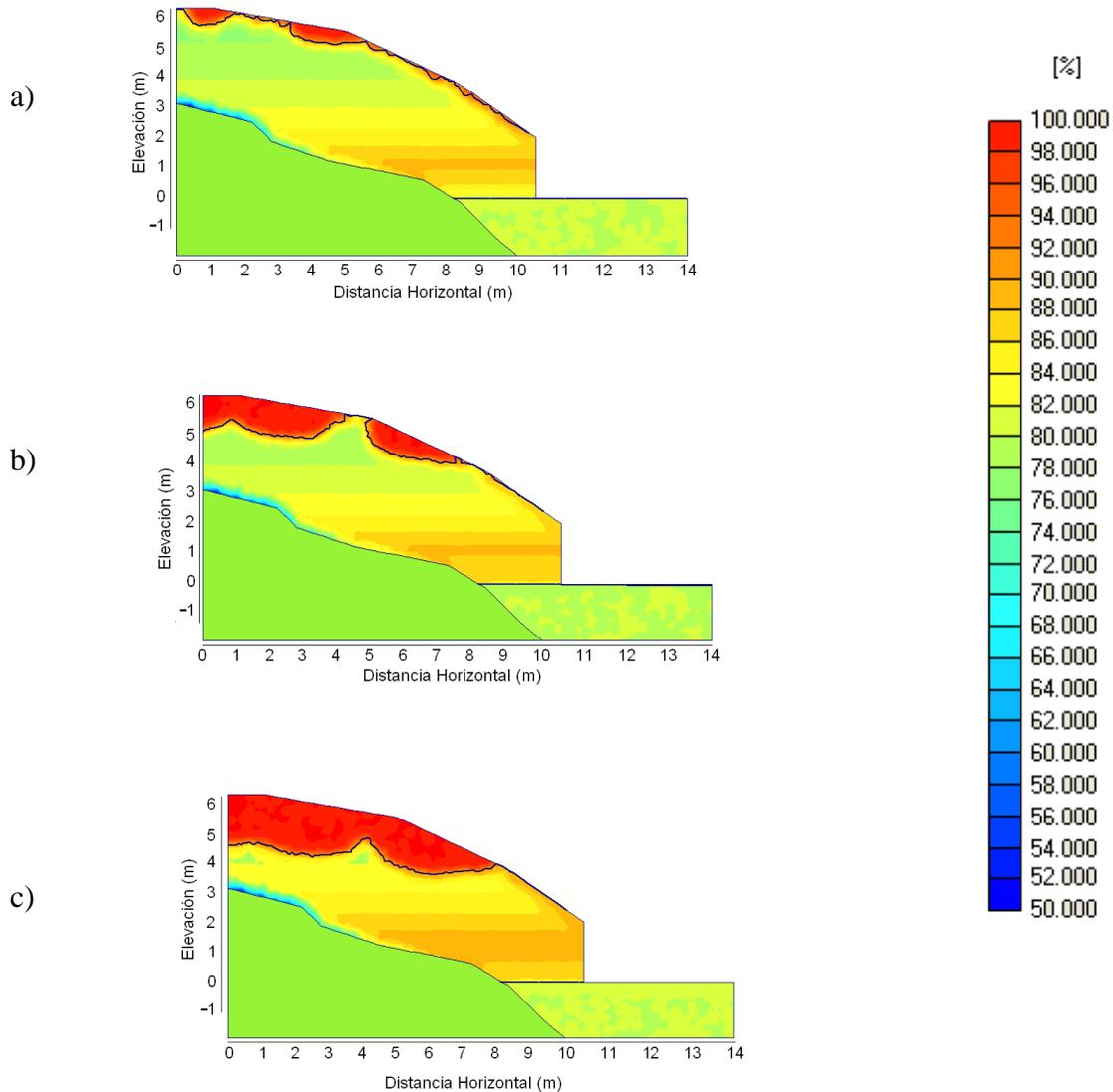


Figura 63. Simulación de flujo de agua en el talud, a) 15 días, b) 20 días y c) 30 días. Nota: los días corresponden al periodo de análisis que aparece en la Figura 42, correspondientes al mes de septiembre.

La humedad que poseían las muestras inalteradas se tomaron como la humedad de inicio para comenzar el análisis.

Los resultados de la simulación de flujo de agua presentados en la Figura 63 se pueden comparar con los resultados obtenidos en el análisis de estabilidad,

específicamente cuando se tiene un factor de seguridad de uno que se muestra en la Figura 58-e. Esta comparación muestra que para un periodo de 30 días de lluvia la infiltración de agua prácticamente coincide con la superficie de falla (Figura 64), de tal manera que la falla del talud ocurriría entre los 28 y 30 días de iniciado la temporada de lluvia, lo cual coincide con los reportes de campo sobre la superficie falla del talud. Antes de los primeros 20 días se observa que existiría una zona de inestabilidad que crecería conforme la infiltración de agua es mayor. Lamentablemente no se cuenta con fotografías ni con un volumen exacto de material desprendido, pero con el análisis anterior y con la longitud reportada de la falla que es de 3.6 m, se sabe que el desprendimiento pudo ser de aproximadamente 15 m^3 de suelo.

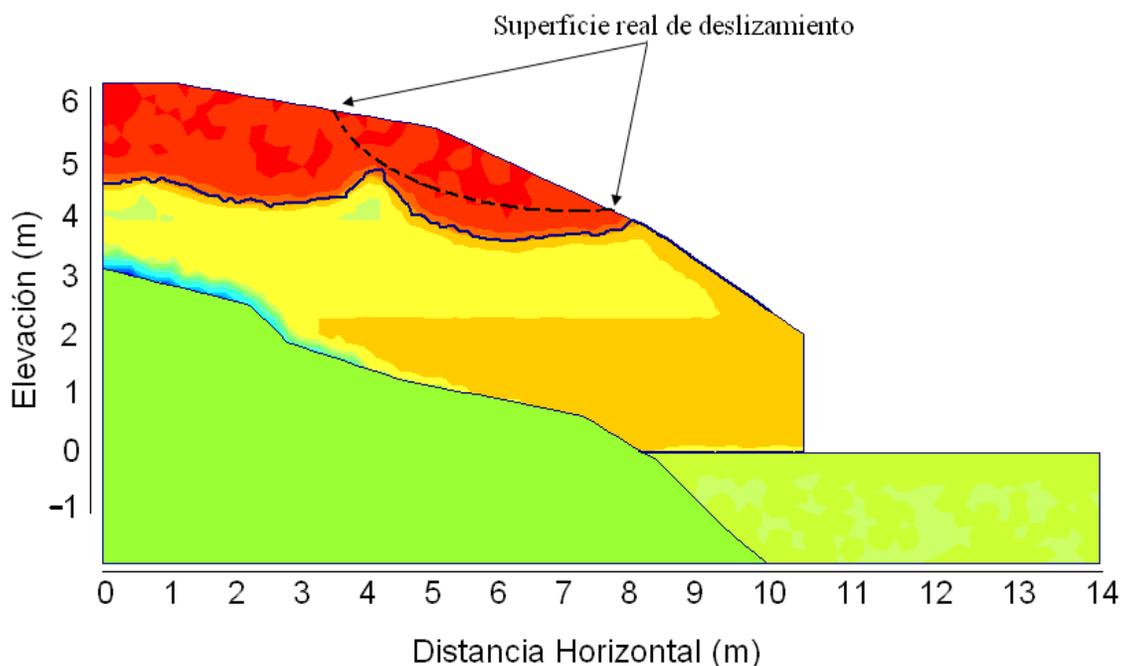


Figura 64. Localización de la superficie real de deslizamiento en el flujo de agua en el cuerpo del talud. Donde se observa que el círculo de falla esta localizado en la zona saturada (zona roja).

Cabe mencionar que para este análisis, se intentó acoplar el programa Plaxis 8 que determina el factor de seguridad de estabilidad y acoplarlo con el Plaxflow, ya que se pensó que por ser del mismo paquete esto se podría lograr, pero lamentablemente no están diseñados para trabajar acoplados.

8.2 Comunidad San Juan de Grijalva, Ostuacán (Edo. de Chiapas).

Tomando como constante el ángulo de fricción interna del suelo (ϕ) obtenido en el ensaye triaxial saturado de la Figura 50, y con la ayuda de la Figura 53 de los círculos de Mohr para diferentes grados de saturación, se determinó el valor de la cohesión para diversos grados de saturación. Esta relación se puede observar en la Figura 65.

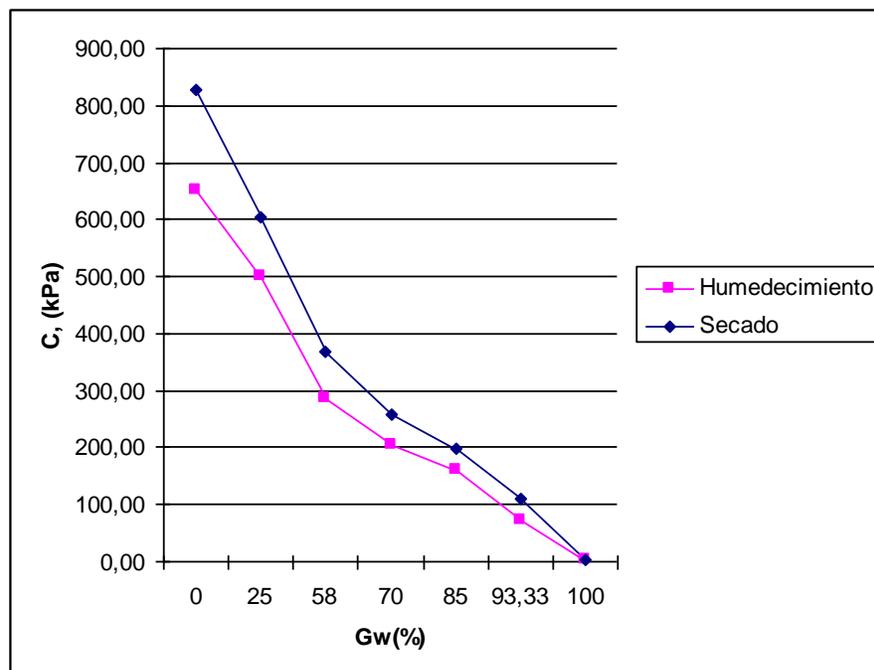


Figura 65. Cohesión (c) vs Grado de saturación (Gw).

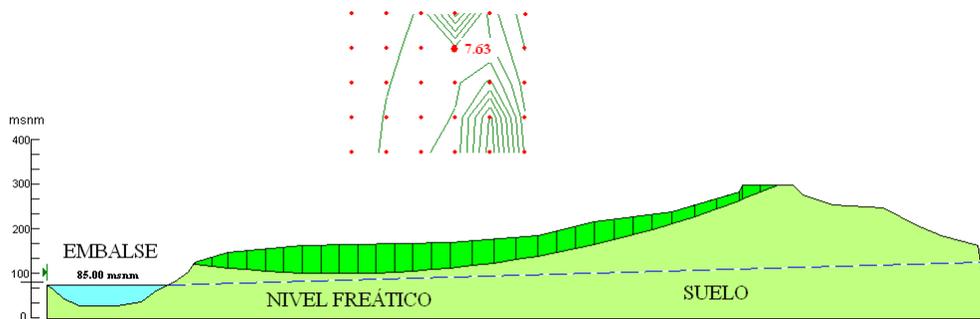
8.2.1 Análisis de estabilidad.

Para el análisis de la estabilidad estructural del talud se utilizó el software Geo-Slope (1995), alimentado por los siguientes parámetros de entrada:

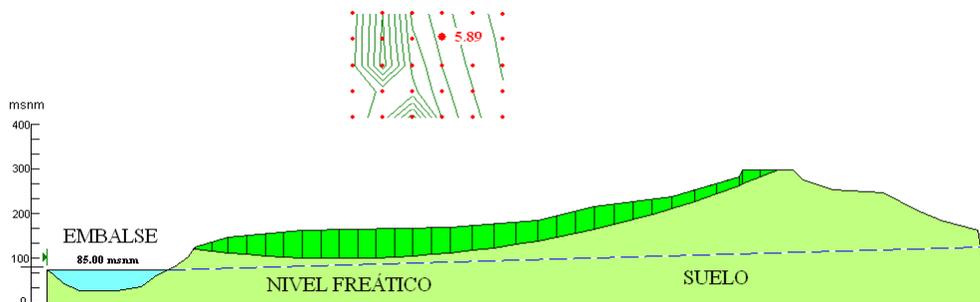
- peso específico, γ_m , (kN/m^3).
- cohesión, c, (kPa).
- ángulo de fricción interna, ϕ , ($^\circ$).

8.2.1.1 Método a utilizar.

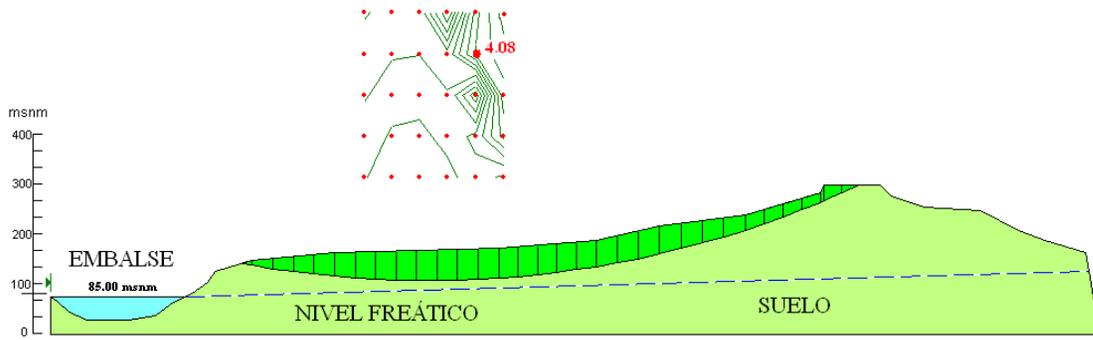
En este caso debido a que la falla del talud no es enteramente circular, se realizó un análisis de estabilidad con superficies de falla no circulares, siguiendo el procedimiento citado en la sección 4.8 de este trabajo. De la misma manera que en el caso de la “autopista del sol”, el análisis de la estabilidad se realizó haciendo variar el valor del grado de saturación del material. De la misma manera, la variación se hizo desde el estado seco, hasta el estado saturado, que en este caso se presentó entre los días 28 de octubre y 4 de noviembre. Con base en el valor del grado de saturación, se obtuvo el valor de la cohesión (Figura 53), mientras el ángulo de fricción interna se mantuvo constante. Con la ayuda de la curva característica en la trayectoria de humedecimiento (Figura 49) se pudo determinar la succión existente en el talud para cada grado de saturación, así el análisis de la estabilidad se muestra en la Figura 66.



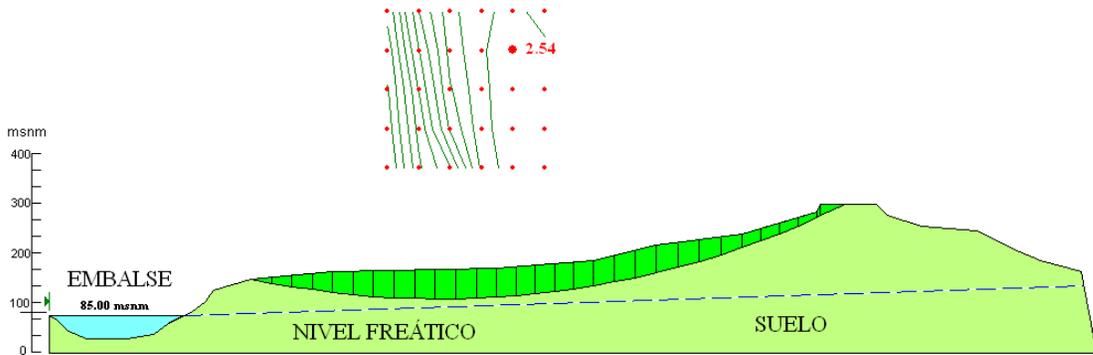
- (a) $G_w(\%) = 0.00$
 $F_s = 7.63$
 $s = 894619.255 \text{ kPa}$



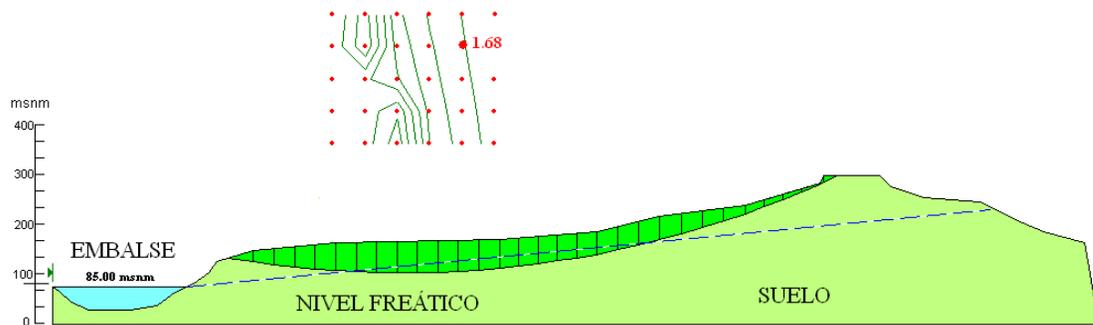
- (b) $G_w(\%) = 25$
 $F_s = 5.89$
 $s = 263.024 \text{ kPa}$



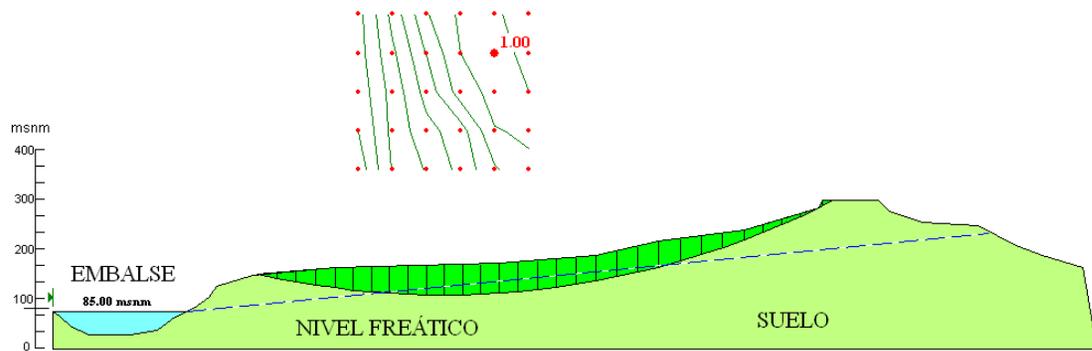
(c) $G_w(\%) = 58$
 $F_s = 4.08$
 $s = 4.027 \text{ kPa}$



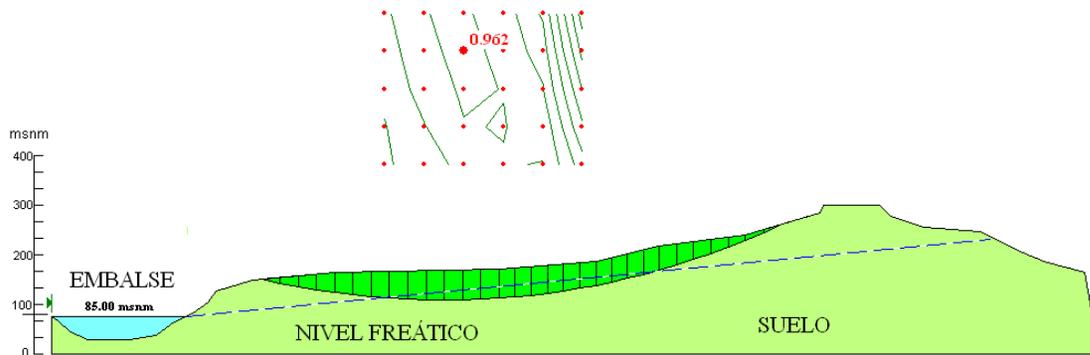
(d) $G_w(\%) = 70$
 $F_s = 2.54$
 $s = 2.91 \text{ kPa}$



(e) $G_w(\%) = 85$
 $F_s = 1.68$
 $s = 1.691 \text{ kPa}$



(f) $Gw(\%) = 98.41$
 $Fs = 1.00$
 $s = 0.305 \text{ kPa}$



(g) $Gw(\%) = 100$
 $Fs = 0.722$
 $s = 0.140 \text{ kPa}$

Figura 66. Análisis de la estabilidad del talud a diferentes grados de saturación.

$Gw(\%)$ = Grado de saturación, en porcentaje,

Fs = Factor de seguridad,

s = Succión, en rama de humedecimiento.

Nota: factor de seguridad (fs) = 1, es considerado como falla estructural.

En función del factor de seguridad se pudieron realizar las graficas que relacionan al factor de seguridad con el grado de saturación (Figura 67), con la succión (Figura 68) y con la cohesión (Figura 69), respectivamente.

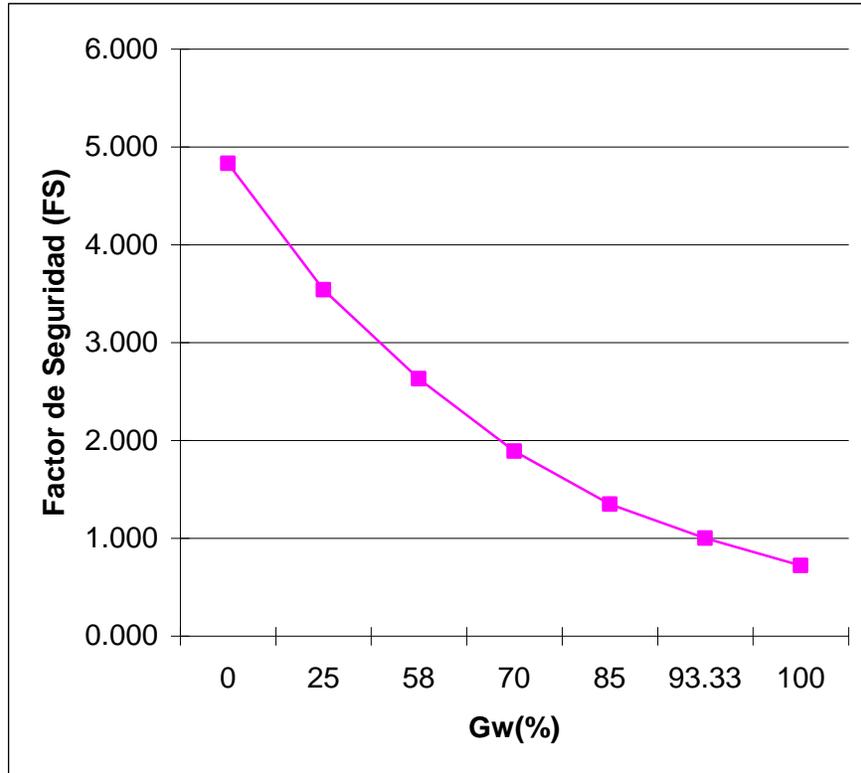


Figura 67. Factor de seguridad vs Grado de saturación (G_w).

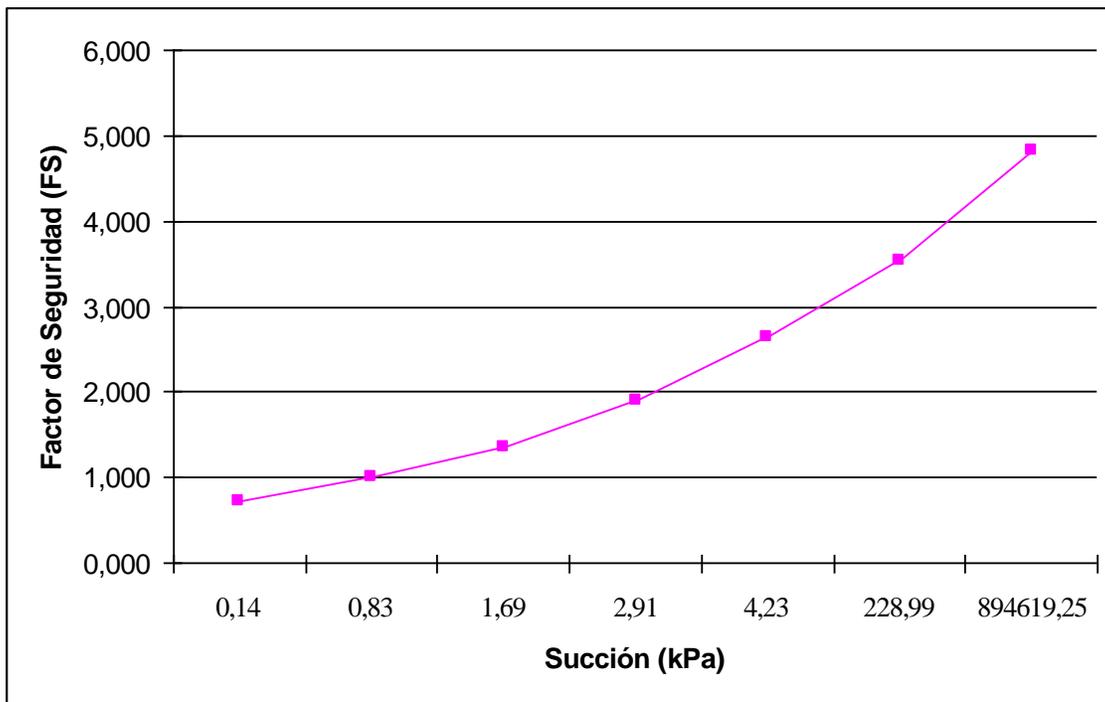


Figura 68. Factor de seguridad vs Succión.

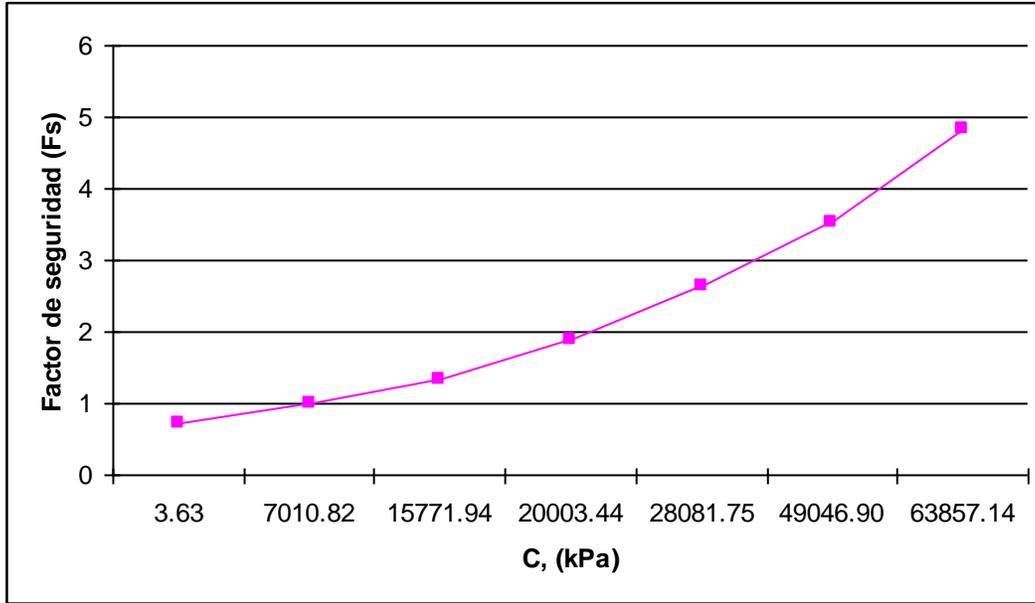


Figura 69. Factor de seguridad vs Cohesión.

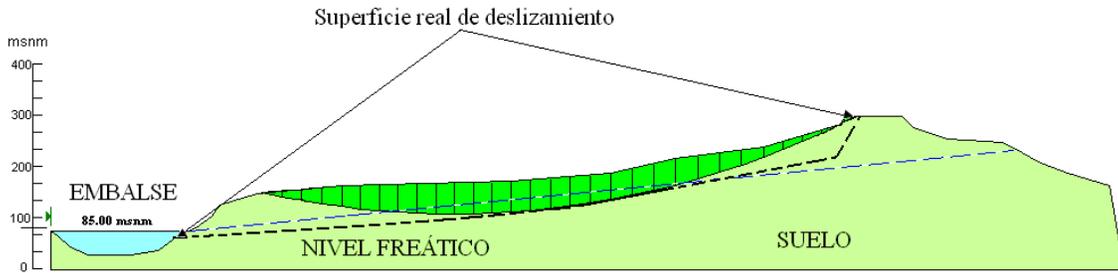
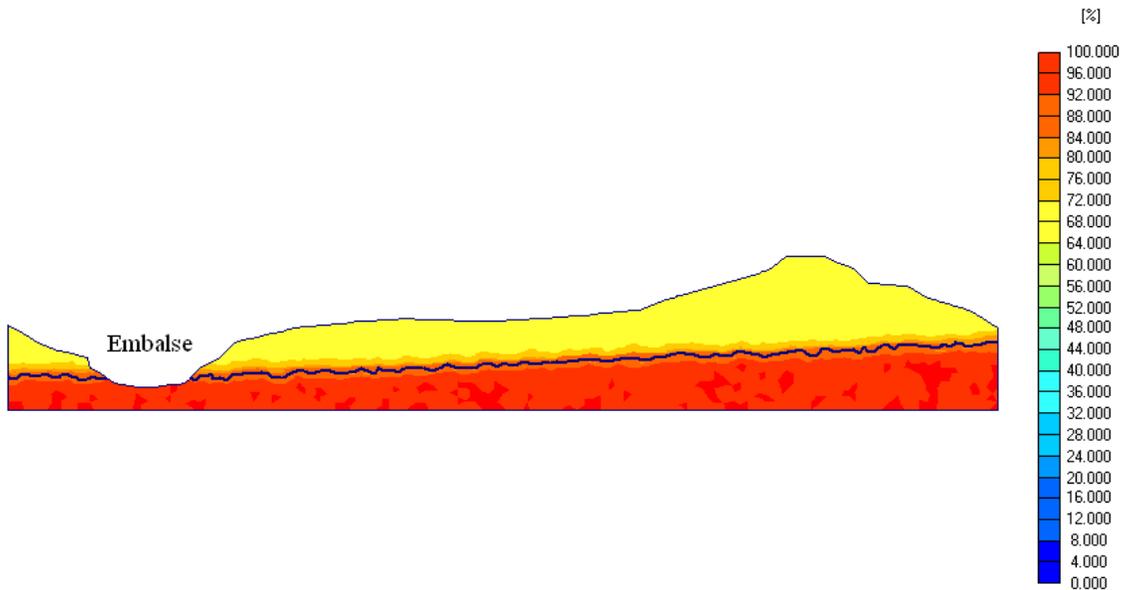


Figura 70. Localización de la superficie real de deslizamiento con respecto al encontrado en el análisis de estabilidad.

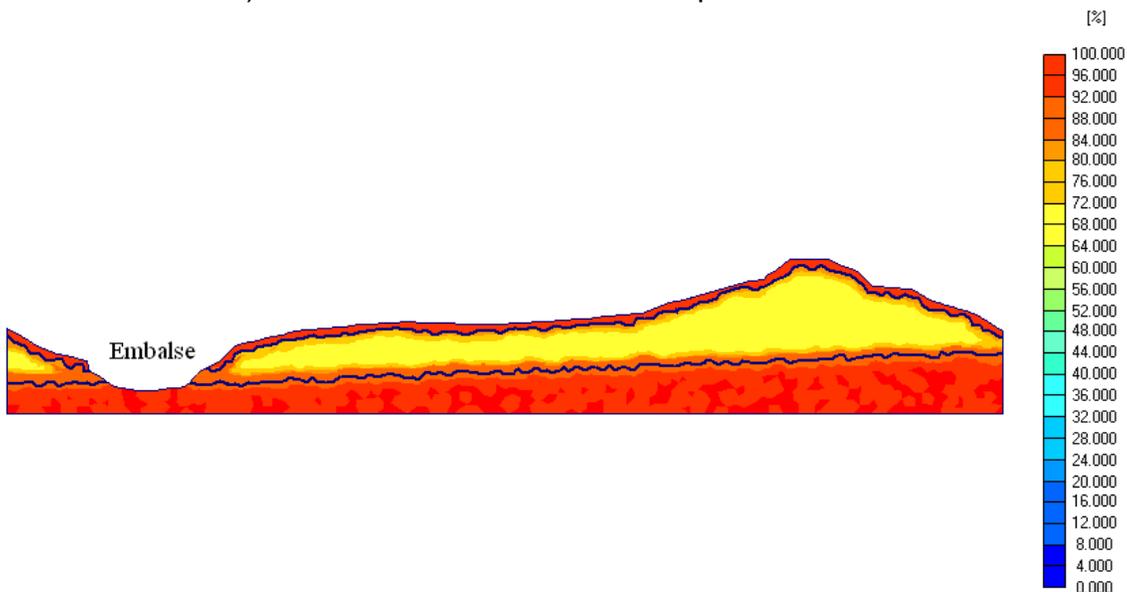
A través de la Figura 70 podemos observar que para cuando se alcanza un factor de seguridad de 1 (Figura 66-f) en el análisis de la estabilidad, la superficie de falla en éste prácticamente coincide con la superficie de falla real reportada en campo (CFE, 2008).

8.2.2. Flujo de agua en el talud.

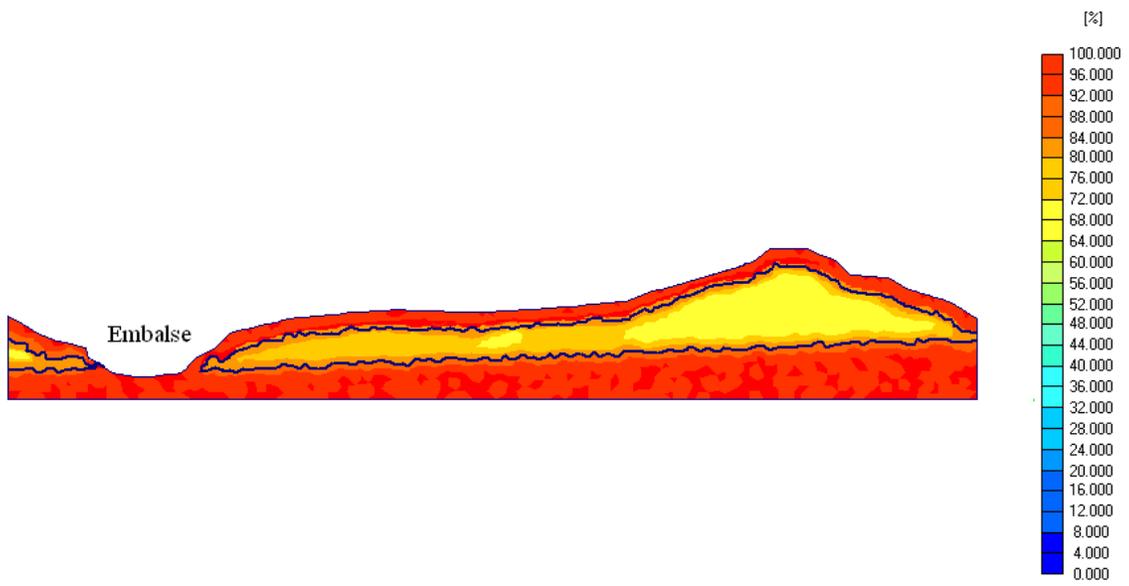
Con los datos de precipitación pluvial (anexo 2-I) y con el programa de cómputo PlaxFlow (2003), se simuló el flujo de agua en el cuerpo del talud, con lo cual se pudieron observar las zonas en donde se infiltra el agua así como la profundidad de la infiltración (Figura 71). El grado de humedad que se usó para iniciar la simulación fue el que tenía el suelo al hacerse los muestreos (tabla 7).



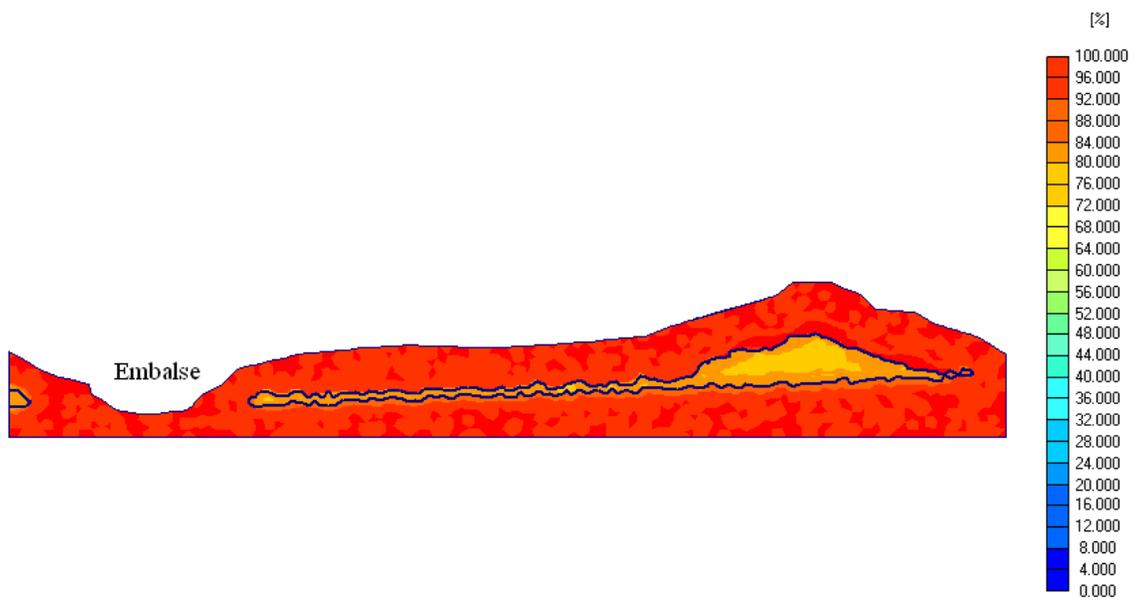
a) Estado del talud antes de temporada de lluvias.



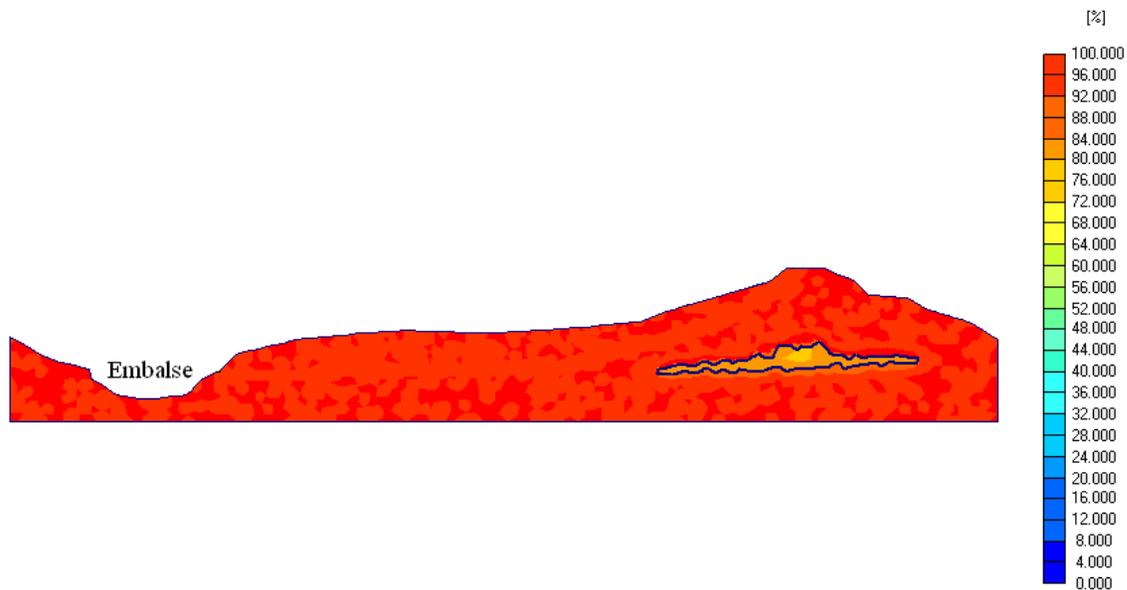
b) 5 de octubre 2007.



c) 15 de octubre 2007.



d) 25 de octubre de 2007.



e) 4 de noviembre de 2007.

Figura 71. Simulación de flujo de agua en el talud.

La humedad que poseían las muestras inalteradas se tomaron como la humedad de inicio para comenzar el análisis.

Como se puede observar en la Figura 71 (e), para el día en que se registró la falla del talud (4 de noviembre), prácticamente se encuentra saturado, producto de las precipitaciones extremas de 962.8 mm que se registraron los días finales de octubre (anexo 2-I), con lo que se confirma que la superficie de falla analizada en la Figura 66-f (la cual presenta un factor de seguridad de 1) corresponde con la zona saturada en el análisis de flujo para el día en que ocurrió el deslizamiento (Figura 71-e). De esta manera, los análisis de estabilidad y de flujo validan el volumen deslizado que alcanzó la cifra de 5 millones de metros cúbicos y una longitud de 320m (CFE, 2008), además de que las superficies de falla teórica y del sitio coinciden (Figura72).

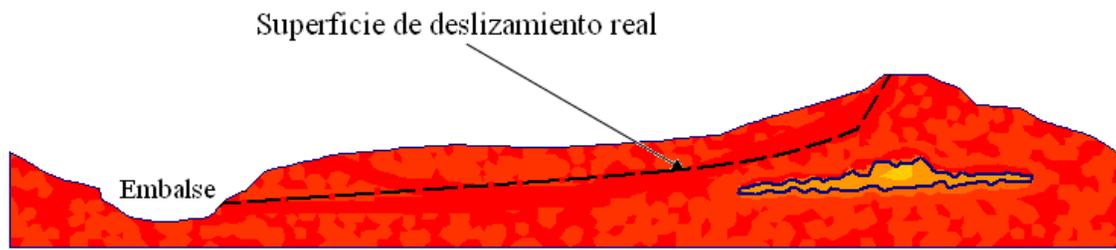


Figura 72. Localización de la superficie real de falla en el flujo de agua en el cuerpo del talud. Donde se observa que el círculo de falla esta localizado en la zona saturada (zona roja).



Figura 73. Superficie de deslizamiento

9. CONCLUSIONES Y COMENTARIOS

Un factor determinante en la estabilidad de taludes es el valor de la cohesión (c) del material que conforma el talud. Este valor depende de la humedad del suelo. Mediante algunas pruebas de laboratorio y el análisis de la estabilidad del talud, se ha podido establecer la relación entre el grado de saturación (G_w) del suelo y su factor de seguridad (F_s). (Figura 59 y 67).

De acuerdo con la hipótesis general, durante los ensayos triaxiales a diferentes grados de saturación, se observó que conforme el contenido de agua crece, se presenta una reducción continua de la cohesión (c). Por lo cual las muestras de suelo en estado seco mostraron mayor resistencia, según lo esperado.

Las propiedades del suelo que influyeron en la infiltración de agua en el cuerpo del talud fueron la conductividad hidráulica del suelo (K_s), la intensidad y duración de la lluvia y la pendiente del talud. La conductividad hidráulica está relacionada, a su vez, con la curva de retención del material.

Metodología propuesta.

En esta investigación se analizó y modeló el efecto del humedecimiento sobre la estabilidad de taludes, específicamente los ubicados en el km 240+000 de la autopista Cuernavaca-Acapulco, en el estado de Guerrero y en la comunidad San Juan de Grijalva, en el estado de Chiapas; Con base en los ejercicios aquí presentados se ha establecido una metodología para estimar el riesgo de falla de taludes naturales o artificiales situados en zonas sensibles. Tal metodología es la siguiente.

a) Como primer paso es necesario identificar las zonas sensibles de deslizamiento en las comunidades o tramos carreteros. Como factor primordial se deberá considerar el impacto en vidas humanas que pudiera tener la falla del talud. Un primer indicio de las zonas sensibles de deslizamiento lo dan los registros de fallas que

hayan ocurrido anteriormente en la región y que estén asociadas con periodos intensos de lluvia. Se recurrirá a planos topográfico aéreos de la zona para ubicar los sitios de interés.

b) Una vez identificadas dichas zonas, se deberá realizar un recorrido de los sitios para recabar la siguiente información: geometría del talud, construcciones aledañas, condiciones de drenaje, vegetación, clima, estratigrafía, nivel freático, impacto de la falla en el aspecto económico y de vidas humanas.

c) Se obtendrán muestras alteradas e inalteradas representativas de los materiales que conforman el talud para realizar los ensayos de laboratorio necesarios.

d) En el laboratorio se obtendrá el ángulo de fricción interna de cada material en condiciones saturadas mediante ensayos de corte directo aplicando tres valores de carga normal representativas del sitio. También pueden realizarse ensayos triaxiales consolidados-drenados o consolidados-no drenados con medición de la presión de poro aunque estos últimos ensayos resultan más complicados por el tamaño de las muestras que se deben labrar y el procedimiento del ensaye en sí.

e) Se realizará el análisis de la estabilidad del talud en condiciones críticas es decir cuando el material se encuentra saturado. De acuerdo con este análisis, se puede clasificar al talud como de alto riesgo ($F_s < 1.1$), de bajo a mediano riesgo ($1.1 < F_s < 1.5$) o sin riesgo ($F_s > 1.5$). Si el talud es propenso a fallar, es conveniente realizar un análisis más detallado para estimar la intensidad y duración de la lluvia que pudiera causar su falla así como la magnitud de la masa deslizante para evaluar su impacto.

f) El análisis de la intensidad de lluvia que puede causar la falla del talud se puede realizar con el programa de flujo de agua en medios no saturados. También se requerirá la realización de ensayos de corte directo con muestras sometidas a diversos grados de saturación. Se puede jugar con la intensidad y duración de la lluvia de acuerdo con los registros de lluvias extraordinarias que hayan ocurrido en la zona.

g) Esta información también se puede utilizar para tomar algunas medidas preventivas contra el deslizamiento como por ejemplo: mejorar el drenaje en la parte alta evitando los flujos hacia el cuerpo del talud por medio de un sistema de drenes profundos que corran paralelos al talud, contracunetas y cunetas que conduzcan eficientemente el agua que de otra manera se infiltraría al cuerpo del talud. Otra medida

adicional es proteger el cuerpo del talud con membranas impermeables ya sean rígidas o flexibles. En zonas húmedas podría resultar conveniente la reforestación por medio de árboles con raíces profundas.

h) En el caso en que lo anterior no sea posible o apenas se esté llevando a cabo el proceso de prevención y ante la ocurrencia de lluvias extraordinarias, se podrán tomar algunas medidas en las zonas detectados como peligrosos al humedecimiento como puede ser el traslado de unidades de protección civil a esas zonas para prevenir a la población o a los usuarios de un camino e incluso cerrar los tramos peligrosos mientras pasa el evento meteorológico.

El proceso de detección de las zonas de riesgo de deslizamiento no representaría un gasto importante para los Estados del país ya que solo implica el muestreo del material y la realización de los ensayos de corte directo para determinar el ángulo de fricción interna en condiciones saturadas. Para el análisis del talud se puede aplicar cualquier programa comercial para suelos saturados. Estas tareas las puede realizar cualquier laboratorio de mecánica de suelos ya sea gubernamental o privado. Las zonas por estudiar serían primordialmente aquellas en donde ya se ha suscitado algún problema de estabilidad de acuerdo a los registros históricos de las unidades de protección civil. Una vez que se hayan identificado los taludes que están en riesgo de deslizamiento sería necesario evaluar la magnitud y el impacto del deslizamiento así como la intensidad y duración de las lluvias que pudieran producir la falla para finalmente establecer las medidas preventivas que se deberán tomar en cada caso.

El procedimiento anterior permitió evaluar la estabilidad del talud antes y después del periodo de lluvias, y mediante el análisis de flujo con el software PLAXFLOW (2003) para flujo en suelos no saturados, se verificó que la zona que se deslizó efectivamente presentaba altos grados de saturación. Por lo que es posible no sólo analizar deslizamientos ocurridos y verificar la influencia del humedecimiento en ellos, si no también nos permite analizar taludes con alto riesgo de deslizamiento, es decir, antes de que ocurra el deslizamiento, y así poder prever este fenómeno, identificando el grado de saturación con el cual se presenta la falla, lo que permitirá

tomar las medidas pertinentes antes de que ocurra el deslizamiento y así ahorrar en los gastos en la recuperación de las carreteras obstruidas o en el desasolve de causes de ríos obstruidos por el material constituyente del talud y en el mejor de los casos se podrá evitar la pérdida de vidas humanas, ya sea en carretera o evitar catástrofes como en el lamentable caso de la comunidad de San Juan de Grijalva. Así mediante el monitoreo de los taludes en la épocas de lluvia y con la aplicación del procedimiento descrito en esta investigación se podrá tomar las medidas necesarias para evitar que el suelo del talud llegue a cierto grado de saturación o cuando el caso lo amerite emitir oportunamente avisos de peligro.

Km. 240+000 autopista Cuernavaca-Acapulco.

Por medio de la simulación de flujo que se observa en la Figura 63, sabemos que entre los 28 y 30 días de lluvia del mes de septiembre, se presentaría el deslizamiento de la masa sombreada que se muestra en la Figura 58-e, para un factor de seguridad de 1. Estos resultados corresponden con los reportes de campo obtenidos sobre la falla del talud, ya que el deslizamiento de la zona se presentó entre los días 28 y 30 de septiembre.

San Juan de Grijalva, Ostuacán, Chiapas.

Con la modelación del flujo de agua a través del talud (Figura 71), así como con el análisis de estabilidad (Figura 66), se demostró (como se esperaba), el papel fundamental que tuvo el humedecimiento del suelo en el deslizamiento. Así se verificó que efectivamente las precipitaciones registradas entre los días 28 de octubre y 4 de noviembre de 2007, fueron el principal detonante del deslizamiento, ya que el resultado de la modelación coincide con los datos de fecha y volumen del desprendimiento, proporcionados por la Comisión Federal de Electricidad (Figura 72).

De acuerdo con lo anterior, se confirma que el humedecimiento es un detonante fundamental en el deslizamiento de taludes. Por ello, es conveniente

proteger el talud contra el humedecimiento excesivo. Esto se puede realizar mediante la colocación de drenes y/o membranas que canalicen el agua de lluvia y la proveniente de la parte superior del talud hacia otras zonas. Algunos autores recomiendan reforzar al talud por medio de la colocación de árboles de raíces profundas, debido a que dichas raíces pueden atravesar la zona potencial de falla y así contribuir a su estabilización (Danjon *et al.*, 2008; Fan *et al.*, 2008). En combinación se pueden usar plantas como la *Leucaena leucocephala* para prevenir la erosión del talud debido al flujo superficial del agua (Normaniza *et al.*, 2008). Sin embargo el uso de vegetación para el caso del km 240+000 no parece muy factible, dado el clima semiseco de la zona. En cambio para el talud situado en la comunidad San Juan de Grijalva, donde el clima es propicio para su crecimiento podría ofrecer una alternativa, así en combinación con otros sistemas de drenaje ayudarían a mantener el talud con el menor grado de saturación posible.

Además de plantas, es necesario encauzar correctamente el agua de lluvia por medio de drenes en la parte superior del talud y contra cunetas que conduzcan el agua hacia la parte baja, minimizando la infiltración al cuerpo del talud. En casos críticos como los que aquí se presentaron, resulta necesario combinar esta solución con el uso de una membrana impermeable que puede ser a base de una malla metálica y concreto lanzado.

El refuerzo con pilotes (E. Ausilio *et al.*, 2001) ha sido efectivo para prevenir los deslizamientos de taludes, pero debido al costo que implicaría reforzar toda la zona de riesgo, en los dos casos, no resulta viable.

Es importante mencionar que para estos análisis, se intentó acoplar el programa Plaxis 8 que determina el factor de seguridad de estabilidad y acoplarlo con el Plaxflow, para evaluar la estabilidad en todo momento sin cambiar de software, ya que se pensó que por ser del mismo paquete esto se podría lograr, pero lamentablemente no están diseñados para trabajar acoplados.

Se puede concluir que las precipitaciones ocurridas en septiembre de 2006 en el km 240+000 y el 4 de noviembre en la comunidad de San Juan de Grijalva, causaron disminuciones de la cohesión, así como un incremento del peso del material.

En este trabajo se estableció entonces la metodología que puede emplearse para determinar el riesgo de deslizamiento de un talud ante un evento de lluvias extraordinarias.

REFERENCIAS

- Aitchison, G.D. (1973). Proc. 8th IMFE, Moscú, General Report session 4, vol. 3: 161-190.
- Aitchison, G.D. & Woodburn, J.A. 1969. Soil suction foundation design. Proc. 7th I.C.S.M.F.E., México, Vol. 2: 1-8.
- Alonso, E.E., Gens, A., and Hight, D.W. (1987) Special problem soils. General report. In proceedings of the 9th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Dublin, Vol. 3: 1087-1146.
- Alonso, E., Gens, A., Lloret, A., Delahaye, C., 1995, Effect of rain infiltration on stability of slopes: 2, 241-249.
- Alonso, E., Gens, A., and Josa, A. 1990. A constitutive model for partially saturated soil. *Geotechnique*, 40(3): 423-439.
- Andresen, A. 1981. "Exploration, sampling and in situ testing of soft clay". In E.W. Brand & R.P. Brenner (eds), *Soft Clay Engineering*. Amsterdam: Elsevier, pp. 241-308.
- ASTM D 5298-94. Standard Test Method for Measurement of Soil Potencial (Suction) Using Filter Paper. Estados Unidos, 1994.
- Awad A. A., Mosleh A. A., 2000, Study of the effect of soil anisotropy on slope stability using method of slices: *Computers and Geotechnics*, 26, 83-103.
- Barden, L. & Sides, G.R. (1970). Engineering behaviour and structure of compacted clay. *J. SMFE, ASCE*, 96, (SM4): 1171-1201.
- Barrera, M. (2002). Estudio experimental del comportamiento hidro-mecánico de suelos colapsables. Ph.D. tesis, Universidad Politécnica de Cataluña, España.
- Barrera Bucio, Mauricio., Garnica Anguas, Paul. 2002. Introducción a la mecánica de suelos no saturados en vías terrestres. Instituto Mexicano del Transporte. Publicación técnica No. 198, Sanfandila, Querétaro.
- Bishop, A. W. 1955. The Use of Slip Circule in the Stability Analysis of Slopes. *Geotechnique*, Vol. 5. No. 1, 7-17.
- Bishop, A.W. 1959. The principle of effective stress. *Teknik Ukeblad*, 39: 859-863.
- Bishop, A.W. and Blight, G.E. 1963. Some aspects of effective stress in saturated and unsaturated soils. *Géotechnique* 13, No 3: 177-197.
- Bishop, A.W. and Donald, I.B. 1961. The experimental study of partly saturated soil in triaxial apparatus. In *Proceedings of the 5th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Paris. Vol. 1: 13-21.
- Bishop, A.W., Alpan, I., Blight, G.E. and Donald, I.B. (1960). Factors controlling the strength of partly saturated cohesive soils. *Res. Conf. on Strength of Cohesive Soils*, Boulder: 503-532.
- Blight, G.E. (1965). A study of effective stress for volume change, in *Moisture equilibria and moisture changes in soils beneath covered areas*. Sidney Butterworths: 259-269.
- Blight, G.E. 1969 "Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering Div." *Foundation failures of four rockfill slopes*. ASCE 95 (SM3): Pp.743-767.
- Blight, G.E. , Brackley, I.J. Van Heerden, A. (1970) "Landslides at Amsterdamhoek and Bethlehen – an examination of the mechanics of stiff fissured clays". *The civil Engineer in South Africa*, June: 129-140.
- Bocking K. A. and Fredlund D.G. 1980. "Limitations of the Axis Translation Technique" in *Proc. 4th Int. Conf. Expansive Soils*, Denver, CO, pp. 117-135.
- Bowles, J.E. (1986) "Engineering properties of soils and their measurement" , McGraw Hill Book Co. New York.
- Brenner R.P.,Garga V.K.,Blight G.E.(1997) . "Shear Strength behaviour and the measurement of shear strength in Residual Soils. *Mechanics of Residual Soils* .Blight G.E. Editor ,Balkema. pp.155-220.

- Brull, A. (1980). Características Mecánicas des sols de fundación de Chaussees en función de leur état d'humidité et compacité. Int. Conf. Compaction, Paris, 1 : 113-118.
- Bujang, B.K., 2006, American Journal of Environmental Sciences, University of Putra, Malaysia.
- Cai, F., Ugai, K., Wakai, A., Li, Q., 1998, Effects of horizontal drains on slope stability under rainfall by three-dimensional finite element analysis: Computers and Geotechnics, 23, 255-275.
- Cancelli, A., 1981, Evolution of slopes in over-consolidated clays: Proc IOth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Stockholm, 15-19 June 1981 V3. P377-380. Publ. Rotterdam: W. A. Balkema, 1981.
- Cardona, A., Nigro, N., 2006, Asociación Argentina de Mecánica Computacional, Universidad Nacional de Santiago del Estero, Santiago del Estero, Argentina, Vol. XXV, pp. 299-313.
- Casagli, N., Dapporto, S., Ibsen M. L., Tofani, V., Vannocci, P., 2005, Analysis of the landslides triggering mechanism during the storm of 20th-21st November 2000, in Northern Tuscany: Landslides: 3, 13-21.
- Cervantes Albarrán, J. Refugio. Modelación del flujo de agua en suelos expansivos. 2001. Tesis de grado, maestría en ciencias, terminal mecánica de suelos. Universidad Autónoma de Querétaro.
- Ching-Chuan H., Chien-Li L., Jia-Shiun J., Lih-Kang H., 2008. Internal soil moisture response to rainfall-induced slope failures and debris discharge. Engineering Geology, 101, 134–145.
- Cho, S.E., Lee, S.R., 2001, Instability of unsaturated soil slopes due to infiltration: Computers and Geotechnics, 28, 185-208.
- Cho, S.E., Lee, S.R., 2002, Evaluation of Surficial Stability for Homogeneous Slopes Considering Rainfall Characteristics: Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 128(9), 756-763.
- Clayton, C.R.I., Hight D.W., Hopper R.J., (1992). "Progressive restructuring of bothkennar clay: Implications for sampling and reconsolidation procedures". Geotechnique, Vol. 42, No. 2, pp. 219-240.
- Collins, B.D., Znidarcic, D., 2004, Stability Analyses of Rainfall Induced Landslides: Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 130(4), 362-372.
- Comisión Federal de Electricidad (CFE) 2008. Residencia General Contingencia río Grijalva, Ing. Gerardo Cruz Velásquez. San Juan de Grijalva, Ostuacán, Chiapas.
- CONAGUA, 2008, departamento de climatología Ing. Javier Espinosa. Tel (55)26 36 46 00 ext. 3423.
- Coleman J. D. 1969. "Estress/Strain Relations for Partly Saturated Soils," Geotechnique (Correspondence), Vol. 12, no. 4, pp. 348-350.
- Crutchley Gareth J., Andrew R. Gorman, Miko Fohrmann. 2007. Investigation of the role of gas hydrates in continental slope stability west of Fiordland, New Zealand New Zealand journal of geology & geophysics, 2007, vol. 50: 357–364.
- Danjon, F., Barker, D.H., Dreshage, M., Stokes, A., 2008, Using Three-dimensional Plant Root Architecture in Models of Shallow-slope Stability: Annals of Botany, Oxford Journals, 101 (8), 1281-1293.
- Datta, M., Gulhati S.K., Rao G.V.. (1982). "Engineering Behaviour of carbonate soils of India and some observations on classification of such soils". In Geotechnical properties, Behaviour, and performance of calcareous soils, Special Technical Publication 777, ASTM, Philadelphia, Pa., pp. 113-140.
- Delage, P., Suraj de Silva, G.P.R. De Laure, E. (1987). Un nouvel appareil triaxial pour les sols non-satures. In Proceedings of the 9th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Dublin, Vol. 1: 25-28.
- D.K. Paul., Satish K., 1997, Stability analysis of slope with building loads: Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 16, 395-405.

- E. Ausilio, E. Conte, G. Dente., 2001, Stability analysis of slopes reinforced with piles: Computers and Geotechnics, 28, 591–611.
- Escario, V. and Juca, J.F.T. (1989). Strength and deformation of partly saturated soils. Proc. 12th ICSMFE, Rio de Janeiro, Vol. 1: 43-46.
- Escario, V. and Sáez, J. (1986). The shear strength of partly saturated soils. Géotechnique 36, No. 3: 453-456.
- Estabragh A.R. and Javadi A. A.. 2008. Critical state for overconsolidated unsaturated silty soil, Can. Geotech. j. 45: 408–420.
- Fan, Chia-Chen., Su Chih-Feng., 2008. Role of roots in the shear strength of root-reinforced soils with high moisture content. Ecological Engineering 33, 157-166.
- Fellenius, W. 1927. Erdstatische Berechnungen, revised Edition, W. Erns u. Sons, Berlin.
- Flores-Berrones, R., Alva García, F., Li Liu, X., 2003, Efecto del flujo de agua en la estabilidad de taludes: Ingeniería hidráulica en México, 18(2), 35-52.
- Fredlund, D.G. y Morgenstern, N.R. (1976). Constitutive relations for volume change in unsaturated soils. Can. Geotech. J. 13, No 3: 261-276.
- Fredlund, D.G. y Morgenstern, N.R. (1977). Stress state variables for unsaturated soils. J. Geotech. Div. A.S.C.E. 103, GT5: 447-466.
- Fredlund, D.G., Morgenstern, N.R., and Widger, R.A. (1978). The shear strength of unsaturated soils. Canadian Geotechnical Journal. 15, No. 3: 313-321.
- Fredlund D.G., Ph.D. y Rahardjo H., Ph.D. 1985 Soil mechanics for unsaturated soils. A wiley and sons, Inc.
- Fredlund D.G., Ph.D. y Rahardjo H., Ph.D. 1993 Soil mechanics for unsaturated soils. pag. 224.
- Fredlund, D.G., Rahardjo, H. and Gan, J.K.M. (1987). Nonlinearity of strength envelope for unsaturated soils. Proc. 6th Int. Conf. Expansive Soils, New Delhi: 49-54.
- Fredlund D.G., Ph.D., y Xing, Anqing., 1994. Predicting the Permeability Function for Unsaturated Soil Using the Soil-Water Characteristic Curve. Department of Civil Engineering, University of Saskatchewan, Saskatoon, S. K. S7N 0W0, Canada.
- Gallegos Fonseca, Gustavo., 2002. Flujo de agua en suelos expansivos y su aplicación a las cimentaciones. Tesis de grado, maestría en mecánica de suelos, Universidad Autónoma de Querétaro.
- Gan, J.K.M., Fredlund, D.G. and Rahardjo, H. (1988). Determination of the shear strength of unsaturated soils. Can. Geotech. J., 25: 500-510.
- Gasmo, J.M., Rahardjo, H., Leong, E.C., 2000, Infiltration effects on stability of a residual soil slope: Computers and Geotechnics, 26, 145-165.
- Geotechnical Engineering Office. (1979) "Geotechnical manual for slopes". Civil engineering department Hong Kong. 306 p.
- Geo-Slope. SLOPE/W Manual de usuario para análisis de estabilidad de talud, versión 3. Calgary, Alberta, Canada. Geo-Slope International Ltd., 1995.
- Guardado-Lacaba, R., Almaguer-Carmenates, Y., 2001, Evaluación de riesgos por deslizamiento en el yacimiento Punta Gorda, Moa, Holguín: Revista Minería y Geología, Vol . XVIII, No. 1, 1-12.
- Guerrero-Duran, D., 1977, Aplicación del método grafico de Fellenius a la estabilidad de taludes en presas de materiales graduados, Tesis de grado, UAQ, 31-69.
- Gulhati, S. K. y Satija, B. S. 1981. Shear strength of partially saturated soils, Proc. 10th Int. Conf. Soil Mech. Fdn Engng, Stockholm, 1, 609-612.
- Hack, Robert., Alkema, D., Kruse G. A.M., Leenders, N., Luzi, L., 2007, Influence of earthquakes on the stability of slopes: Engineering Geology, 91, 4–15.
- Hawke, R.M., Price, A.G., Bryan, R.B., 2006, The effect of initial soil water content and rainfall intensity on near-surface soil hydrologic conductivity: A laboratory investigation: Catena, 65, 237 – 246.

- Hernández-Mena, Z., Herrera-Castañeda, S., 2002, Depto. Geología y Geotecnia, División de Ciencias de la Tierra, Facultad de Ingeniería, UNAM.
- Houlsby, G.I., 1991, How the Dilatancy of Soils Affects their Behaviors. University of Oxford, Department of Engineering science. Parks Road.
- Hurtado Maldonado, Dario., Pérez Garcia, A. 1998. Permeabilidad de suelos parcialmente saturados (trabajo de investigación). U.A.Q.
- Instituto Mexicano del Transporte (IMT), Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT), 2006, reporte técnico.
- Jaehong, K., Sangseom, J., Seongwan, P., Jitendra, S., 2004, Influence of rainfall –induced wetting on the stability of slopes in weathered soils: *Engineering Geology*, 75, 251-262.
- Jambu, N. 1954. Application of Composite Slip Surfaces for Stability Analysis. Procs. European Conference on Stability of Earth Slopes. Vol. III. Stokolm.
- Jenning, J.E.B. and Burland, J.B. (1962). Limitations to the use of effective stress in partly saturated soils. *Géotechnique* 12, No 2: 125-144.
- Juárez-Badillo, E., Rico-Rodríguez, A., México, D.F. 1998, Anexo XII-c. Pruebas de compresión triaxial: Fundamentos de mecánica de suelos, Tomo 1, pagina 431. Editorial Limusa.
- Juárez-Badillo, E., Rico-Rodríguez, A., México, D.F. 2007, Fundamentos de mecánica de suelos, Tomo 2, pagina 255. Editorial Limusa.
- Jury, W. A., Gardner, W. R., And Gardner, W. H. 1991. *Soils physics*. John Wiley and Sons, Inc. E.u.
- Ladd, C.C., Foott R., Ishihara K., Schloseer F., Poulos H.G.. (1977), “Stress Deformation and strength characteristics”. In Proc., Ninth international conference on soil mechanics and foundation engineering, Tokyo, Vol. 2, pp. 421-494.
- Ladd, C.C. , Lambe T.W., (1964), “The strength of “Undisturbed” Clay determined from undrained tests”. In Proc., Symposium on laboratory shear Testing of soils, Ottawa, Canadá, Special Technical Publication 361, ASTM, Philadelphia, Pa., pp. 342-371.
- Lambe, T.W. (1960a). A mechanistic picture of shear strength in clay. *Research Conf. on Shear Strength of Cohesive Soils*, Boulder, Colorado: 555-580.
- Lambe, T.W., Whitman R.V, (1969). *Soil mechanics*. John Wiley & Sons, New York, 553 pp.
- Lambe, T.W. and Whitman, R.V. (1959). The role of the effective stress in the behaviour of expansive soils. *Quart. Of the Colo. Sch. Of Mines*, Vol. 54 (4): 33-66.
- Lloret, A. y E.E. Alonso (1985). State surfaces for partially saturated soils. *Proc. 11th Int. Conf. Soil Mech. Fdn. Engng. San Francisco*, 2: 557-562.
- McDoell, Lori Ann., 2004, An alternative medium for the measurement of soil suction by Filter Paper. Tesis de grado, maestría en ciencias, University of Tennessee, Knoxville.
- Maldonado Hurtado, Darío., 2001. Succión y Conductividad hidráulica en suelos no saturados. Tesis de grado, maestría en mecánica de suelos, Universidad Autónoma de Querétaro.
- Manual de prácticas de Laboratorio de Mecánica de suelos I., 2004, Universidad Autónoma de Querétaro, Facultad de Ingeniería, Laboratorio de Mecánica de Suelos.
- Matyas, E.L. y Radhakrishna, H.S. (1968). Volume change characteristics of partially saturated soils. *Géotechnique*, 18, No 4: 432-448.
- Morgenstern, N. R., and Price, V. E. 1965. the Analysis of Stability of General Slip Surfaces. *Getechnique*, Vol. 15, No. 1, 79-93.
- Mualem, Y., 1976a. A new model for predicting the hydraulic conductivity of saturated porous media. *Water Resources Research*, 12: 593-622.
- Normaniza, O., Faisal, H.A., Barakbah, S.S., 2008, Engineering properties of *Leucaena leucocephala* for prevention of slopes failure: *Ecological Engineering*, 32, 215-221.
- Pavlakís, M. (1983) “Prediction of foundation behaviour in residual soils from pressuremeter tests”. PhD Thesis, Witwatersrand University, Johannesburg
- Peck, R.B., Hanson W.E., Thornburn TH.H. (1974). “*Foundation engineering*”. 2nd. Ed. John Wiley & Sons, New York, 514 p.

- Pérez G. A., Hurtado M. D., 1999. Medición de la permeabilidad de un suelo no saturado. XI Congreso Panamericano de Mecánica de suelos e Ingeniería Geotécnica. P. 963. Foz do Iguassu, Brazil.
- Pires, L.F., Cássaro, F.A.M., Reichardt, K., Bacchi, O.O.S., 2008, Soil porous system changes quantified by analyzing soil water retention curve modification: *Soil & Tillage Research*, 100, 72-77.
- PlaxFlow. Plaxflow Scientific manual, 2003, versión 1. Países Bajos. R.B.J. Brinkgreve Delft University of Technology & PLAXIS b.v.
- PlaxFlow. Manual de información general, versión 1. Países Bajos. R.B.J. Brinkgreve Delft University of Technology & PLAXIS b.v., 2003.
- Prakasha K. S. and Chandrasekaran V. S..2005. Behavior of marine sand-clay mixtures under static and cyclic triaxial shear, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, vol. 131, no. 2, February.
- Prashant Amit and Penumadu Dayakar. 2005. A laboratory study of normally consolidated kaolin clay, *Can. Geotech. j.* vol. 42: 27–37.
- Kayadelen C., Tekinsoy M. A, Taskiran T.. 2007. Influence of matric suction on shear strength behavior of a residual clayey soil. *Environ Geol* 53:891–901.
- Rendulic, L. 1935. Ein Beitrag sur Bestimmung der gleitsicherheit-Der Bauingenieur. No. 19-20.
- Richards, B.G. (1984). Finite element analysis of volume change in expansive clays. *Proc. 5th I.C.E.S. Adelaide*, Vol. 2: 355-362.
- Rico Rodríguez, Alfonso., Del Castillo, Hermilo., *La ingeniería de suelos en las vías terrestres*. Tomo 1, 2001.
- Romero, E. (1999). Thermo-hydro-mechanical behaviour of unsaturated Boom clay: an experimental study. Ph. D. Thesis, Technical University of Catalunya, Barcelona.
- Schmertmann, J.H. (1975). "Measurement of in situ shear strength". In *Proc., Conference on in situ measurement of soil properties*, Raleigh, N.C. American Society of civil engineers, New York, Vol.2, pp. 57-138.
- Seed, H. B. and Chan A.M. (1959). Structure and strength characteristics of compacted clays. *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, A.S.C.E.*, Vol. 85, SM5: 87-128.
- Sharma, S., 1990, Pore water calculations for computerized slope stability Analysis: *Proc 1990 Annual Symposium on Geology and Geotechnical Engineering, Instrumentation and Computer Applications*, Pocatello, 4-6 April 1990 P16.1-16.10. Publ Pocatello: Idaho, State University, 1990.
- Skempton A. W. 1954. The pore pressure coefficients A and B. *Geotechnique*. 4(4).
- Skempton A.W., Hutchinson J.N., (1969), "Stability of Natural slopes and Embankment foundations," 7th. International conference on soil mechanics and foundation engineering, Mexico City, State of the Art. volumen, pp. 291-340.
- Sowers, George B. 1972. *Introducción a la mecánica de suelos y cimentaciones*.
- Spencer, E. 1967. A Method of Analysis of Stability of Embankments Assuming Parallel Inter-Slices. *Geotechnique*, Vol. 17, No. 1, 11-26.
- Stroud, M.A. (1974) "The Standard Penetration Test in insensitive clays and soft rocks". *Proc. European Symp. On Penetration Testing (ESOPT) Stockholm* 2(2): 367-375.
- Thamer Ahmed Mohamed, Faisal Hj. Ali, S. Hashim and Bujang B.K. Huat. 2006. Relationship between shear strength and soil water characteristic curve of an unsaturated granitic residual soil. *American Journal of Environmental Sciences* 2 (4): 142-145.
- Tohari, A., Nishigaki, M., Komatsu, M., 2007, Laboratory Rainfall Induced Slope Failure with Moisture Content Measurement, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*.
- Toll, D.G. (1990). A framework for unsaturated soil behaviour. *Géotechnique*, Vol. 40, No.1: 31-44.
- U.A.Q. y U. Labal (Canada). *Curso Internacional de suelos arcillosos*, Qro. Mex., 1989.

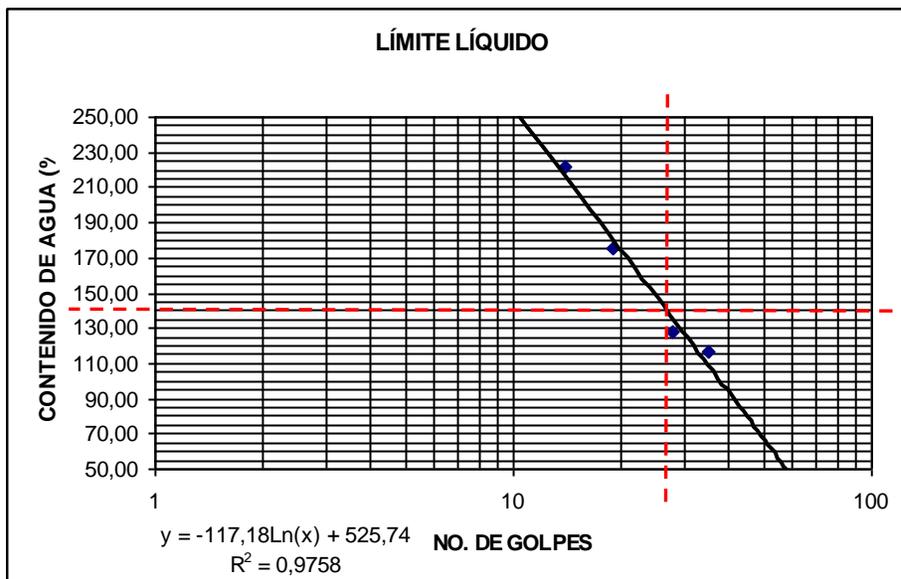
- Van Genuchten, M. Th., 1980. A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils. *Soil Sci. Soc. Am. J.* 44, 892-898.
- Van Genuchten M. Th., Liej, F.J., Yates, S.R., 1991. The RETC code for quantifying the hydraulic functions of saturated saols. USDA, US Salinity Laboratory, Document EPA/600/2-91/065, Riverside, CA, USA.
- Viratjandri, C., Michalowski, R.L., 2006, *Can. Geotech Journal*, Department of civil an Environmental Engineering, University of Michigan, 43, 802-814.
- Wai-Kiong, Sui-Pheng, L., 2005, *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 20: 3(215).
- Winterkorn H.F. Fang H. (1991). "Soil Technology and Engineering properties of soils" *Foundation Engineering Handbook*, Van Nostrand Reinhold, New York pp. 88-143.
- Wroth, C.P. (1984). "The interpretation of in situ soil tests". *Geotechnique*, Vol. 34, No. 4, pp.449-489.
- Wu, S., Gray, D.M., Richard, F.E.Jr. (1984). Capillary effects on dynamic modulus at high strains. *Proc. 11th I.C.S.M.F.E.*, San Francisco.
- Wu T.H. (1996), "Soil strength properties and theris measurement". *Landslides Investigation and mitigation Special Report 247 Transportation research Board Washington*, pp.319- 336.
- Xie, M., Esaki, T., Cai, M., 2004, A time-space based approach for mapping rainfall-induced shallow landslide hazard: *Environmental Geology*, 46, 840–850.
- Zaitchik, B. F., 2003, *journal of soil and water conservation*, volumen 58, 45-53.
- Zhang, J., Jiao, J.J., Yang, J., 2000, In situ rainfall infiltration studies at a hillside in Hubei Province, China: *Engineering Geology*, 57, 31–38.
- 2ª Reunión de Evaluación con el C. Presidente de la Republica, Lic. Felipe Calderón Hinojosa. 09 de noviembre de 2007.

ANEXOS

**ANEXO 1. PRUEBAS DE LABORATORIO DEL TALUD LOCALIZADO EN EL
KM 240+000 DE LA AUTOPISTA CUERNAVACA-ACAPULCO.**

A.- ENSAYES INDICE.

<i>LÍMITE LÍQUIDO</i>									
PRUEBA	CAPSULA	NUMERO DE GOLFES	PESO DE TARA + SUELO HUMEDO	PESO DE TARA + SUELO SECO	PESO DE LA MUESTRA	PESO DEL AGUA	PESO DE LA TARA	PESO DEL SUELO SECO	CONTENIDO DE AGUA
No.	No.		gr	gr	gr	gr	gr	gr	%
1	4	35	155,73	136,83	35,12	18,90	120,61	16,22	116,52
2	203	28	169,43	144,37	44,65	25,06	124,78	19,59	127,92
3	105	19	150,09	135,06	23,61	15,03	126,48	8,58	175,17
4	116	14	171,83	136,27	51,58	35,56	120,25	16,02	221,97



<i>LÍMITE PLÁSTICO</i>									
PRUEBA	CAPSULA	TIPO DE MATERIAL	PESO DE TARA + SUELO HUMEDO	PESO DE TARA + SUELO SECO	PESO DE LA MUESTRA	PESO DEL AGUA	PESO DE LA TARA	PESO DEL SUELO SECO	CONTENIDO DE AGUA
No.	No.		gr	gr	gr	gr	gr	gr	%
1	106	---	126.94	123.84	9.80	3.10	117.14	6.70	46.27

CONTRACCIÓN VOLUMÉTRICA												
Petri No.	Wpetri (gr)	Wpetri + Wm (gr)	Wpetri + Ws (gr)	Wm (gr)	Ws (gr)	Wpetri + WHg (gr)	W Hg	V1 (cm3)	WHg desalojado (gr)	V2 (cm3)	Lc (%)	w (%)
----	17,82	65,28	50,89	47,46	33,07	368,3	350,5	25,85	223,84	16,51	15,27	43,51

Clasificación del suelo.

PROFUNDIDAD (m)	TIPO DE MATERIAL	HUMEDAD NATURAL (%)	L.L. (%)	L. P. (%)	I.P. (%)	L.C. (%)	% QUE PASA MALLA			DENSIDAD DE SÓLIDOS (Ss)	CLASIFICACIÓN (S.U.C.S.)
							4	40	200		
0 - 1,50	arcilloso	44.1	144	46	98	15.27	100	99.89	99.688	2.58	CH

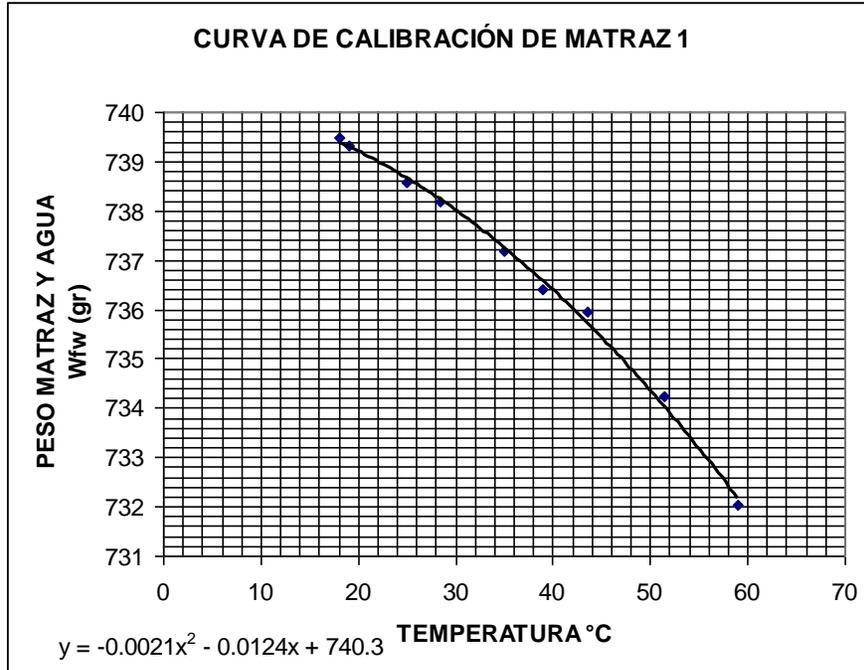
SUCS= (CH) ARCILLA DE ALTA COMPRESIBILIDAD

B.- PESO ESPECÍFICO DE SÓLIDOS.

CALIBRACIÓN DEL MATRAZ

MATRAZ NO. 1

Temperatura	Peso matraz y agua aforado W_{fw} (gr)
59	732.02
51.5	734.23
43.5	735.96
39	736.41
35	737.17
28.5	738.2
25	738.59
19	739.31
18	739.48



Determinación	material
Matraz No.	1
Temperatura °C	22,00
Peso matraz, agua y suelo (W_{fws}) gr.	769,43
Peso matraz y agua aforado (W_{fw}) gr.	739,01
Peso de suelo seco (W_s) gr.	49,65
Ss	2,58

C.- RELACIÓN DE VACIOS, CONTENIDO DE AGUA, GRADO DE SATURACIÓN Y PESO ESPECÍFICO.

CONTENIDO DE HUMEDAD NATURAL

MUESTRA No.	PROFUNDIDAD		DESCRIPCION	CAPSULA No.	PESO DE LA CAPSULA gr	PESO DE CAPSULA + SUELO HUMEDO gr	PESO DE CAPSULA + SUELO SECO gr	PESO DEL SUELO SECO gr	PESO DEL AGUA gr	CONTENIDO DE AGUA %
	DE	A								
1	0	0.75m	-	56	117,07	235,96	199,60	82,53	36,36	44,1

Por medio de relaciones volumétricas se obtuvieron las siguientes propiedades en **estado natural**:

$e = 1.51$

$G_w (\%) = 75.49$

Peso especifico = 14.51 kN/m^3

D.- PERMEABILIDAD.

PERMEÁMETRO DE CARGA VARIABLE	
L (cm.) =	1,5
D (cm.) =	6,42
A (cm ²) =	32,33
a bureta (cm ²) =	1,66
Peso inicial (gr.) =	72,04
Vol. (cm ³) =	48,68
h ₁ [*] (cm.) =	95
h ₂ [*] (cm.) =	94

PRUEBA	h ₁ [*] (cm)	h ₂ [*] (cm)	t (seg.)	Temperatura (°C)	h ₁ =h ₁ [*] -h _c (cm)	h ₂ =h ₂ [*] -h _c (cm)	k (cm/seg.)
1	95	94	1397	21	94,7937	93,7937	5,84024E-07
2	95	94	1402	21	94,7937	93,7937	5,81941E-07
3	95	94	1399	21	94,7937	93,7937	5,83189E-07

Promedio = **5,83052E-07**

CORRECCION POR TEMPERATURA

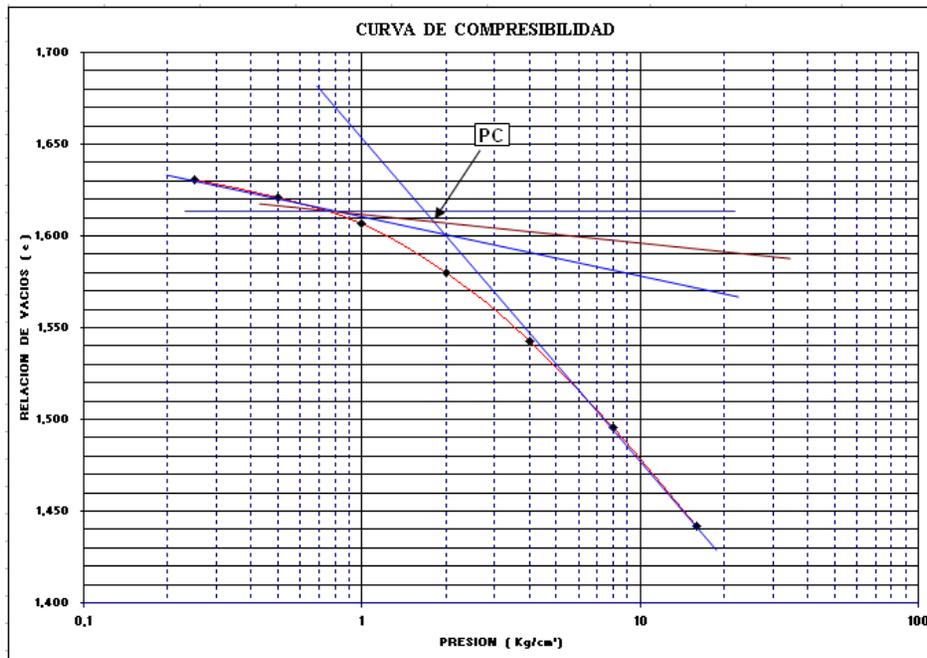
$$C_t = 0,9761$$

PERMEABILIDAD CORREGIDA:

$$K \text{ corregida} = K * C_t = \mathbf{5,69E-07} \text{ cm/seg}$$

E.- ESFUERZO DE PRECONSOLIDACIÓN.

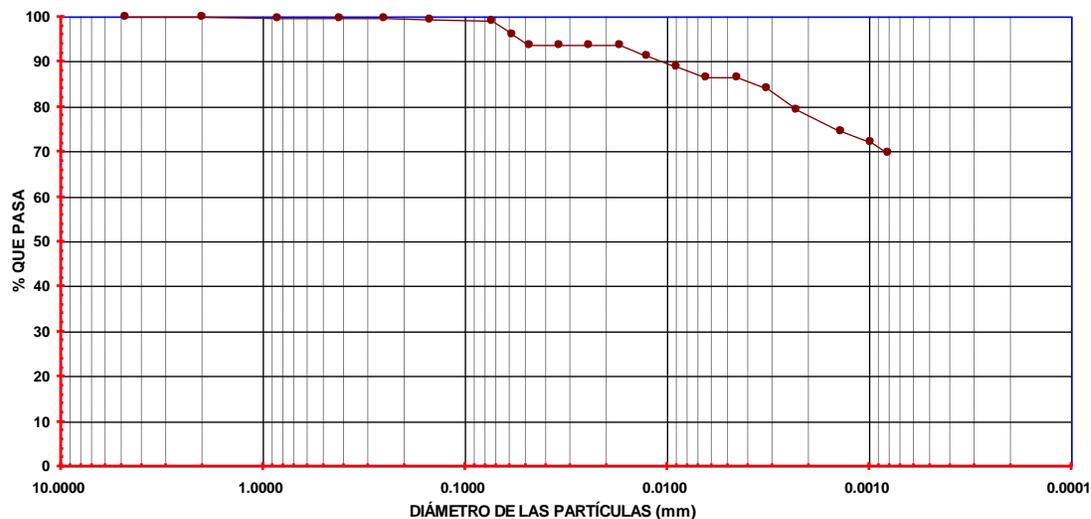
W _i %	G _{wi} %	S _s	e _i	Peso Vol. Hum.(kg/m ³)	P _c	P _o
44	71	2,58	1,639	1459	(kPa)	(kg/cm ²)
W _f %	G _{wf} %		e _f	Peso Vol. Seco.(kg/m ³)	189.27	---
55	99		1,496	1016		



F.- GRANULOMETRÍA COMPLETA.

MATERIAL PASA MALLA 4			
Malla no.	Retenido (g)	Retenido (%)	Material que pasa (%)
10 (2)	0.14	0.028	99.97
20(0.84)	0.16	0.032	99.94
40(.42)	0.24	0.048	99.892
60(0.25)	0.26	0.052	99.84
100(0.149)	0.23	0.046	99.794
200(0.074)	0.53	0.106	99.688
Pasa la 200	498.44	99.688	
Suma	1.56	0.312	

Fecha	Hora	Tiempo Trans. (min)	Temp. °C	Lect. Hidrom		%mas fino	$R=R_c \times C_m$	L	L/t	K	D (mm)	%mas fino resp. Al total
				Aparente	Corregida							
				R_{real}	R_c							
17/04/08	11:30:00 a.m.	0.333	23.50	24.00	20.70	99.167	20.7	12.4472	37.37898	0.0134	0.08193	98.3939
17/04/08	11:30:00 a.m.	0.6667	23.00	23.50	20.20	96.772	20.2	12.706	19.05805	0.0134	0.05850	96.0173
17/04/08	11:30:00 a.m.	1	23.00	23.00	19.70	94.377	19.7	12.7912	12.79120	0.0134	0.04792	93.6406
17/04/08	11:30:00 a.m.	2	23.50	23.00	19.70	94.377	19.7	12.8732	6.43660	0.0134	0.03400	93.6406
17/04/08	11:30:00 a.m.	4	23.50	23.00	19.70	94.377	19.7	13.0372	3.25930	0.0134	0.02419	93.6406
17/04/08	11:30:00 a.m.	8	23.50	23.00	19.70	94.377	19.7	13.2012	1.65015	0.0134	0.01721	93.6406
17/04/08	11:45:00 a.m.	15	23.50	22.50	19.20	91.981	19.2	13.2832	0.88555	0.0134	0.01261	91.2639
17/04/08	12:00:00 a.m.	30	23.50	22.00	18.70	89.586	18.7	13.4433	0.44811	0.0134	0.00897	88.8873
17/04/08	12:30:00 p.m.	60	23.50	21.50	18.20	87.191	18.2	13.5982	0.22664	0.0134	0.00638	86.5106
17/04/08	01:30:00 p.m.	120	23.50	21.50	18.20	87.191	18.2	13.6802	0.11400	0.0134	0.00452	86.5106
17/04/08	03:30:00 p.m.	240	23.50	21.00	17.70	84.795	17.7	13.7622	0.05734	0.0134	0.00321	84.1339
17/04/08	07:30:00 p.m.	480	23.50	20.00	16.70	80.005	16.7	13.9259	0.02901	0.0134	0.00228	79.3806
18/04/08	11:30:00 a.m.	1440	21.00	19.50	15.70	75.214	15.7	14.0892	0.00978	0.0139	0.00137	74.6273
19/04/08	11:30:00 a.m.	2880	21.00	19.00	15.20	72.819	15.2	14.2664	0.00495	0.0139	0.00098	72.2506
20/04/08	11:30:00 a.m.	4320	21.00	18.50	14.70	70.423	14.7	14.5432	0.00337	0.0139	0.00081	69.8740



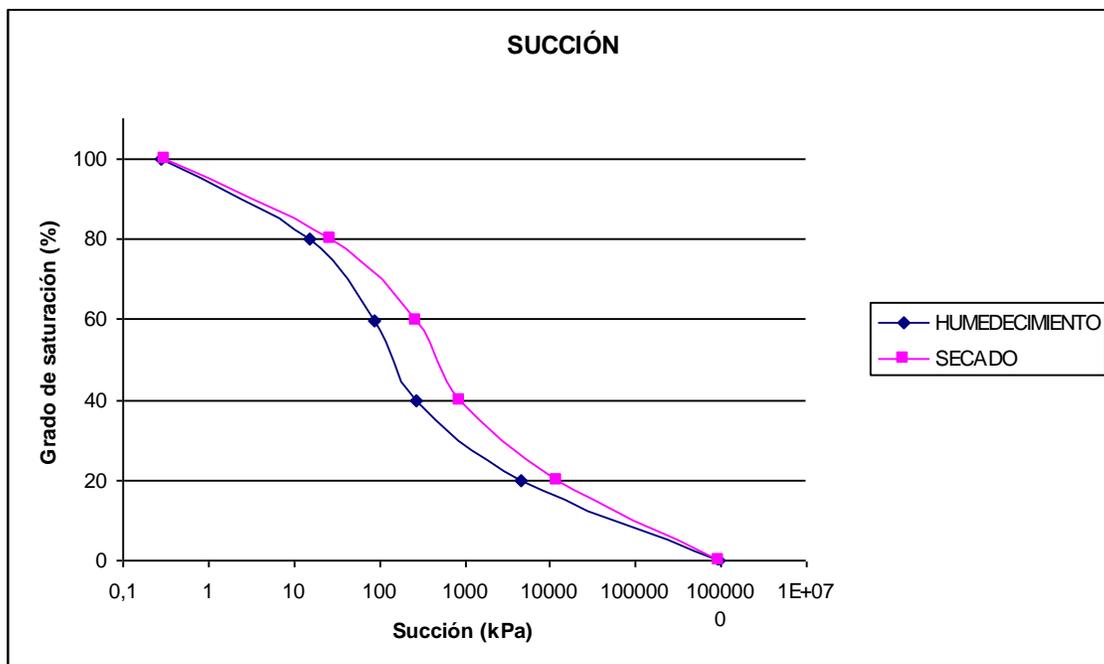
G.- CURVA CARACTERÍSTICA.

Humedecimiento

Pastilla	Gw (%)	Peso papel abajo húmedo	Peso papel. seco	Peso agua	wf	Succión
1	0	0.1705	0.1703	0.0002	0.117	954227.051
2	0	0.1686	0.1684	0.0002	0.119	953901.149
3	20	0.2305	0.1908	0.0397	20.807	4604.80378
4	40	0.2694	0.2043	0.0651	31.865	266.176737
5	60	0.2310	0.1697	0.0613	36.123	88.8131349
6	80	0.2390	0.1671	0.0719	43.028	14.9734974
7	100	0.2610	0.1646	0.0964	58.566	0.27268475

Secado

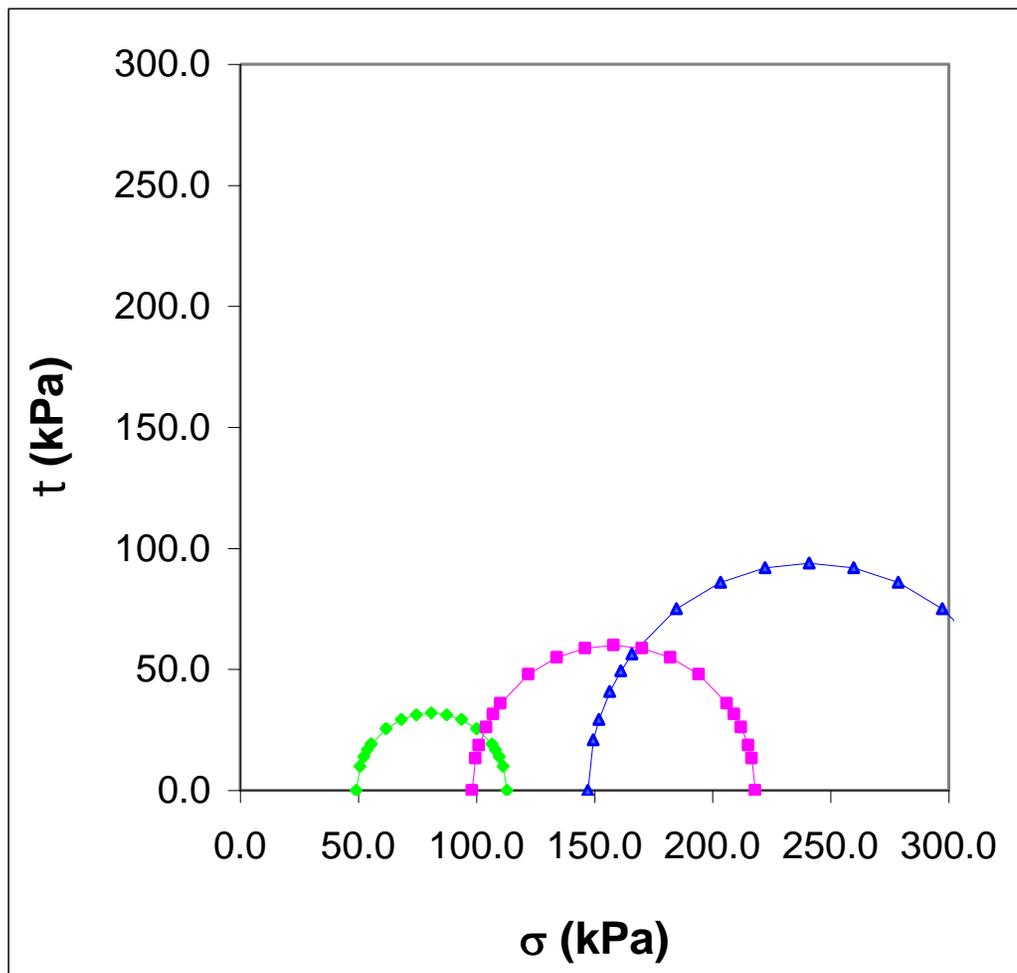
Pastilla	Gw (%)	Peso papel abajo húmedo	Peso papel abajo seco	Peso agua abajo	wf	Succión
	0	0.1644	0.1643	0.0001	0.06086427	968246.609
1	20	0.1919	0.1640	0.0279	17.0121951	12248.8704
2	40	0.2095	0.1646	0.0449	27.2782503	868.354444
3	60	0.2278	0.1729	0.0549	31.7524581	274.005784
5	80	0.2426	0.1723	0.0703	40.8009286	26.5878278
6	100	0.2595	0.1641	0.0954	58.1352834	0.30472573



H.- TRIAXIALES.

Se realizaron ensayos triaxiales con confinantes de 49.03, 98.0 y 147.1 kPa todos saturados.

Muestra	Confinante (kPa)	Volumen (cm ³)	Altura (cm)	Gw (%)	Desviador (kPa)
1	49.03	100.18	7.78	98.41	63.84
2	98.0	100.406	8.15	98.37	119.94
3	147.1	99.428	8.21	98.36	187.7



I.- VERIFICACIÓN DE LA DISTRIBUCIÓN DE LA HUMEDAD EN PROBETAS DENTRO DE RECIPIENTES HERMÉTICAMENTE CERRADOS.

Se labraron 4 probetas del material, 2 de ellas con la humedad máxima que fue posible obtener después del proceso de humedecimiento en el recipiente con tirante de agua (Figura 40), (procedimiento descrito en la sección 7.1.4), es decir, 37.44% (para un grado de saturación de 71%), cada una de las cuales fueron colocadas dentro de un recipiente herméticamente cerrado y dejando una a 7 días y la otra a 14 días. Terminado este periodo, cada probeta fue dividida en 3 partes en sentido transversal como se muestra en la Figura 74 (a), a cada parte a su vez se dividió en 9 partes (Figura 74, c) de las que se tomaron la parte del centro y una parte lateral para cuantificar la humedad.

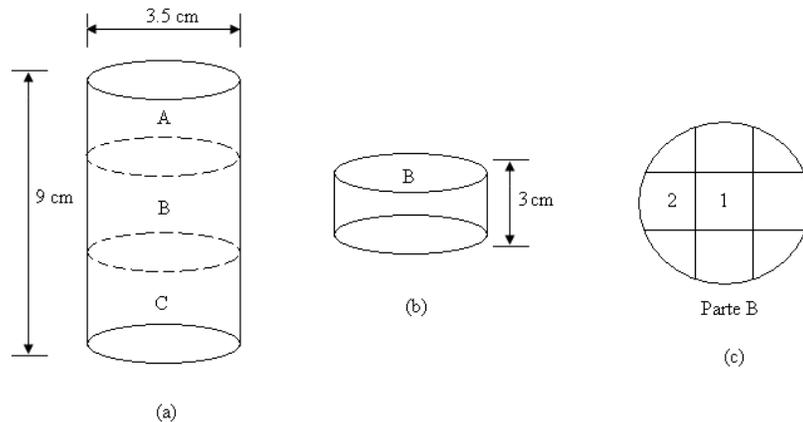


Figura 74. Proceso de verificación de distribución de la humedad.

Los resultados se presentan en la siguiente tabla:

TIEMPO	CORTE	ELEMENTO	PESO HUMEDO (gr)	PESO SECO (gr)	PESO DEL AGUA (gr)	HUMEDAD (%)
7días	superior	centro	34,48	25,09	9,39	37,43
		lateral	31,93	23,23	8,7	37,45
	medio	centro	33,67	24,5	9,17	37,43
		lateral	32,33	23,52	8,81	37,46
	inferior	centro	32,04	23,31	8,73	37,45
		lateral	32,38	23,56	8,82	37,44
14días	superior	centro	33,91	24,67	9,24	37,45
		lateral	33,24	24,18	9,06	37,47
	medio	centro	33,33	24,25	9,08	37,44
		lateral	34,05	24,77	9,28	37,46

	inferior	centro	33,56	24,41	9,15	37,48
		lateral	33,21	24,16	9,05	37,46

DIFERENCIA DE HUMEDADES DE 7 A 14 DIAS		
superior	centro	0,03%
	lateral	0,02%
medio	centro	0,01%
	lateral	0,00%
inferior	centro	0,03%
	lateral	0,02%

Este mismo procedimiento se aplicó para las 2 probetas restantes, sólo que estas últimas a una humedad superior a la que se pudo alcanzar con el proceso anterior (para un grado de saturación de 85%), es decir con ayuda del atomizador. Los resultados fueron los siguientes:

TIEMPO	CORTE	ELEMENTO	PESO HUMEDO (gr)	PESO SECO (gr)	PESO DEL AGUA (gr)	HUMEDAD (%)
7dias	superior	centro	37,48	25,84	11,64	45,05
		lateral	35,65	24,57	11,08	45,10
	medio	centro	43,82	30,22	13,6	45,00
		lateral	35,56	24,51	11,05	45,08
	inferior	centro	35,63	24,56	11,07	45,07
		lateral	36,26	25	11,26	45,04
14dias	superior	centro	38,23	26,35	11,88	45,09
		lateral	36,05	24,85	11,195	45,05
	medio	centro	36,21	24,97	11,24	45,01
		lateral	36,82	25,39	11,43	45,02
	inferior	centro	36,14	24,92	11,22	45,02
		lateral	37,1	25,57	11,53	45,09

DIFERENCIA DE HUMEDADES DE 7 A 14 DIAS		
superior	centro	0,04%
	lateral	0,05%
medio	centro	0,01%
	lateral	0,07%
inferior	centro	0,05%
	lateral	0,05%

J. DATOS DE PRECIPITACIÓN.

Datos **Climáticos en Chilpancingo** organizados por días, meses y años.
Información de situación Geográfica de **Chilpancingo** y datos de interés.

País: México

Estación meteorológica: 767620

Latitud: +17° 55

Longitud: -099° 50

Altura: +1265

Significado de las columnas de datos:

T	Temperatura media (°C)	G	Índica si Granizó (0: No; 1:Sí)
TM	Temperatura máxima (°C)	T	Indica si hubo tormenta (0: No; 1:Sí)
Tm	Temperatura mínima (°C)	N	índica si nevó (0: No; 1:Sí)
VV	Velocidad media del viento (km/h)	NB	Indica si hubo niebla (0: No; 1:Sí)
VR	Velocidad de ráfagas máximas de viento (km/h)		
PNM	Presión atmosférica a nivel del mar (mb)		
PT	Precipitación total de lluvia y/o nieve derretida (mm)		
LL	índica si hubo lluvia o llovizna (0: No; 1:Sí)		

Variables	Valor
Temperatura Media	20.2 °C
Punto de Rocío	12.1 °C
Presión a Nivel del Mar	1013.2 mb.
Presión media	876.6 mb.
Visibilidad	15.92 Km
Velocidad media del Viento	4.44 km/h
Velocidad Máxima del Viento	7.22 km/h
Ráfagas Máximas de Viento	--
Temperatura Máxima	30.4 °C
Temperatura Mínima	12.5 °C
Precipitación Total	0 mm

Profundidad de la Nieve --

AÑO 2006

ENERO

Datos Extend.	T	TM	Tm	VV	VR	PNM	PT	LL	G	T	N	NB
<u>1</u>	17.3	26.9	10.2	5.93	-	1018.5	0	0	0	0	0	0
<u>2</u>	19.4	30.1	6.9	9.45	-	1017.8	0	0	0	0	0	0
<u>3</u>	21.3	31.8	8.9	5.74	-	1018.7	0	0	0	0	0	0
<u>4</u>	17.8	30.7	9.7	4.07	-	1021	0	0	0	0	0	0
<u>5</u>	16.8	29.7	9.7	2.22	-	1021.4	0	0	0	0	0	0
<u>6</u>	-17.7	-17.7	-17.7	0	0		0					
<u>7</u>	-17.7	-17.7	-17.7	0	0		0					
<u>8</u>	16.5	29.5	6.7	1.3	-	1020.5	0	0	0	0	0	0
<u>9</u>	17.9	29.7	6.4	5.37	-	1019.6	0	0	0	0	0	1
<u>10</u>	16.8	29.9	10.9	3.52	-	1020.7	0	0	0	0	0	0
<u>11</u>	19.0	28.5	8.9	4.44	-	1018.7	0	0	0	0	0	0
<u>12</u>	20.3	28.7	8.9	4.07	-	1016	0	0	0	0	0	0
<u>13</u>	19.1	30.7	10.7	5.37	-	1017.6	0	0	0	0	0	0
<u>14</u>	20.8	31.7	11.3	9.63	-	1017.7	0	0	0	0	0	0
<u>15</u>	19.9	31.5	11.7	5	-	1019.6	0	0	0	0	0	0
<u>16</u>	18.6	31.5	11.9	3.52	-	1017.7	0	0	0	0	0	0
<u>17</u>	21.7	30.9	10.6	4.07	-	1014.8	0	0	0	0	0	0
<u>18</u>	19.5	28.1	10.6	9.26	-	1019.7	0	0	0	0	0	1
<u>19</u>	18.9	29.7	11.5	2.41	-	1021.6	0	0	0	0	0	1
<u>20</u>	-17.7	-17.7	-17.7	0	0		0					
<u>21</u>	20.2	33.1	10.7	9.63	-	1016.4	0	0	0	0	0	1
<u>22</u>	19.4	29.7	11.2	4.44	-	1016.7	0	0	0	0	0	0
<u>23</u>	22.6	31.9	12.5	5	-	1017.4	0	0	0	0	0	0
<u>24</u>	21.4	30.9	10.9	2.96	-	1015.5	0	0	0	0	0	0
<u>25</u>	21.3	30.5	10.9	5.74	-	1017.7	0	0	0	0	0	0
<u>26</u>	22.0	29.5	14.2	7.22	-	1019.1	0	0	0	0	0	0
<u>27</u>	22.0	31.1	14.9	5.19	-	1019.8	0	0	0	0	0	0
<u>28</u>	21.8	33.1	14.9	8.15	-	1019.8	0	0	0	0	0	0
<u>29</u>	22.2	32.1	13.7	2.96	-	1017.4	0	0	0	0	0	0
<u>30</u>	21.4	31.9	13.7	3.52	-	1016.6	0	0	0	0	0	1

- Resumen de datos mensuales para Enero del 2006:

Temperatura Máxima mensual: 33.1 °C

Temperatura Mínima mensual: 6.4 °C

Temperatura Media mensual: 19.9 °C

Precipitación Total mensual: 0 mm.

Media de Velocidad del Viento mensual: 5.19 km/h

Ráfagas Máximas de viento mensual: 0 km/h

FEBRERO

Datos Extend.	T	TM	Tm	VV	VR	PNM	PT	LL	G	T	N	NB
1	22.2	29.1	14.5	6.67	-	1015.8	0	0	0	0	0	0
2	-17.7	-17.7	-17.7	0	0		0					
3	20.7	29.1	15.2	5.93	-	1013.1	0	0	0	0	0	0
4	22.2	30.9	9.9	10.74	-	1011.5	0	0	0	0	0	0
5	20.8	31.5	12.9	6.67	-	1014	0	0	0	0	0	0
6	20.9	31.9	11.9	6.3	-	1017.1	0	0	0	0	0	0
7	20.5	30.1	11.4	6.48	-	1018.8	0	0	0	0	0	0
8	20.7	30.7	11.4	6.3	-	1018.4	0	0	0	0	0	0
9	21.6	30.7	15.7	3.52	-	1017.7	0	0	0	0	0	0
10	20.4	32.2	12.4	9.07	-	1019.4	0	0	0	0	0	0
11	19.6	29.9	14.7	5.37	-	1018.8	0	0	0	0	0	1
12	20.9	32.9	13.4	9.26	-	1018.4	0	0	0	0	0	1
13	20.8	30.7	13.4	5.37	-	1019.5	0	0	0	0	0	0
14	22.6	30.5	14.9	5	-	1018.3	0	0	0	0	0	0
15	21.5	30.9	12.9	7.22	-	1017.9	0	0	0	0	0	0
16	21.5	31.9	14.9	2.78	-	1016.5	0	0	0	0	0	0
17	21.2	33.2	14.9	10.19	-	1016.9	0	0	0	0	0	0
18	21.4	31.9	13.3	10.19	-	1017.8	0	0	0	0	0	0
19	22.7	34.9	11.9	7.78	-	1017.1	0	0	0	0	0	0
20	20.4	32.4	11.9	6.48	-	1017.3	0	0	0	0	0	0
21	21.5	30.5	13.9	5.74	-	1016.3	0	0	0	0	0	0
22	21.6	29.1	13.9	10.37	-	1015.4	0	0	0	0	0	0
23	22.3	29.7	11.4	8.15	-	1015.6	0	0	0	0	0	0
24	21.5	31.1	15.3	9.63	-	1016.5	0	0	0	0	0	0
25	21.1	31.9	13.3	9.07	-	1017	0	0	0	0	0	0
26	22.3	30.5	11.7	5.93	-	1017.5	0	0	0	0	0	0
27	21.7	30.7	11.7	5	-	1019.4	0	0	0	0	0	0
28	22.9	31.4	14.2	7.78	-	1015.9	0	0	0	0	0	0

- Resumen de datos mensuales para Febrero del 2006:

Temperatura Máxima mensual: 34.9 °C

Temperatura Mínima mensual: 9.9 °C

Temperatura Media mensual: 21.4 °C

Precipitación Total mensual: 0 mm.

Media de Velocidad del Viento mensual: 7.15 km/h

Ráfagas Máximas de viento mensual: 0 km/h

MARZO

Datos Extend.	T	TM	Tm	VV	VR	PNM	PT	LL	G	T	N	NB
1	21.3	32.9	13.9	10.37	-	1015.6	0	0	0	0	0	0
2	19.6	30.1	13.5	8.7	-	1017	0	0	0	0	0	0
3	-17.7	-17.7	-17.7	0	0		0					
4	20.1	32.5	13.2	10.74	-	1017.6	0	0	0	0	0	0
5	22.6	33.1	10.9	9.45	-	1016.7	0	0	0	0	0	0
6	21.7	33.9	10.9	3.52	-	-	0	0	0	0	0	0
7	21.9	32.7	10.9	5.37	-	1018.4	0	0	0	0	0	0
8	22.4	33.5	10.9	12.96	-	1015.6	0	0	0	0	0	0
9	19.7	29.1	15.7	9.82	-	1015.2	0	0	0	0	0	0
10	20.6	28.3	16.3	10.74	-	1014.8	0	0	0	0	0	1
11	21.9	31.5	15.7	12.41	-	1014.6	0	0	0	0	0	0
12	20.1	31.3	14.9	6.67	-	1016.6	0	0	0	0	0	0
13	21.5	31.4	14.4	8.52	-	1014.8	0	0	0	0	0	0
14	22.4	31.9	14.4	6.3	-	1014.1	0	0	0	0	0	0
15	21.9	32.3	14.5	6.67	-	1016.9	0	0	0	0	0	0
16	22.8	33.7	12.3	6.67	-	1016.8	0	0	0	0	0	0
17	23.0	35.4	14.9	9.07	-	1015.9	0	0	0	0	0	0
18	22.9	35.1	16.2	13.89	-	1014.9	0	0	0	0	0	1
19	22.7	31.9	14.5	13.33	-	1014.3	0	0	0	0	0	0
20	-17.7	-17.7	-17.7	0	0		0					
21	21.0	30.9	13.9	7.22	-	1014.4	0	0	0	0	0	0
22	21.5	31.9	14.3	10.74	-	1014.8	0	0	0	0	0	0
23	21.2	30.7	14.3	9.63	-	1016.4	0	0	0	0	0	0
24	22.8	32.1	15.2	6.67	-	1016.8	0	0	0	0	0	0
25	22.0	34.1	15.5	11.85	-	1016.9	0	0	0	0	0	0
26	23.4	32.9	15.2	6.48	-	1016.1	0.7	0	0	0	0	0
27	22.0	32.2	14.9	9.07	-	1016.8	0	0	0	0	0	0

28	22.9	32.1	15.3	10.74	-	1016.2	0	0	0	0	0	0
29	23.1	32.7	16.2	9.45	-	1015.9	0	0	0	0	0	0
30	21.0	32.1	14.9	6.48	-	1016.5	0	0	0	0	0	0
31	23.5	33.8	14.9	10.74	-	1016.4	0	0	0	0	0	0

- Resumen de datos mensuales para Marzo del 2006:

Temperatura Máxima mensual: 35.4 °C

Temperatura Mínima mensual: 10.9 °C

Temperatura Media mensual: 21.9 °C

Precipitación Total mensual: 0.7 mm.

Media de Velocidad del Viento mensual: 9.11 km/h

Ráfagas Máximas de viento mensual: 0 km/h

ABRIL

Datos Extend.	T	TM	Tm	VV	VR	PNM	PT	LL	G	T	N	NB
1	22.5	34.9	15.9	8.33	-	1017.7	0	0	0	0	0	1
2	24.4	33.4	15.8	8.15	-	1014.7	0	0	0	0	0	0
3	24.4	36.5	15.5	10.37	-	1014	0	0	0	0	0	0
4	24.8	37.4	14.0	7.22	-	1014.5	0	0	0	0	0	0
5	23.0	35.9	13.7	7.78	-	1015.8	0	0	0	0	0	0
6	24.6	34.1	13.7	10	-	1012.9	0	0	0	0	0	0
7	22.9	31.4	15.9	13.33	-	1013.2	0	0	0	0	0	0
8	20.5	31.9	15.3	10.74	-	1016.1	0	0	0	0	0	1
9	21.5	32.4	15.3	7.78	-	1015.8	0	0	0	0	0	0
10	25.2	31.9	16.7	8.33	-	1012.8	0	0	0	0	0	0
11	24.4	32.3	19.5	6.67	-	1013.3	0	0	0	0	0	0
12	22.5	34.1	17.5	8.15	-	1015.3	0	0	0	0	0	0
13	23.1	33.9	16.9	9.82	-	1017.1	0	0	0	0	0	0
14	24.9	34.4	15.9	7.22	-	1014.3	0	0	0	0	0	0
15	23.1	36.9	15.2	7.22	-	1014.8	0	0	0	0	0	0
16	22.4	31.5	15.2	9.45	-	1015.4	0	0	0	0	0	0
17	22.6	31.1	15.0	9.07	-	1014.8	0	0	0	0	0	0
18	22.5	31.3	16.3	9.26	-	1014	0	0	0	0	0	0
19	23.0	33.5	15.9	12.59	-	1012.1	0	0	0	0	0	0
20	23.1	32.5	15.9	11.48	-	1012.2	0	0	0	0	0	0
21	-17.7	-17.7	-17.7	0	0		0					
22	-17.7	-17.7	-17.7	0	0		0					

23	24.0	33.9	16.9	3.52	-	1014.7	0	0	0	0	0	0
24	25.5	37.7	16.9	2.78	-	1014.3	0	0	0	0	0	0
25	23.9	34.1	15.9	5.19	-	1014.3	0	0	0	0	0	0
26	23.6	33.3	16.9	11.67	-	1013.8	0	0	0	0	0	1
27	22.9	32.9	16.9	9.63	-	1015.2	0	0	0	0	0	1
28	24.1	33.8	16.9	10.19	-	1014.8	0	0	0	0	0	0
29	23.1	33.9	18.7	10.74	-	1014.1	0	0	0	0	0	0
30	23.9	34.5	17.9	3.52	-	1013.2	0	0	0	0	0	0

- Resumen de datos mensuales para Abril del 2006:

Temperatura Máxima mensual: 37.7 °C

Temperatura Mínima mensual: 13.7 °C

Temperatura Media mensual: 23.5 °C

Precipitación Total mensual: 0 mm.

Media de Velocidad del Viento mensual: 8.58 km/h

Ráfagas Máximas de viento mensual: 0 km/h

MAYO

Datos Extend.	T	TM	Tm	VV	VR	PNM	PT	LL	G	T	N	NB
1	22.6	35.5	17.7	6.67	-	1013.7	0	0	0	0	0	0
2	24.9	33.9	17.5	8.7	-	1014.2	0	0	0	0	0	0
3	22.6	33.4	16.5	5.93	-	1015.7	0	0	0	0	0	0
4	24.0	32.4	17.7	7.22	-	1015.3	0	0	0	0	0	0
5	24.7	34.4	17.7	8.52	-	1013.9	0	0	0	0	0	0
6	24.6	36.7	18.7	15.74	-	1013.7	0	0	0	0	0	0
7	25.1	34.3	18.7	5.93	-	1013	0	0	0	0	0	1
8	25.8	34.9	19.2	6.3	-	1012.5	0	0	0	0	0	0
9	24.3	32.9	18.9	7.22	-	1013.6	0	0	0	0	0	0
10	-17.7	-17.7	-17.7	0	0		0					
11	24.5	34.5	17.9	8.33	-	1013.7	0	0	0	0	0	0
12	23.6	36.5	16.9	10.74	-	1014.9	0	0	0	0	0	0
13	26.1	35.5	16.9	9.07	-	1013.7	0	0	0	0	0	0
14	24.9	36.5	16.9	10.19	-	1014.2	0	0	0	0	0	0
15	21.2	32.9	15.9	3.52	-	1017.5	14.7	0	0	0	0	0
16	23.8	30.7	15.9	5.74	-	1015.1	0	0	0	0	0	1
17	21.8	33.4	15.9	9.82	-	1016.2	0	0	0	0	0	1
18	21.5	30.7	16.7	10.74	-	1016	14.7	0	0	0	0	1
19	21.0	29.2	15.9	3.52	-	1017.9	0.2	0	0	0	0	1

20	22.4	31.3	15.9	10.37	-	1017	0	1	0	0	0	1
21	23.3	32.3	15.9	3.52	-	1014	0	0	0	0	0	0
22	24.3	32.5	16.7	10.74	-	1013.3	0	0	0	0	0	0
23	23.6	34.5	16.7	10.19	-	1015.4	0	0	0	0	0	1
24	22.2	33.3	17.7	12.22	-	1016.5	20.3	1	0	0	0	1
25	-17.7	-17.7	-17.7	0	0		0					
26	22.6	28.4	16.9	11.48	-	1013.9	0.2	1	0	0	0	1
27	20.7	30.4	15.2	10.74	-	1015.4	12.9	0	0	0	0	0
28	21.3	27.1	18.9	5.37	-	1016.2	0	0	0	0	0	0
29	23.0	27.5	17.9	5.37	-	-	0	0	0	0	0	0
30	23.6	30.3	19.2	10	-	1014.7	0	0	0	0	0	1
31	21.0	31.3	17.9	7.96	21.67	1016.8	8.8	1	0	0	0	1

- Resumen de datos mensuales para Mayo del 2006:

Temperatura Máxima mensual: 36.7 °C

Temperatura Mínima mensual: 15.2 °C

Temperatura Media mensual: 23.3 °C

Precipitación Total mensual: 72.1 mm.

Media de Velocidad del Viento mensual: 8.34 km/h

Ráfagas Máximas de viento mensual: 21.67 km/h

JUNIO

Datos Extend.	T	TM	Tm	VV	VR	PNM	PT	LL	G	T	N	NB
1	21.5	32.1	16.2	6.48	-	1016.2	3.5	0	0	0	0	1
2	23.1	30.3	16.2	7.22	-	1014.9	0	0	0	0	0	1
3	19.3	19.7	18.9	13.52	-	1017.9	6.0	1	0	0	0	0
4	17.8	20.3	15.7	1.85	-	1018	45.4	1	0	0	0	0
5	22.0	27.9	16.8	4.82	-	1014.4	12.9	0	0	0	0	1
6	21.8	31.3	15.9	6.67	-	1013.9	9.1	0	0	0	0	1
7	20.9	28.1	15.9	6.67	-	1014.5	0	0	0	0	0	1
8	21.4	27.5	18.3	5.74	-	1014.9	20.8	1	0	0	0	1
9	21.2	28.4	18.4	8.7	-	1015.3	0	0	0	0	0	1
10	20.7	28.5	18.2	13.33	-	1014.1	0	0	0	0	0	0
11	22.5	28.9	18.2	4.26	-	1012.1	0	0	0	0	0	1
12	22.4	28.3	17.7	8.33	-	1013.2	0	0	0	0	0	1
13	23.5	29.3	17.7	6.67	-	1014.5	0	0	0	0	0	1
14	23.9	31.5	18.3	7.22	-	1014	0	0	0	0	0	1

15	22.6	32.7	16.2	7.22	-	1014.7	0	0	0	0	0	1
16	21.8	30.1	16.2	8.15	-	1015.5	4.3	0	0	0	0	1
17	23.4	31.4	16.9	8.15	-	1014.3	0	0	0	0	0	0
18	-17.7	-17.7	-17.7	0	0		0					
19	-17.7	-17.7	-17.7	0	0		0					
20	22.5	34.7	16.9	3.52	-	1016.1	10.6	1	0	0	0	1
21	20.5	29.9	16.2	6.11	-	1018.1	0	0	0	0	0	1
22	22.5	27.5	17.2	5.74	-	1016.8	7.1	1	0	0	0	1
23	21.8	29.5	17.2	6.67	-	1017.1	1.0	0	0	0	0	1
24	21.9	31.9	17.2	9.82	-	1015.4	0	0	0	0	0	0
25	21.8	30.8	16.9	7.96	-	1015.7	1.0	0	0	0	0	0
26	23.2	30.6	16.9	5.37	-	1013.8	0	0	0	0	0	1
27	23.1	31.7	16.2	6.67	-	1014.9	0	0	0	0	0	1
28	23.7	32.5	16.2	6.67	-	1015.6	0	0	0	0	0	1
29	25.0	33.3	17.7	5.93	-	1015.1	0	0	0	0	0	1
30	21.9	32.5	18.3	7.22	-	1017.6	0	1	0	0	0	0

- Resumen de datos mensuales para Junio del 2006:

Temperatura Máxima mensual: 34.7 °C

Temperatura Mínima mensual: 15.7 °C

Temperatura Media mensual: 22.1 °C

Precipitación Total mensual: 122.1 mm.

Media de Velocidad del Viento mensual: 7.02 km/h

Ráfagas Máximas de viento mensual: 0 km/h

JULIO

Datos Extend.	T	TM	Tm	VV	VR	PNM	PT	LL	G	T	N	NB
1	21.0	27.9	17.7	6.48	-	1016.5	0	0	0	0	0	0
2	21.7	31.3	15.9	3.15	-	1016.8	-	1	0	0	0	0
3	23.0	32.5	15.9	6.67	-	1018.5	0.2	0	0	0	0	0
4	22.6	34.9	17.9	3.15	-	1018.4	0	1	0	0	0	1
5	22.3	29.5	17.7	4.63	-	1017.5	1.5	0	0	0	0	1
6	23.8	30.7	17.7	4.63	-	1016.3	0.5	0	0	0	0	1
7	23.2	31.9	17.9	6.67	-	1017.3	14.2	0	0	0	0	0
8	22.3	31.9	17.2	6.3	-	1016.9	3.8	1	0	0	0	0
9	22.0	31.6	16.9	3.52	-	1015.7	0.7	0	0	0	0	1

10	20.5	30.7	16.9	5.19	-	1016.1	15.4	1	0	0	0	1
11	18.7	21.3	16.9	3.52	-	1018.2	11.4	0	0	0	0	0
12	-17.7	-17.7	-17.7	0	0		0					
13	-17.7	-17.7	-17.7	0	0		0					
14	-17.7	-17.7	-17.7	0	0		0					
15	22.0	30.1	17.2	7.22	-	1017.9	0.7	0	0	0	0	0
16	22.2	30.3	16.5	2.96	-	1017.8	3.3	0	0	0	0	0
17	-17.7	-17.7	-17.7	0	0		0					
18	24.8	30.1	18.5	3.52	-	1015.3	0	0	0	0	0	0
19	21.1	31.5	15.9	3.52	-	1016.5	16.5	1	0	0	0	1
20	23.1	30.5	15.9	5.37	-	1014.9	0	0	0	0	0	1
21	20.2	29.9	18.2	3.52	-	1016.6	6.0	1	0	0	0	1
22	20.0	22.7	17.9	4.82	-	1017.2	15.4	0	0	0	0	1
23	20.3	26.9	17.7	1.48	-	1016.3	5.0	0	0	0	0	1
24	21.1	27.9	17.7	4.26	-	1016.8	0	0	0	0	0	1
25	22.7	27.9	16.9	5	-	1017.4	0	0	0	0	0	0
26	21.9	29.1	16.2	7.78	-	1017.9	0.5	1	0	0	0	0
27	22.7	28.5	16.2	6.48	-	1017.1	0	0	0	0	0	0
28	21.5	31.5	16.7	7.78	-	1018.9	0.2	0	0	0	0	1
29	-17.7	-17.7	-17.7	0	0		0					
30	22.4	30.4	15.9	4.44	-	1016.7	14.7	0	0	0	0	0
31	22.3	30.1	15.9	2.41	-	1016.9	0.7	0	0	0	0	0

- Resumen de datos mensuales para Julio del 2006:

Temperatura Máxima mensual: 34.9 °C

Temperatura Mínima mensual: 15.9 °C

Temperatura Media mensual: 21.9 °C

Precipitación Total mensual: 111.5 mm.

Media de Velocidad del Viento mensual: 4.79 km/h

Ráfagas Máximas de viento mensual: 0 km/h

AGOSTO

Datos Extend.	T	TM	Tm	VV	VR	PNM	PT	LL	G	T	N	NB
1	21.6	31.9	16.7	3.52	-	1017.2	1.0	0	0	0	0	0
2	21.4	30.1	17.7	5	-	1017.7	0	0	0	0	0	1

3	20.9	26.9	13.3	6.67	17.96	1017.5	21.5	0	0	0	0	1
4	20.1	28.3	14.7	2.96	-	1019.1	0	0	0	0	0	0
5	21.3	30.9	14.7	3.15	-	1016.6	1.0	0	0	0	0	1
6	22.1	27.9	17.2	1.48	-	1015.1	44.7	1	0	0	0	0
7	23.6	29.5	17.5	2.59	-	1015.3	2.0	1	0	0	0	0
8	21.8	30.9	17.2	2.41	-	1016.9	0	0	0	0	0	1
9	19.6	29.1	16.9	6.67	-	1018.3	17.7	0	0	0	0	0
10	20.6	29.7	16.9	6.67	-	1017.7	9.1	0	0	0	0	0
11	22.2	30.7	17.3	7.78	-	1016.6	5.0	1	0	0	0	0
12	-17.7	-17.7	-17.7	0	0		0					
13	-17.7	-17.7	-17.7	0	0		0					
14	-17.7	-17.7	-17.7	0	0		0					
15	21.7	28.5	17.7	2.96	-	1017.2	11.4	0	0	0	0	0
16	22.4	29.7	18.2	4.07	-	1017.7	0.7	1	0	0	0	0
17	25.0	31.9	18.9	4.07	-	1015.5	0	0	0	0	0	1
18	24.3	32.3	19.2	7.59	-	1015	0	0	0	0	0	1
19	22.3	32.1	17.5	10.74	-	1015.3	0	1	0	0	0	0
20	23.0	31.5	18.5	2.41	-	1016.2	0	0	0	0	0	1
21	20.5	31.7	17.5	1.85	-	1017.4	5.3	0	0	0	0	1
22	22.7	33.4	17.7	4.26	-	1017.2	3.8	0	0	0	0	0
23	20.7	28.1	17.5	6.67	-	1019.3	0	1	0	0	0	1
24	21.0	28.5	18.0	6.67	-	1018.5	5.0	1	0	0	0	1
25	22.4	28.5	19.3	6.11	-	1015.6	0.7	0	0	0	0	1
26	22.4	29.4	17.2	9.45	-	1014.6	0	1	0	0	0	0
27	22.2	29.1	18.2	5.74	-	1014.3	2.5	1	0	0	0	1
28	20.7	30.9	16.7	2.96	-	1016.2	0	0	0	0	0	0
29	-17.7	-17.7	-17.7	0	0		0					
30	-17.7	-17.7	-17.7	0	0		0					
31	21.9	27.7	17.4	4.44	-	1016.9	4.8	0	0	0	0	1

- Resumen de datos mensuales para Agosto del 2006:

Temperatura Máxima mensual: 33.4 °C

Temperatura Mínima mensual: 13.3 °C

Temperatura Media mensual: 21.9 °C

Precipitación Total mensual: 136.9 mm.

Media de Velocidad del Viento mensual: 4.96 km/h

Ráfagas Máximas de viento mensual: 17.96 km/h

SEPTIEMBRE

Datos Extend.	T	TM	Tm	VV	VR	PNM	PT	LL	G	T	N	NB
1	20.9	26.9	17.9	4.44	-	1018.2	0	0	0	0	0	1
2	21.4	27.4	17.3	7.78	-	1016.1	2.0	1	0	0	0	0
3	-17.7	-17.7	-17.7	0	0		0					
4	20.3	28.5	17.0	2.78	-	1017.1	14.4	0	0	0	0	0
5	20.7	29.3	14.9	4.07	-	1018.4	25.6	0	0	0	0	0
6	22.2	27.9	18.5	5.37	-	1017.7	0	0	0	0	0	0
7	23.5	29.7	18.9	8.7	-	1015.6	0	1	0	0	0	1
8	21.8	29.9	16.0	5.93	-	1016.4	13.7	0	0	0	0	1
9	22.0	30.4	16.0	10.37	-	1015.4	0	0	0	0	0	0
10	21.5	29.3	17.3	8.7	-	1015.5	1.7	0	0	0	0	1
11	22.3	29.3	18.5	3.52	-	1015	0.2	0	0	0	0	0
12	22.9	29.2	17.5	4.63	-	1014.8	11.6	0	0	0	0	0
13	21.2	30.1	17.5	7.59	-	1014.7	2.0	1	0	0	0	1
14	20.8	25.5	17.9	14.45	-	1016.3	12.9	1	0	0	0	1
15	22.2	27.1	17.7	12.04	-	1016.2	8.1	0	0	0	0	1
16	23.6	30.5	19.3	12.04	-	1016.5	0	0	0	0	0	1
17	21.9	31.1	17.5	5.93	-	1016.3	1.7	1	0	0	0	0
18	23.5	30.9	17.9	5.74	-	1013.8	0	0	0	0	0	1
19	20.9	31.6	16.9	4.26	-	1016.7	36.0	0	0	0	0	1
20	20.0	25.9	16.7	4.44	-	1017.6	9.9	1	0	0	0	1
21	21.2	26.9	17.5	6.48	-	1015.8	3.5	0	0	0	0	0
22	22.0	27.9	17.5	7.78	-	1015	0	0	0	0	0	1
23	22.8	30.1	18.3	6.67	-	1014.2	0	0	0	0	0	1
24	23.4	31.3	17.2	8.7	-	1012.7	0	0	0	0	0	1
25	20.3	27.9	17.7	2.78	-	1017.2	2.7	0	0	0	0	1
26	21.9	29.1	17.2	3.52	-	1016.9	3.8	0	0	0	0	1
27	22.0	29.9	16.7	4.44	-	1017.1	2.5	0	0	0	0	0
28	24.5	29.9	18.2	6.67	-	1015.3	0	0	0	0	0	1
29	22.6	30.9	17.9	7.22	-	1016	2.2	1	0	0	0	1
30	20.7	30.1	17.9	8.15	-	1016.8	0	0	0	0	0	0

- Resumen de datos mensuales para Septiembre del 2006:

Temperatura Máxima mensual: 31.6 °C
Temperatura Mínima mensual: 14.9 °C
Temperatura Media mensual: 21.9 °C
Precipitación Total mensual: 155.4 mm.
Media de Velocidad del Viento mensual: 6.73 km/h
Ráfagas Máximas de viento mensual: 0 km/h

OCTUBRE

Datos Extend.	T	TM	Tm	VV	VR	PNM	PT	LL	G	T	N	NB
1	21.4	30.1	16.7	6.67	-	1016.7	0	0	0	0	0	1
2	-17.7	-17.7	-17.7	0	0		0					
3	23.0	29.1	16.9	4.26	-	1016.4	1.0	1	0	0	0	0
4	21.5	29.5	16.5	6.3	-	1015.6	10.4	1	0	0	0	0
5	24.7	29.3	15.9	2.96	-	1012.9	0	0	0	0	0	0
6	22.2	29.4	15.9	5.37	-	1014.8	9.9	1	0	0	0	0
7	22.0	29.7	17.3	9.26	-	1015.9	1.0	1	0	0	0	0
8	21.1	29.7	17.3	7.22	-	1016.6	0	0	0	0	0	0
9	21.5	28.9	16.7	3.52	-	1016	0	0	0	0	0	1
10	23.8	31.3	16.9	4.44	-	1013.5	0	0	0	0	0	0
11	23.1	29.9	16.9	5.93	-	1014.1	0.2	0	0	0	0	1
12	24.3	29.3	17.7	10	-	1012.4	0	0	0	0	0	1
13	21.4	27.9	18.7	8.52	-	1013.8	0	0	0	0	0	1
14	21.0	29.1	18.7	11.3	-	1013.4	0	1	0	0	0	0
15	19.7	22.5	18.3	7.22	-	1012.8	1.7	1	0	0	0	1
16	20.1	21.2	19.2	7.96	-	1013.8	0	0	0	0	0	1
17	20.7	26.1	17.9	5	-	1014.6	15.7	0	0	0	0	0
18	22.8	28.7	18.2	4.44	-	1013.3	0	0	0	0	0	1
19	22.1	30.3	16.9	5.19	-	1012.5	0	0	0	0	0	1
20	22.0	28.4	17.7	7.78	-	1012.6	0	0	0	0	0	1
21	22.4	28.5	17.7	12.59	-	1012.8	0	0	0	0	0	1
22	21.5	28.3	16.9	5	-	1014.5	6.0	0	0	0	0	1
23	21.9	28.9	16.9	3.52	-	1015.8	0	0	0	0	0	1
24	22.4	29.5	17.9	4.07	-	1016.7	2.7	0	0	0	0	0
25	21.8	29.1	17.2	6.67	21.67	1017	0.7	1	0	0	0	1
26	22.0	29.3	16.9	5.19	-	1017.3	0	0	0	0	0	1
27	22.8	29.9	14.9	6.67	-	1015.8	0	0	0	0	0	1

28	21.6	30.1	17.2	13.89	-	1018.2	25.6	1	0	0	0	1
29	21.4	28.9	14.9	3.15	-	1017.7	0	0	0	0	0	0
30	21.6	-	14.7	2.78	-	1017.4	0	0	0	0	0	1
31	21.6	29.1	13.7	3.52	-	1015.3	0	0	0	0	0	1

- Resumen de datos mensuales para Octubre del 2006:

Temperatura Máxima mensual: 31.3 °C

Temperatura Mínima mensual: 13.7 °C

Temperatura Media mensual: 22.0 °C

Precipitación Total mensual: 75.4 mm.

Media de Velocidad del Viento mensual: 6.35 km/h

Ráfagas Máximas de viento mensual: 21.67 km/h

NOVIEMBRE

Datos Extend.	T	TM	Tm	VV	VR	PNM	PT	LL	G	T	N	NB
1	22.5	30.1	13.7	6.67	-	1014.3	0	0	0	0	0	1
2	24.5	30.7	15.2	5	-	1013.3	0	0	0	0	0	0
3	21.7	30.9	15.2	4.07	-	1016.3	0	0	0	0	0	1
4	22.6	30.3	15.0	3.52	-	1015.8	0	0	0	0	0	0
5	22.8	29.9	15.0	2.78	-	1014.9	0	0	0	0	0	0
6	23.0	29.9	15.9	2.96	-	1014.5	0	0	0	0	0	0
7	21.5	32.5	15.9	5.37	-	1015.8	1.0	0	0	0	0	1
8	21.0	26.9	16.9	5	-	1015.6	0	0	0	0	0	1
9	21.4	27.5	16.2	6.67	-	1014.9	0	0	0	0	0	1
10	21.0	27.9	16.2	4.82	-	1016	0	0	0	0	0	1
11	22.3	28.9	18.7	9.07	-	1016	0	0	0	0	0	1
12	22.1	30.3	16.7	6.67	-	1017	0	0	0	0	0	1
13	20.5	29.2	17.2	3.52	-	-	19.0	0	0	0	0	0
14	20.6	28.6	16.9	5	-	1016.7	2.0	0	0	0	0	1
15	21.0	27.3	16.2	3.52	-	1013.6	0	0	0	0	0	1
16	19.3	27.7	16.2	5.93	-	1015.3	1.7	1	0	0	0	1
17	17.8	24.9	14.7	3.15	-	1017.6	7.1	1	0	0	0	1
18	20.3	24.9	14.7	8.15	-	1016	0	1	0	0	0	0
19	16.9	18.9	15.2	4.44	-	1019.6	11.9	1	0	0	0	0
20	16.5	20.9	13.9	4.26	-	1022.9	8.8	0	0	0	0	0

21	18.7	22.2	14.2	8.15	-	1023.9	0	0	0	0	0	0
22	15.9	23.3	9.6	11.3	-	1023.9	0	0	0	0	0	0
23	15.9	23.9	9.4	6.48	-	1021.7	0	0	0	0	0	0
24	14.5	28.9	8.2	2.22	-	1020.5	0	0	0	0	0	0
25	-17.7	-17.7	-17.7	0	0		0					
26	19.7	26.9	11.9	2.41	-	1016.8	0	0	0	0	0	1
27	-17.7	-17.7	-17.7	0	0		0					
28	18.9	28.9	10.4	3.52	-	1017.7	0	0	0	0	0	1
29	17.3	28.1	8.2	5.93	-	1018.2	0	0	0	0	0	0
30	16.5	28.7	8.4	4.26	-	1018.7	0	0	0	0	0	0

- Resumen de datos mensuales para Noviembre del 2006:

Temperatura Máxima mensual: 32.5 °C

Temperatura Mínima mensual: 8.2 °C

Temperatura Media mensual: 19.9 °C

Precipitación Total mensual: 51.8 mm.

Media de Velocidad del Viento mensual: 5.17 km/h

Ráfagas Máximas de viento mensual: 0 km/h

DICIEMBRE

Datos Extend.	T	TM	Tm	VV	VR	PNM	PT	LL	G	T	N	NB
1	21.7	29.3	8.4	9.07	-	-	0	0	0	0	0	0
2	20.6	28.5	13.9	8.15	-	1018.1	0	0	0	0	0	0
3	20.2	30.5	10.9	2.59	-	1017.3	0	0	0	0	0	0
4	24.1	25.9	20.7	3.52	-	-	0	0	0	0	0	0
5	18.7	27.3	13.4	4.07	-	1023	0	0	0	0	0	0
6	-17.7	-17.7	-17.7	0	0		0					
7	17.8	27.5	10.9	1.11	-	1020.5	0	0	0	0	0	0
8	18.8	28.3	10.9	2.59	-	1021.5	0	0	0	0	0	0
9	19.8	29.1	13.2	6.3	-	1020.7	0	0	0	0	0	0
10	21.8	28.1	12.7	2.78	-	1018.7	0	0	0	0	0	0
11	18.2	27.9	9.9	1.48	-	1021.2	0	0	0	0	0	0
12	17.8	27.3	9.9	4.26	-	1021.9	0	0	0	0	0	0
13	17.7	29.3	9.9	2.96	-	1022.6	0	0	0	0	0	1
14	19.9	29.1	9.9	4.26	-	1018.4	0	0	0	0	0	0
15	19.0	28.5	9.7	5	-	1017.9	0	0	0	0	0	0
16	19.2	28.5	9.7	6.3	-	1017.8	0	0	0	0	0	0
17	17.5	29.1	9.9	2.96	-	1020.3	0	0	0	0	0	0

18	19.9	29.9	10.1	3.52	-	1019.3	0	0	0	0	0	0
19	21.4	31.9	11.2	3.52	-	1017.6	0	0	0	0	0	0
20	20.0	29.3	13.3	2.41	-	1018	0	0	0	0	0	0
21	20.9	28.9	13.3	5.74	-	1017	0	0	0	0	0	1
22	20.4	28.9	16.3	5.74	-	1017.3	0	0	0	0	0	1
23	19.4	25.5	15.7	11.85	-	1017.6	0	0	0	0	0	0
24	19.0	27.5	14.2	8.7	-	1018	0	0	0	0	0	1
25	19.0	25.8	10.2	4.26	-	1018.9	0	0	0	0	0	1
26	17.1	25.7	9.9	2.22	-	1020	0	0	0	0	0	0
27	15.5	27.3	4.9	2.59	-	1021	0	0	0	0	0	0
28	18.2	28.1	4.9	2.96	-	1019.2	0	0	0	0	0	0
29	17.0	26.3	5.2	2.96	-	1019.8	0	0	0	0	0	0
30	17.7	27.5	7.9	5.74	-	1018.7	0	0	0	0	0	0

- Resumen de datos mensuales para Diciembre del 2006:

Temperatura Máxima mensual: 31.9 °C

Temperatura Mínima mensual: 4.9 °C

Temperatura Media mensual: 19.3 °C

Precipitación Total mensual: 0 mm.

Media de Velocidad del Viento mensual: 4.47 km/h

Ráfagas Máximas de viento mensual: 0 km/h

K. ANÁLISIS DEL FACTOR DE SEGURIDAD PARA SUELOS NO SATURADOS.

Utilizando las ecuaciones de la sección 4.10.1, se analizó el talud con las características que aparecen en la Figura 47-e, el resultado se presenta a continuación:

$$F_f = \frac{\sum \left(c' \beta \cos \alpha + \left[N - u_w \beta \frac{\tan \phi}{\tan \phi} - u_a \beta \left(1 - \frac{\tan \phi}{\tan \phi} \right) \right] \tan \phi \cos \alpha \right)}{\sum N \sin \alpha}$$

dovela	hi	Wi	α	cos α	sen α	Ni	N sen α	B	C'B cos α + [N-UwB(tan ø _b / tan ø')] tan ø' cos α
1	0,12	0,130	70	0,342	0,940	0,044	0,042	0,181	0,012
2	0,184	0,199	67	0,391	0,921	0,078	0,071	0,181	0,020
3	0,32	0,346	65	0,423	0,906	0,146	0,132	0,172	0,034
4	0,457	0,494	60	0,500	0,866	0,247	0,214	0,172	0,063
5	0,547	0,591	56,5	0,552	0,834	0,326	0,272	0,172	0,089
6	0,62	0,670	54,5	0,581	0,814	0,389	0,317	0,172	0,110
7	0,711	0,768	50,5	0,636	0,772	0,488	0,377	0,172	0,148
8	0,82	0,886	48,5	0,663	0,749	0,587	0,439	0,172	0,183
9	0,893	0,964	45,5	0,701	0,713	0,676	0,482	0,172	0,222
10	0,93	1,004	42	0,743	0,669	0,746	0,499	0,172	0,258
11	0,993	1,072	39	0,777	0,629	0,833	0,525	0,172	0,300
12	0,993	1,072	36	0,809	0,588	0,868	0,510	0,172	0,325
13	0,984	1,063	33	0,839	0,545	0,891	0,485	0,172	0,346
14	0,957	1,034	30	0,866	0,500	0,895	0,448	0,172	0,359
15	0,911	0,984	28	0,883	0,469	0,869	0,408	0,172	0,355
16	0,884	0,955	24	0,914	0,407	0,872	0,355	0,172	0,369
17	0,866	0,935	21	0,934	0,358	0,873	0,313	0,154	0,376
18	0,868	0,937	17,3	0,955	0,297	0,895	0,266	0,163	0,394
19	0,82	0,886	14	0,970	0,242	0,859	0,208	0,154	0,385
20	0,738	0,797	11	0,982	0,191	0,782	0,149	0,135	0,354
21	0,73	0,788	9	0,988	0,156	0,779	0,122	0,172	0,358
22	0,693	0,748	7	0,993	0,122	0,743	0,091	0,145	0,341
23	0,63	0,680	4	0,998	0,070	0,679	0,047	0,163	0,316
24	0,548	0,592	2	0,999	0,035	0,591	0,021	0,163	0,278
25	0,476	0,514	-1	1,000	-0,017	0,514	-0,009	0,154	0,243
26	0,43	0,464	-3	0,999	-0,052	0,464	-0,024	0,154	0,220
27	0,411	0,444	-5	0,996	-0,087	0,442	-0,039	0,172	0,212
28	0,248	0,268	-8	0,990	-0,139	0,265	-0,037	0,145	0,130
29	0,148	0,160	-10	0,985	-0,174	0,157	-0,027	0,163	0,083
30	0,093	0,039	-12	0,978	-0,208	0,038	-0,008	0,16	0,031

Σ 6,648

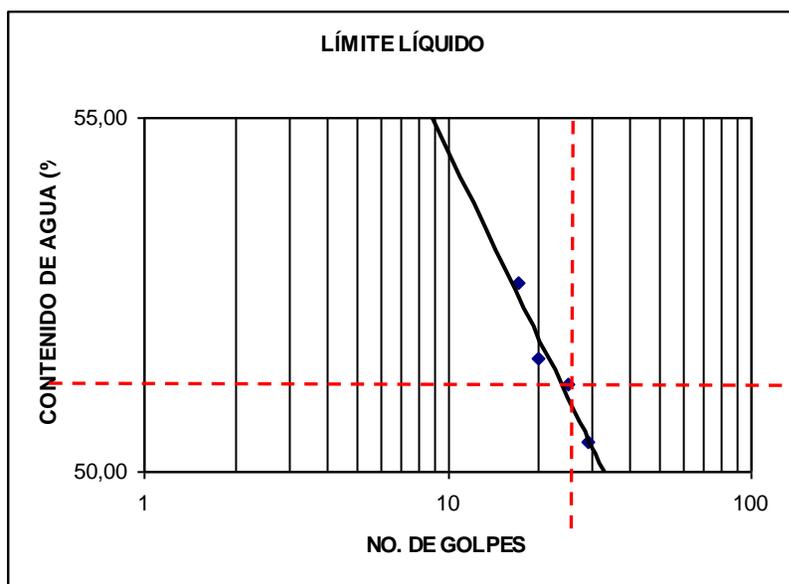
6,913

$$FS = 1,04$$

**ANEXO 2. PRUEBAS DE LABORATORIO DEL TALUD LOCALIZADO EN LA
COMUNIDAD SAN JUAN DE GRIJALVA, MUNICIPIO DE OSTUACÁN, CHIAPAS.**

A.- ENSAYES INDICE.

<i>LÍMITE LÍQUIDO</i>									
PRUEBA	CAPSULA	NUMERO DE GOLPES	PESO DE TARA + SUELO HUMEDO	PESO DE TARA + SUELO SECO	PESO DE LA MUESTRA	PESO DEL AGUA	PESO DE LA TARA	PESO DEL SUELO SECO	CONTENIDO DE AGUA
No.	No.		gr	gr	gr	gr	gr	gr	%
1	47	29	161,20	147,58	40,63	13,62	120,57	27,01	50,43
2	56	20	158,17	144,18	41,10	13,99	117,07	27,11	51,60
3	95	25	167,30	153,13	41,83	14,17	125,47	27,66	51,23
4	67	17	163,43	148,63	42,90	14,80	120,53	28,10	52,67



<i>LÍMITE PLÁSTICO</i>									
PRUEBA	CAPSULA	TIPO DE MATERIAL	PESO DE TARA + SUELO HUMEDO	PESO DE TARA + SUELO SECO	PESO DE LA MUESTRA	PESO DEL AGUA	PESO DE LA TARA	PESO DEL SUELO SECO	CONTENIDO DE AGUA
No.	No.		gr	gr	gr	gr	gr	gr	%
1	4	---	139,04	134,20	18,43	4,84	120,61	13,59	35,61
---	---	---	---	---		---	---	---	---

Contracción volumétrica

Petri No.	Wpetri (gr)	Wpetri + Wm (gr)	Wpetri + Ws (gr)	Wm (gr)	Ws (gr)	Wpetri + WHg (gr)	W Hg	V1 (cm3)	WHg desalojado (gr)	V2 (cm3)	Lc (%)	w (%)
16	18,72	75,89	56,56	57,17	37,84	482,05	463,33	34,17	403,63	29,77	39,45	51,08

Clasificación del suelo.

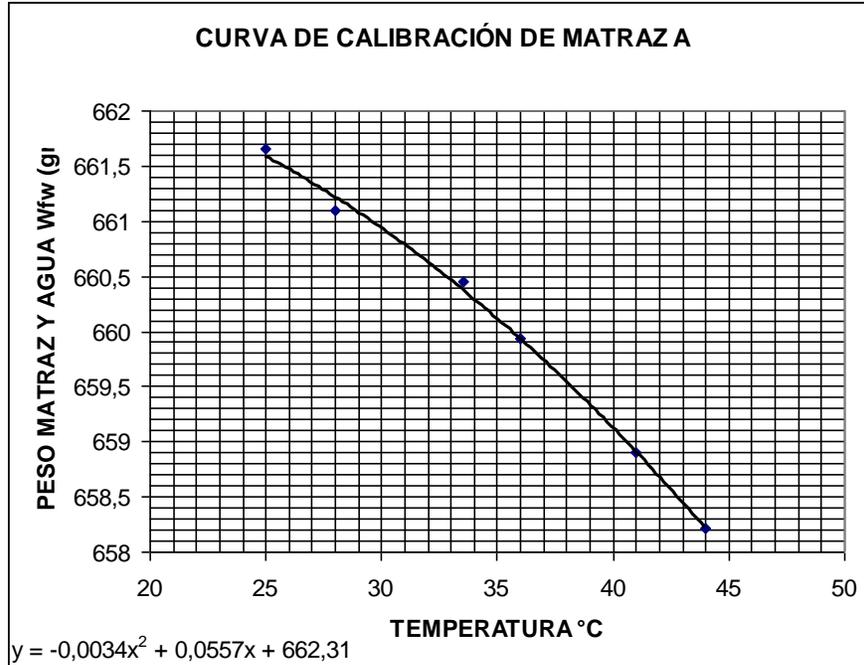
PROFUNDIDAD (m)	TIPO DE MATERIAL	HUMEDAD NATURAL (%)	L.L. (%)	L. P. (%)	I.P. (%)	C.V. (%)	% QUE PASA MALLA			DENSIDAD DE SÓLIDOS (Ss)	CLASIFICACION (S.U.C.S.)
							4	40	200		
0 - 1,50	limoso	41.89269217	51	36	16	51.08	100	99.17	91.94	2.70	MH

SUCS= (MH) LIMO DE ALTA COMPRESIBILIDAD

B.- PESO ESPECÍFICO DE SÓLIDOS.

Calibración del matraz.

Temperatura	Peso matraz y agua aforado W_{fw} (gr)
44	658.21
41	658.9
36	659.93
33.5	660.45
28	661.1
25	661.65



DETERMINACIÓN DEL PESO ESPECÍFICO RELATIVO DE SÓLIDOS Ss	
Matraz No.	A
Temperatura °C	33
Peso matraz, agua y suelo (Wfws) gr.	694,27
Peso matraz y agua aforado (Wfw) gr.	660,45
Peso de suelo seco (Ws) gr.	53,73
Ss	2,70

C.- RELACIÓN DE VACIOS, CONTENIDO DE AGUA, GRADO DE SATURACIÓN y PESO ESPECÍFICO.

CONTENIDO DE HUMEDAD NATURAL										
MUESTRA No.	PROFUNDIDAD		DESCRIPCION	CAPSULA No.	PESO DE LA CAPSULA gr	PESO DE CAPSULA + SUELO HUMEDO gr	PESO DE CAPSULA + SUELO SECO gr	PESO DEL SUELO SECO gr	PESO DEL AGUA gr	CONTENIDO DE AGUA %
	DE	A								
1	0,00	1,50	----	47	120,57	240,37	205,00	84,43	35,37	41,9

Por medio de relaciones volumétricas se obtuvieron las siguientes propiedades en estado natural:

$e = 1.32$

$G_w (\%) = 85.54\%$

Peso específico = 16.37 kN/m^3

D.- PERMEABILIDAD.

PERMEÁMETRO DE CARGA VARIABLE	
L (cm.) =	3,52
D (cm.) =	6,42
A (cm ²) =	32,33
a bureta (cm ²) =	1,66
Peso inicial (gr.) =	174,64
Vol. (cm ³) =	113,80
h ₁ [*] (cm.) =	70
h ₂ [*] (cm.) =	29

PRUEBA	h ₁ [*] (cm)	h ₂ [*] (cm)	t (seg.)	Temperatura (°C)	h ₁ =h ₁ [*] -h _c (cm)	h ₂ =h ₂ [*] -h _c (cm)	k (cm/seg.)
1	70	29	1746	19	69,7937	28,7937	9,15475E-05
2	70	29	1865	19	69,7937	28,7937	8,57061E-05
3	70	29	1885	19	69,7937	28,7937	8,47968E-05

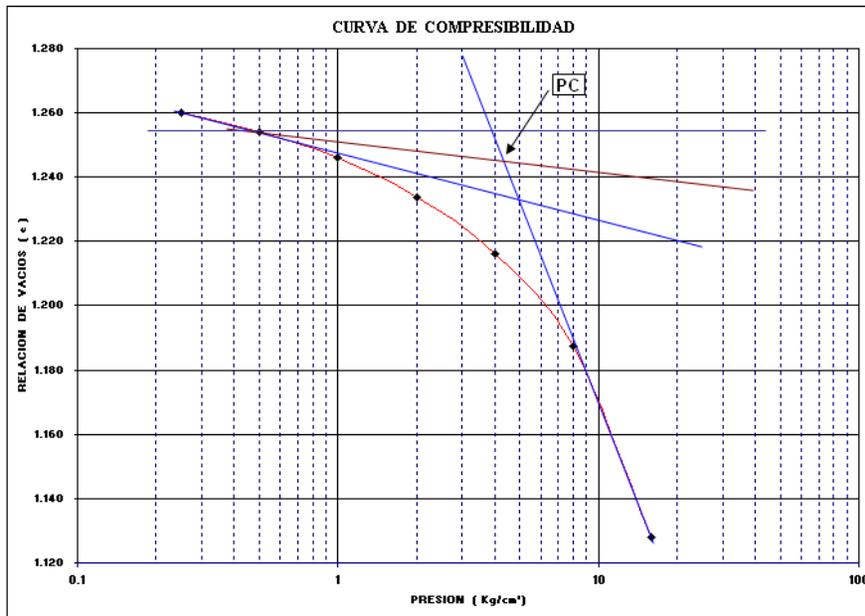
Promedio = **8,73501E-05**

PERMEABILIDAD CORREGIDA:

K corregida K * Ct = **8,95E-05 cm/seg**

E. PRESIÓN DE PRECONSOLIDACIÓN.

W _i %	G _{wi} %	S _s	e _i	Peso Vol. Hum.(kg/m3)	P _c	P _o
22	48	2.70	1.264	1460	(kPa)	(kg/cm ²)
W _f %	G _{wf} %		e _f	Peso Vol. Seco.(kg/m3)	435.49	---
59	103		1.187	1193		

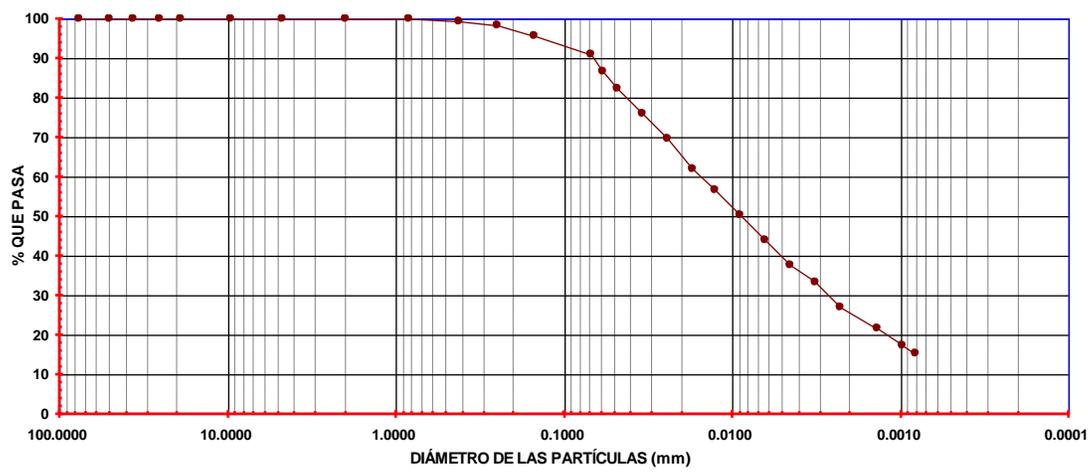


F.- GRANULOMETRÍA COMPLETA.

***No hubo retenido en la malla 4**

MATERIAL PASA MALLA 4			
Malla no.	Retenido (g)	Retenido (%)	Material que pasa (%)
10 (2)	0.45	0.09	99.91
20(0.84)	0.30	0.06	99.85
40(.42)	3.29	0.66	99.19
60(0.25)	4.14	0.83	98.36
100(0.149)	13.14	2.63	95.74
200(0.074)	19.00	3.80	91.94
Pasa la 200	459.68	91.94	
Suma	500.00	100.00	

Fecha	Hora	Tiempo Trans. (min)	Temp. °C	Lect. Hidrom		%mas fino	$R=R_c \times C_m$	L	L/t	K	D (mm)	%mas fino resp. Al total
				Aparente	Corregida							
				R_{real}	R_c							
17/04/08	11:30:00 a.m.	0.333	23.50	46.00	42.70	98.834	42.7	12.4472	37.37898	0.0134	0.08193	90.8677
17/04/08	11:30:00 a.m.	0.6667	23.00	44.00	40.70	94.204	40.7	12.706	19.05805	0.0134	0.05850	86.6116
17/04/08	11:30:00 a.m.	1	23.00	42.00	38.70	89.575	38.7	12.7912	12.79120	0.0134	0.04792	82.3555
17/04/08	11:30:00 a.m.	2	23.50	39.00	35.70	82.631	35.7	12.8732	6.43660	0.0134	0.03400	75.9714
17/04/08	11:30:00 a.m.	4	23.50	36.00	32.70	75.688	32.7	13.0372	3.25930	0.0134	0.02419	69.5872
17/04/08	11:30:00 a.m.	8	23.50	32.50	29.20	67.587	29.2	13.2012	1.65015	0.0134	0.01721	62.1390
17/04/08	11:45:00 a.m.	15	23.50	30.00	26.70	61.800	26.7	13.2832	0.88555	0.0134	0.01261	56.8189
17/04/08	12:00:00 a.m.	30	23.50	27.00	23.70	54.856	23.7	13.4433	0.44811	0.0134	0.00897	50.4348
17/04/08	12:30:00 p.m.	60	23.50	24.00	20.70	47.912	20.7	13.5982	0.22664	0.0134	0.00638	44.0506
17/04/08	01:30:00 p.m.	120	23.50	21.00	17.70	40.969	17.7	13.6802	0.11400	0.0134	0.00452	37.6665
17/04/08	03:30:00 p.m.	240	23.50	19.00	15.70	36.339	15.7	13.7622	0.05734	0.0134	0.00321	33.4104
17/04/08	07:30:00 p.m.	480	23.50	16.00	12.70	29.396	12.7	13.9259	0.02901	0.0134	0.00228	27.0262
18/04/08	11:30:00 a.m.	1440	21.00	14.00	10.20	23.609	10.2	14.0892	0.00978	0.0139	0.00137	21.7061
19/04/08	11:30:00 a.m.	2880	21.00	12.00	8.20	18.980	8.2	14.2664	0.00495	0.0139	0.00098	17.4500
20/04/08	11:30:00 a.m.	4320	21.00	11.00	7.20	16.665	7.2	14.5432	0.00337	0.0139	0.00081	15.3220



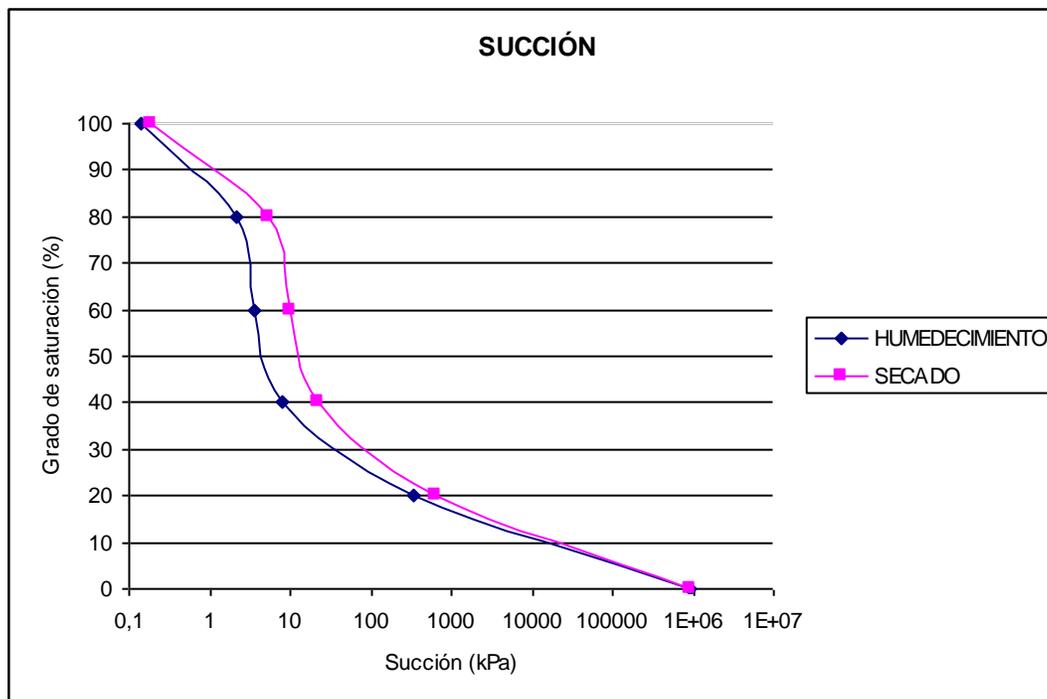
G.- CURVA CARACTERÍSTICA.

Humedecimiento.

Pastilla	Gw (%)	Peso papel húmedo	Peso papel abajo seco	Peso agua	wf	Succión
1	0	0.1663	0.1660	0.0003	0.18072289	938785.731
2	0	0.1638	0.1632	0.0006	0.36764706	894619.255
3	20	0.2207	0.1687	0.0520	30.8239478	348.11022
4	40	0.2434	0.1672	0.0762	45.5741627	7.76723128
5	60	0.2399	0.1615	0.0784	48.5448916	3.61127119
6	80	0.2490	0.1655	0.0835	50.4531722	2.2080397
7	100	0.2654	0.1647	0.1007	61.1414693	0.14038903

Secado.

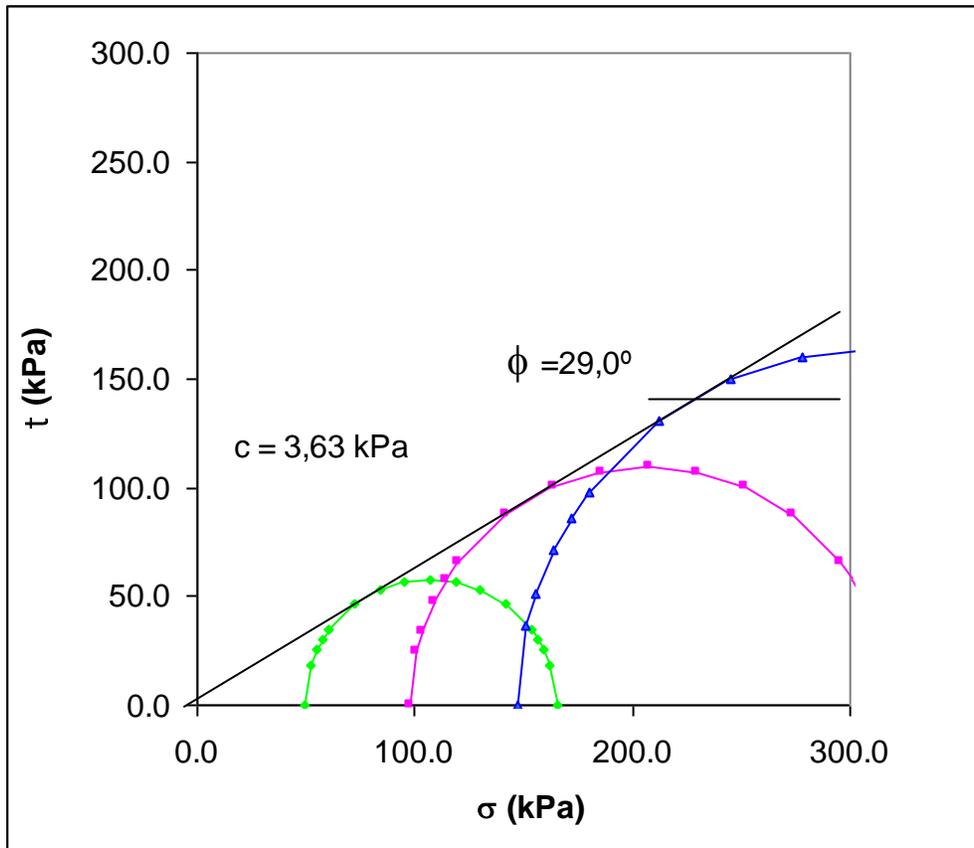
Pastilla	Gw (%)	peso papel húmedo	Peso papel abajo seco	Peso agua	wf	Succión
1	0	0.1665	0.1660	0.0005	0.30120482	910075.009
2	20	0.2142	0.1666	0.0476	28.5714286	622.173268
3	40	0.2331	0.1648	0.0683	41.4441748	22.5249741
4	60	0.2383	0.1649	0.0734	44.5118253	10.2142554
5	80	0.2453	0.1669	0.0784	46.9742361	5.41392775
7	100	0.2638	0.1648	0.0990	60.0728155	0.18491871



H.- TRIAXIALES.

Se realizaron ensayos triaxiales con confinantes de 49.03, 98.0 y 147.1 kPa todos saturados.

Muestra	Confinante (kPa)	Volumen (cm ³)	Altura (cm)	Gw (%)	Desviador (kPa)
1	49.03	107.668	7.023	98.914	116.1
2	98.0	108.694	8.130	98.97	219.29
3	147.1	107.338	8.970	98.96	327.62



I.- VERIFICACIÓN DE LA DISTRIBUCIÓN DE LA HUMEDAD EN PROBETAS DENTRO DE RECIPIENTES HERMÉTICAMENTE CERRADOS.

Se labraron 4 probetas del material, 2 de ellas con la humedad máxima que fue posible obtener después del proceso de humedecimiento en el recipiente con tirante de agua (Figura 40), (procedimiento descrito en la sección 7.1.4), es decir, 28.45% (para un grado de saturación de 58%), cada una de las cuales fueron colocadas dentro de un recipiente herméticamente cerrado y dejando una a 7 días y la otra a 14 días. Terminado este periodo, cada probeta fue dividida en 3 partes en sentido transversal como se muestra en la Figura 74 (a), a cada parte a su vez se dividió en 9 partes (Figura 74, c) de las que se tomaron la parte del centro y una parte lateral para cuantificar la humedad.

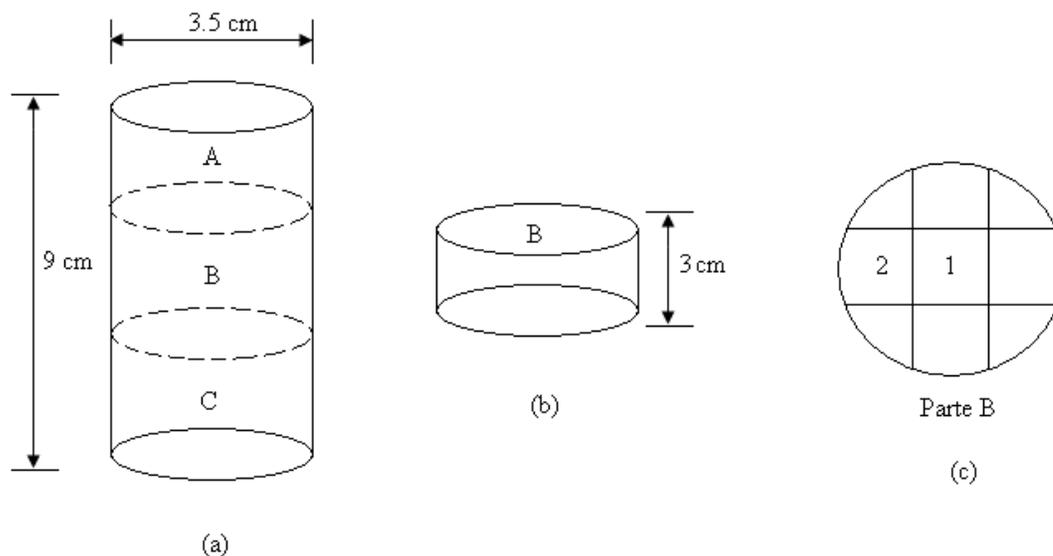


Figura 74. Proceso de verificación de distribución de la humedad.

Los resultados se presentan en la siguiente tabla:

TIEMPO	CORTE	ELEMENTO	PESO HUMEDO (gr)	PESO SECO (gr)	PESO DEL AGUA (gr)	HUMEDAD (%)
7días	superior	centro	26,54	20,66	5,88	28,46
		lateral	26,17	20,37	5,8	28,47
	medio	centro	26,6	20,71	5,89	28,44
		lateral	26,61	20,72	5,89	28,43
	inferior	centro	27,01	21,03	5,98	28,44

		lateral	26,27	20,45	5,82	28,46
14días	superior	centro	26,72	20,8	5,92	28,46
		lateral	27,16	21,15	6,01	28,42
	medio	centro	26,41	20,56	5,85	28,45
		lateral	26,64	20,74	5,9	28,45
	inferior	centro	26,34	20,51	5,83	28,43
		lateral	25,95	20,2	5,75	28,47

DIFERENCIA DE HUMEDADES DE 7 A 14 DIAS		
superior	centro	0,00%
	lateral	0,06%
medio	centro	0,01%
	lateral	0,02%
inferior	centro	0,01%
	lateral	0,01%

Este mismo procedimiento se aplicó para las 2 probetas restantes, sólo que estas últimas a una humedad superior a la que se pudo alcanzar con el proceso anterior (para un grado de saturación de 85%), es decir con ayuda del atomizador. Los resultados fueron los siguientes:

TIEMPO	CORTE	ELEMENTO	PESO HUMEDO (gr)	PESO SECO (gr)	PESO DEL AGUA (gr)	HUMEDAD (%)
7días	superior	centro	29,54	20,85	8,69	41,68
		lateral	28,06	19,81	8,25	41,65
	medio	centro	31,13	21,98	9,15	41,63
		lateral	30,25	21,35	8,9	41,69
	inferior	centro	29,48	20,81	8,67	41,66
		lateral	28,93	20,42	8,51	41,67
14días	superior	centro	29,24	20,64	8,6	41,67
		lateral	28,56	20,16	8,4	41,67
	medio	centro	29,28	20,67	8,61	41,65
		lateral	31,01	21,89	9,12	41,66
	inferior	centro	30,77	21,72	9,05	41,67
		lateral	29,34	20,71	8,63	41,67

DIFERENCIA DE HUMEDADES DE 7 A 14 DIAS		
superior	centro	0,01%
	lateral	0,02%
medio	centro	0,03%
	lateral	0,02%
inferior	centro	0,00%
	lateral	0,00%

J. DATOS DE PRECIPITACIÓN.

LOCALIZACIÓN ESTACIÓN EDO AÑO
 -93.23 17.26 OCOTEPEC CHIS 2007

ENE					
Día	mm	Día	mm	Día	mm
1	150.5	11	0.0	21	0.0
2	2.3	12	0.0	22	0.0
3	0.0	13	0.0	23	0.0
4	0.0	14	0.0	24	4.0
5	0.0	15	0.0	25	11.6
6	0.0	16	49.0	26	1.0
7	29.0	17	40.4	27	1.1
8	100.0	18	3.0	28	15.3
9	146.5	19	0.0	29	0.0
10	15.0	20	0.0	30	0.0
				31	0.0

FEB					
Día	mm	Día	mm	Día	mm
1	0.0	11	0.0	21	0.0
2	0.0	12	0.0	22	0.4
3	0.0	13	0.0	23	0.0
4	15.1	14	0.0	24	0.0
5	33.0	15	26.5	25	0.0
6	26.0	16	20.0	26	0.0
7	0.0	17	1.0	27	0.0
8	0.0	18	9.0	28	0.0
9	0.0	19	0.0	29	
10	12.0	20	0.0	30	
				31	

MAR					
Dia	mm	Dia	mm	Dia	mm
1	0.0	11	0.0	21	0.0
2	0.0	12	0.0	22	0.0
3	13.2	13	0.0	23	0.0
4	105.5	14	0.0	24	0.0
5	22.0	15	0.0	25	0.0
6	0.7	16	9.3	26	0.0
7	0.0	17	14.0	27	0.0
8	0.0	18	0.0	28	0.0
9	0.0	19	0.0	29	0.0
10	4.3	20	0.0	30	0.0
				31	1.0

ABR					
Dia	mm	Dia	mm	Dia	mm
1	0.0	11	0.0	21	0.0
2	0.0	12	0.0	22	0.0
3	0.0	13	0.0	23	0.0
4	0.0	14	45.0	24	0.0
5	49.0	15	9.2	25	0.0
6	3.5	16	0.0	26	0.0
7	0.0	17	0.0	27	0.0
8	0.0	18	0.0	28	2.0
9	0.0	19	0.0	29	0.0
10	0.0	20	0.0	30	0.0
				31	

MAY					
Dia	mm	Dia	mm	Dia	mm
1	0.0	11	0.0	21	0.0
2	0.0	12	0.0	22	0.0
3	0.0	13	0.0	23	0.0
4	0.0	14	0.0	24	1.0
5	0.0	15	0.0	25	1.7
6	0.0	16	1.0	26	0.0
7	0.0	17	0.0	27	18.7
8	0.0	18	0.0	28	0.7
9	0.0	19	0.0	29	7.7
10	0.0	20	0.0	30	0.0
				31	0.0

JUN					
Dia	mm	Dia	mm	Dia	mm
1	0.0	11	8.3	21	0.0
2	0.0	12	1.0	22	0.0
3	0.0	13	N.L	23	0.0
4	2.0	14	0.0	24	53.0
5	11.2	15	10.5	25	0.0
6	14.0	16	4.5	26	0.0
7	40.0	17	43.2	27	0.7
8	0.0	18	28.0	28	0.0
9	12.0	19	0.0	29	0.0
10	18.0	20	0.0	30	25.0
				31	

JUL					
Dia	mm	Dia	mm	Dia	mm
1	14.0	11	3.0	21	20.2
2	5.0	12	0.0	22	8.5
3	0.0	13	0.0	23	1.5
4	2.0	14	10.2	24	6.8
5	0.0	15	26.5	25	17.0
6	0.0	16	1.0	26	38.0
7	0.0	17	11.1	27	2.5
8	0.0	18	11.0	28	0.0
9	2.0	19	6.8	29	14.0
10	6.5	20	28.0	30	1.5
				31	0.0

AGO					
Dia	mm	Dia		Dia	mm
1	0.0	11	8.7	21	23.5
2	0.0	12	138.2	22	4.0
3	35.0	13	35.6	23	0.0
4	5.4	14	4.5	24	2.5
5	5.8	15	21.0	25	2.2
6	0.0	16	34.8	26	4.2
7	1.5	17	13.2	27	4.0
8	1.6	18	0.0	28	8.0
9	0.6	19	0.0	29	23.5
10	51.7	20	0.0	30	38.7
				31	11.0

SEP					
Dia	mm	Dia		Dia	mm
1	7.7	11	6.0	21	3.0
2	0.0	12	3.0	22	0.0
3	21.0	13	3.2	23	0.0
4	0.0	14	8.0	24	0.0
5	32.2	15	3.0	25	11.2
6	51.9	16	19.0	26	0.0
7	67.7	17	1.5	27	3.0
8	0.0	18	2.8	28	0.0
9	13.7	19	32.9	29	5.0
10	0.0	20	4.0	30	27.0
				31	

OCT					
Dia	mm	Dia		Dia	mm
1	11.5	11	206.5	21	24.0
2	2.0	12	16.3	22	50.0
3	0.0	13	0.0	23	128.2
4	0.0	14	0.0	24	87.0
5	0.0	15	0.0	25	0.0
6	0.0	16	50.0	26	0.0
7	0.0	17	1.0	27	0.0
8	44.5	18	0.0	28	403.4
9	198.7	19	21.0	29	308.9
10	149.5	20	6.5	30	250.5
				31	NL

NOV					
Dia	mm	Dia		Dia	mm
1	110.6	11	0.0	21	0.0
2	0.0	12	0.0	22	0.0
3	3.3	13	13.5	23	0.0
4	0.0	14	7.6	24	0.0
5	0.0	15	0.8	25	0.0
6	0.0	16	0.0	26	19.5
7	0.0	17	0.0	27	0.0
8	0.0	18	0.0	28	0.3
9	0.0	19	0.0	29	0.0
10	0.0	20	0.0	30	0.0
				31	

DIC					
Dia	mm	Dia		Dia	mm
1	0.0	11	0.0	21	0.0
2	0.0	12	0.0	22	0.0
3	0.0	13	0.0	23	0.0
4	9.1	14	0.0	24	0.0
5	0.0	15	0.3	25	0.0
6	0.0	16	25.5	26	0.0
7	0.0	17	3.2	27	0.0
8	0.0	18	0.0	28	0.0
9	0.0	19	0.0	29	0.0
10	0.0	20	0.0	30	0.0
				31	4.8

ANEXO 3. CALIBRACIÓN DEL PAPEL FILTRO.

Muestra						Papel filtro inferior					
Flanera	Wagua gr	Cont. Frio	Cont. Caliente	Mpfw+Frio	Mpfs+Caliente	Seco	Húmedo	Ww	Ws	$\omega(\%)$	ψ
1	468.000	91.0488	91.0400	91.3114	91.2365	0.1965	0.2626	0.0661	0.1965	33.64	98.000
4	467.220	92.7560	92.7485	93.0323	92.9615	0.2130	0.2763	0.0633	0.2130	29.72	645.000
5a	469.830	96.2360	96.2288	96.5098	96.4454	0.2166	0.2738	0.0572	0.2166	26.41	980.000
6	407.940	98.8866	98.8798	99.1483	99.0861	0.2063	0.2617	0.0554	0.2063	26.85	2040.000
7	473.500	90.6207	90.6105	90.8626	90.8109	0.2004	0.2419	0.0415	0.2004	20.71	3099.000
8	479.890	88.2961	88.2866	88.5362	88.4876	0.2010	0.2401	0.0391	0.2010	19.45	6450.000

