

UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLÁS DE HIDALGO



FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL



Maestría en Infraestructura del Transporte en la
Rama de las Vías Terrestres

**“ANÁLISIS GEOMECÁNICO Y APLICACIÓN DE MODELOS A TALUDES
DE ROCA ANDESÍTICA DE LA ANTIGUA CARRETERA DE MIL
CUMBRES, MORELIA-CD. HIDALGO, TRAMO KM. 29+000 AL 30+000”**

TESIS

QUE PARA OBTENER EL GRADO DE MAESTRO EN
INFRAESTRUCTURA DEL TRANSPORTE EN LA RAMA DE LAS VÍAS
TERRESTRES

PRESENTA:

ING. EDGAR SÁNCHEZ GARIBAY

DIRECTOR DE TESIS:

DOCTOR EN GEOLOGÍA

JOSÉ ELEAZAR ARREYGUE ROCHA

CO-DIRECTOR DE TESIS:

DOCTOR EN INGENIERÍA CIVIL

CARLOS CHÁVEZ NEGRETE

Morelia, Michoacán. Febrero del 2015.

ÍNDICE

LISTA DE FIGURAS.....	VIII
LISTA DE TABLAS.....	XVI
DEDICATORIA.....	XIX
AGRADECIMIENTOS.....	XX
RESUMEN.....	XXI
ABSTRACT.....	XXII
CAPÍTULO 1	
INTRODUCCIÓN.....	23
1.1 OBJETIVOS DE LA TESIS.....	25
1.1.1 Objetivos específicos.....	25
1.2 JUSTIFICACIÓN.....	26
CAPÍTULO 2	
INESTABILIDAD DE TALUDES.....	28
2.1.- DESASTRE NATURAL.....	28
2.2.- NOMENCLATURA DE UN TALUD O LADERA.....	31
2.3.- TIPOS DE TALUDES.....	33
2.3.1.- Ladera.....	33
2.3.2.- Talud artificial.....	34
2.3.3.- Macizos rocosos.....	34
2.3.4.- Suelos.....	35
2.3.5.- Materiales heterogéneos.....	36
2.4.- CARACTERIZACIÓN DE LOS MOVIMIENTOS DE TALUDES.....	36
2.4.1.- Nomenclatura de los procesos de movimiento.....	37
2.4.2.- Partes de un deslizamiento.....	38
2.4.3.- Dimensiones de un deslizamiento.....	39

2.4.4.- Etapas en el proceso de falla.....	40
2.4.5.- Procesos en la etapa de deterioro.....	41
2.4.6.- Clasificación de los movimientos de taludes.....	41
2.4.6.1.- <i>Movimientos en taludes naturales</i>	42
2.4.6.2.- <i>Movimientos en taludes artificiales</i>	51
2.4.7.- Factores influyentes en la estabilidad.....	57
CAPÍTULO 3	
METODOLOGÍAS APLICADAS A TALUDES	64
3.1.- ESTUDIOS PREVIOS.....	64
3.1.1.- Investigación en gabinete de deslizamientos y reconocimiento de la zona.....	64
3.1.1.1.- <i>Mapas</i>	64
3.1.1.2.- <i>Fotografías aéreas</i>	65
3.1.1.3.- <i>Fotografías satelitales</i>	66
3.1.2.- Reconocimiento de campo.....	67
3.2.- ESTUDIOS IN SITU.....	69
3.2.1.- Levantamiento topográfico.....	70
3.2.2.- Caracterización de la matriz rocosa en campo.....	70
3.2.2.1.- <i>Identificación</i>	70
3.2.2.2.- <i>Meteorización</i>	71
3.2.2.3.- <i>Resistencia</i>	72
3.2.3.- Descripción de las discontinuidades.....	72
3.2.3.1.- <i>Orientación</i>	73
3.2.3.2.- <i>Espaciado</i>	74
3.2.3.3.- <i>Continuidad</i>	74
3.2.3.4.- <i>Rugosidad</i>	74
3.2.3.5.- <i>Resistencia de las paredes de la discontinuidad</i>	75
3.2.3.6.- <i>Abertura</i>	76

3.2.3.7.-Relleno.....	77
3.2.3.8.-Filtraciones.....	77
3.3.- ESTUDIOS EN LABORATORIO.....	77
3.3.1.- Caracterización del suelo.....	77
3.3.1.1.-Granulometría (M-MMP-1-06-03).....	78
3.3.1.2.-Límites de Atterberg (M-MMP-1-07-07).....	80
3.3.1.3.-Densidad de sólidos (M-MMP-1-05-03).....	81
3.3.1.4.-Compactación proctor estándar (AASHTO T 99-95).....	82
3.3.1.5.-Ensayo de corte directo (UNE-103401).....	84
3.3.2.- Caracterización de la matriz rocosa.....	94
3.3.2.1.-Densidad relativa (M-MMP-1-05-03).....	95
3.3.2.2.-Absorción (M-MMP-1-05-03).....	96
3.3.2.3.-Porosidad (UNE-EN 993-1).....	97
3.3.2.4.-Peso volumétrico seco en estado natural (M-MMP-1-08-03).....	97
3.3.2.5.-Durabilidad al desmoronamiento (ASTM D4644-04).....	99
3.3.2.6.-Ángulo de rozamiento (Tilt test).....	101
3.3.2.7.-Carga puntual.....	102
CAPÍTULO 4	
APLICACIÓN DE MÉTODOS EMPÍRICOS.....	106
4.1.- ANÁLISIS DE INESTABILIDAD DE TALUDES.....	106
4.1.1.- Análisis cualitativo de la estabilidad de taludes.....	106
4.1.2.- Análisis cuantitativo aplicando el RHRS para caídos en taludes carreteros.....	109
4.2.- CLASIFICACIÓN GEOMECÁNICA DEL MACIZO ROCOSO.....	110
4.2.1.- Rock Mass Rating (RMR) Bieniawski 1973.....	111
4.2.2.- Slope Mass Rating (SMR) Romana 1985.....	114
4.3.- MÉTODOS DE ESTABILIZACIÓN.....	116
4.3.1.- Descarga.....	117

4.3.1.1.-Excavación.....	117
4.3.1.2.-Relleno con material ligero.....	118
4.3.2.- Contrafuertes.....	118
4.3.2.1.-Relleno de suelo y roca.....	118
4.3.2.2.-Llaves de cortante.....	119
4.3.2.3.-Terraplén mecánicamente estabilizado.....	120
4.3.2.4.-Muros con llantas usadas.....	121
4.3.2.5.-Muros gaviones.....	122
4.3.3.- Drenaje.....	122
4.3.3.1.-Drenaje superficial.....	123
4.3.3.2.-Drenaje subterráneo.....	126
4.3.4.- Reforzamiento (Refuerzos).....	133
4.3.4.1.-Anclajes.....	133
4.3.4.2.-Columnas de grava.....	134
4.3.4.3.-Micropilotes reticulados.....	135
4.3.5.- Muros y elementos de contención.....	136
4.3.5.1.-Muro de gravedad y voladizos.....	137
4.3.5.2.-Pilotes.....	138
4.3.5.3.-Pilas.....	139
4.3.5.4.-Tablestaca.....	140
4.3.6.- Vegetación.....	141
4.3.6.1.-Bioingeniería de suelos.....	143
4.3.6.2.-Estabilización biotécnica.....	147
4.3.7.- Protección de la superficie del talud.....	149
4.3.8.- Mejoramiento de suelos.....	150
4.3.9.- Métodos aplicados a taludes en roca.....	152

CAPÍTULO 5

APLICACIÓN DE SOFTWARE PARA EL MODELADO DE ESCENARIOS.....	157
5.1.- ROCLAB.....	157
5.2.- ANÁLISIS CINEMÁTICO CON DIPS.....	161
5.3.- GEOESTUDIO (SEEP/W).....	164
5.4.- SLIDE.....	168
5.5.- ROCFALL.....	172

CAPÍTULO 6

RESULTADOS.....	175
6.1.- DESCRIPCIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO.....	175
6.2.- ESTUDIOS IN SITU.....	178
6.2.1.- Levantamiento topográfico.....	178
6.2.2.- Caracterización de la matriz rocosa en campo.....	179
6.2.3.- Descripción de las discontinuidades.....	180
6.3.- ESTUDIOS EN LABORATORIO.....	180
6.3.1.- Caracterización del suelo.....	181
6.3.2.- Caracterización de la matriz rocosa.....	187
6.4.- ANÁLISIS DE INESTABILIDAD DE TALUDES.....	195
6.4.1.- Evaluación cualitativa de la amenaza a deslizamiento.....	195
6.4.2.- Análisis cuantitativo aplicando el RHRS para caídos en taludes carreteros.....	196
6.5.- CLASIFICACIÓN GEOMECÁNICA DEL MACIZO ROCOSO.....	198
6.5.1.- Análisis cinemático con Dips.....	199
6.5.2.- Rock Mass Rating (RMR) Bieniawski 1973.....	202
6.5.3.- Slope Mass Rating (SMR) Romana 1985.....	204
6.5.4.- Caracterización del macizo rocoso mediante el software RocLab.....	206
6.6.- ANÁLISIS DE LA ESTABILIDAD DE LOS TALUDES MEDIANTE SLIDE.....	208
6.6.1.- Modelado de los diferentes escenarios.....	209

6.7.- MODELADO DE CAÍDOS CON EL SOFTWARE ROCFALL.....	217
CAPÍTULO 7	
CONCLUSIONES.....	226
ANEXO A.....	235
ANEXO B.....	239
ANEXO C.....	240
ANEXO D.....	241
ANEXO E.....	243
ANEXO F.....	246
ANEXO G.....	247
ANEXO H.....	248
ANEXO I.....	251
ANEXO J.....	253
Bibliografía.....	255

LISTA DE FIGURAS

Capítulo 2

Figura 2.1	Nomenclatura de taludes y laderas.....	33
Figura 2.2	Nomenclatura de las diferentes partes que conforman un deslizamiento.....	37
Figura 2.3	Dimensiones de los movimientos en masa de acuerdo a IAEG.....	40
Figura 2.4	Algunos mecanismos de falla de caídos.....	42
Figura 2.5	Esquema de caídos de rocas y residuos.....	43
Figura 2.6	Volteo o inclinación en materiales residuales.....	44
Figura 2.7	Esquema de un proceso de reptación.....	45
Figura 2.8	Deslizamientos en suelos blandos.....	46
Figura 2.9	Efectos de la estructura en la formación de deslizamientos rotacionales.....	47
Figura 2.10	Deslizamiento rotacional.....	47
Figura 2.11	Deslizamiento de translación en la vía Tijuana - Ensenada en México.....	49
Figura 2.12	Tipos de flujo (Modificado de Corominas & García Yagüe, 1997.....	50
Figura 2.13	Desplazamientos laterales por: a) fluencia y extrusión del material infrayacente; b) licuefacción.....	50
Figura 2.14	Formas de rotura de un talud de suelo.....	52
Figura 2.15	Tipos de rotura más frecuentes en taludes rocosos y representación estereográfica para algunos tipos.....	53
Figura 2.16	Tipos de rotura plana y condición para que se genere.....	54
Figura 2.17	Condiciones geométricas para la rotura en cuña: a) Vista en perspectiva de la rotura de cuña; b) Representación estereográfica mostrando la orientación de la línea de intersección, y el rango de buzamiento de la línea de intersección ψ_i donde es factible la falla; c) Vista de la pendiente en ángulo recto respecto a la línea de intersección; d) La representación estereográfica muestra el rango del rumbo de caída de la línea de intersección α_i donde es factible la rotura de cuña.....	55
Figura 2.18	Rotura por vuelco.....	56
Figura 2.19	Rotura circular en talud de roca granítica altamente erosionada, ubicado en la autopista 1, cerca del deslizamiento del diablo, Pacifica, California.....	57
Figura 2.20	Criterio para riesgo de deslizamientos en función de la lluvia acumulada y la intensidad de la lluvia diaria en Hong Kong.....	61

Capítulo 3

Figura 3.1	Representación esquemática de las propiedades geométricas de las discontinuidades.....	73
Figura 3.2	Medida de la orientación de discontinuidades.....	73
Figura 3.3	Perfiles de rugosidad. La longitud de los perfiles está en el rango entre 1 y 10 metros.....	75
Figura 3.4	Ábaco de correlaciones del martillo de Smith.....	76
Figura 3.5	Copa de Casagrande para la determinación del límite líquido.....	81
Figura 3.6	Equipo de la prueba Proctor estándar: (a) molde; (b) pisón.....	83
Figura 3.7	Envolvente de falla de Mohr y los criterios de falla de Mohr-Coulomb.....	85
Figura 3.8	Criterio de Mohr-Coulomb extendido para suelos parcialmente saturados.....	86
Figura 3.9	Ensamble de caja de corte: a) Alineación; b) Secuencia de piezas de la caja de corte.....	92
Figura 3.10	1 ^{era} etapa de elaboración de espécimen: a) Colocación del material; b) Apisonado con pisón de 5 x 5 cm.....	93
Figura 3.11	2 ^{da} etapa de elaboración de espécimen: a) Verificación de altura; b) Apisonado con pisón de madera de 9.95 x 9.95 cm para distribuir uniformemente.....	93
Figura 3.12	3 ^{era} etapa de elaboración de espécimen: a) Cara con compactación uniforme; b)Capa escarificada.....	94
Figura 3.13	Caja de corte con la muestra en su interior.....	94
Figura 3.14	Muestra recubierta por parafina y suspendida en agua.....	98
Figura 3.15	Equipo para el ensayo de sequedad-humedad-desmoronamiento.....	100
Figura 3.16	Ensayo de tilt test.....	102
Figura 3.17	Requisitos de forma de los fragmentos de roca para el ensayo de bloque y fragmentos irregulares.....	103

Capítulo 4

Figura 4.1	Algunas técnicas de remediación y soluciones de estabilidad de taludes.....	116
Figura 4.2	Métodos de estabilización por excavación.....	117
Figura 4.3	Terraplén con relleno de poliestireno para disminuir peso.....	118
Figura 4.4	Contrapeso para la estabilización de un deslizamiento activo.....	119
Figura 4.5	Efecto de la estabilización de una clave de cortante.....	120
Figura 4.6	MSE usados para estabilizar un talud.....	121
Figura 4.7	Esquema de un muro de llantas usadas.....	121

Figura 4.8	Esquemas de muros gaviones para estabilizar un talud.....	122
Figura 4.9	Detalle de zanjas de coronación para el control de escorrentía en un talud.....	125
Figura 4.10	Esquema en planta de canales colectores espina de pescado.....	125
Figura 4.11	Esquema de entrega de canales interceptores a mitad de talud.....	126
Figura 4.12	Esquema general de colocación de un subdrén de penetración.....	127
Figura 4.13	Diagrama de un colchón de drenaje colocado debajo de un terraplén.....	128
Figura 4.14	Diferentes tipos de trincheras estabilizadoras: a) Trinchera debajo de un terraplén. b) Trinchera para descender a un estrato firme, proporcionando tanto el drenaje y el apoyo. c) Trinchera dentro del terraplén. d) Trinchera con berma lateral, que muestra un tubo de descarga transversal.....	129
Figura 4.15	Subdrenes de pantalla: a) Pedraplen; b) Filtro y relleno; c) subdrén y gaviones...	130
Figura 4.16	Sección transversal de la galería de drenaje en la carretera Tijuana-Ensenada.....	131
Figura 4.17	Combinación de pozos verticales con drenes horizontales.....	131
Figura 4.18	Subdrenaje de muro de contención.....	132
Figura 4.19	Formas de anclar: a) Esquema de las partes de un anclaje; b) Anclajes unidos con viga de concreto.....	133
Figura 4.20	Estructuras ancladas: a) Muro de concreto armado anclado; b) Pantalla de pilotes anclada.....	134
Figura 4.21	Método de vibrosustitución: I) Introducción de vibrador hasta el nivel deseado y llenado de tolva con grava; II) Inyección de grava; III) Compactación del material introduciendo el vibro al material inyectado; IV) Recarga de tolva que suministra la grava.....	135
Figura 4.22	Raíces de micropilotes.....	136
Figura 4.23	Tipos de muros rígidos.....	137
Figura 4.24	Uso de pilotes para estabilizar deslizamientos.....	138
Figura 4.25	Utilización de pilas o caissons para estabilizar un deslizamiento.....	139
Figura 4.26	Sección transversal del sistema de tablestacas que se usó para corregir deslizamiento en la Av. New York en Washington, DC.....	140
Figura 4.27	Efectos de la vegetación sobre la estabilidad de un talud. 1-4 Mecanismos hidrológicos; 5-9 Mecanismos mecánicos.....	141
Figura 4.28	Muro criba vegetado.....	142
Figura 4.29	Estaquillado.....	144
Figura 4.30	Instalación de fajinas en un talud.....	144
Figura 4.31	Escalones de matorral.....	145

Figura 4.32	Paquetes de matorral.....	146
Figura 4.33	Reparación de cárcavas con material vivo.....	146
Figura 4.34	Enrocado con vegetación.....	147
Figura 4.35	Enrejados vivientes.....	148
Figura 4.36	Muros gaviones con vegetación.....	148
Figura 4.37	Protección de la superficie del talud: a) Concreto lanzado; b) Técnica Rip-Rap....	150
Figura 4.38	Técnicas de mejoramiento de suelos: a) Proceso de magmificación; b) Diagrama de procedimientos de congelación del suelo.....	151
Figura 4.39	Barrera para caída de rocas construida con suelo y geosintético con altura de 2.5 m con capacidad de energía de 950 kJ.....	154
Figura 4.40	Barreras estáticas: a) Esquema de una pantalla estática trabajando en conjunto con una malla colgada; b) Pantalla metálica; c) Muro de gaviones; d) Muro de hormigón.....	155
Figura 4.41	Pantalla dinámicas: a) pantalla dinámica de deformación elástica después de un desprendimiento; b) Esquema de una pantalla dinámica de deformación elasto-plástica.....	156
Figura 4.42	Galería dinámica instalada en la vía Montserrat-Barcelona, España.....	156
Capítulo 5		
Figura 5.1	Cuadro de introducción de datos del programa RocLab.	158
Figura 5.2	Diálogos para la estimación de sigci.	159
Figura 5.3	Diagrama de clasificación GSI.....	159
Figura 5.4	Diálogos para la estimación de m_i	159
Figura 5.5	Diálogos para la estimación de D.....	159
Figura 5.6	Datos de entrada del material y altura del talud.....	160
Figura 5.7	Parámetros resistentes por criterio de Mohr-Coulomb.....	160
Figura 5.8	Envolventes de rotura.....	160
Figura 5.9	Cono de fricción con ángulo de rozamiento de 50° en la Falsilla de Schmidt.....	162
Figura 5.10	Ventana de diálogos para seleccionar el tipo de registros a ingresar.....	162
Figura 5.11	Representación de un polo y un plano de discontinuidad, en la falsilla de Schmidt.....	163
Figura 5.12	Ventana para configurar características.	163
Figura 5.13	Ventana para selección de falsilla.....	163
Figura 5.14	Curva característica de succión en un suelo.....	164
Figura 5.15	Ventana para selección de propiedades hidráulicas del material.....	166

Figura 5.16	Ventana para estimar función del contenido volumétrico del agua.....	167
Figura 5.17	Función de Succión matricial vs Contenido volumétrico de agua.....	167
Figura 5.18	Ventana de diálogo para estimar la función de conductividad hidráulica.....	168
Figura 5.19	Ventana de diálogo para configurar propiedades resistentes de los materiales...170	
Figura 5.20	Diálogos para configurar las propiedades hidráulicas de los materiales.....	171
Figura 5.21	Ventana de diálogo para definir la permeabilidad y contenido volumétrico de agua del material.....	171
Figura 5.22	Modelo de talud con malla de elemento finito e infiltración normal de 0.43 m/d.....	172
Figura 5.23	Ventana para definir los materiales.....	173
Figura 5.24	Gráfica de resultados del modelo, con su distancia de llegada de los bloques.....	174
Capítulo 6		
Figura 6.1	Tramo carretero Morelia – Cd. Hidalgo, Carretera Federal No. 15.....	176
Figura 6.2	Carta geológica del municipio de Charo, Michoacán.....	177
Figura 6.3	Conformación del talud “Los Cantiles 1”	179
Figura 6.4	Conformación del talud “Los Cantiles 2”	179
Figura 6.5	Curvas de consolidación del talud “Los Cantiles 1”	183
Figura 6.6	Curvas de consolidación del talud “Los Cantiles 2”	183
Figura 6.7	Gráficas obtenidas con el equipo de corte directo: a) Carga tangencial vs deformación horizontal; b) Deformación vertical vs deformación horizontal.....	184
Figura 6.8	Gráfica del esfuerzo cortante vs deformación horizontal.....	185
Figura 6.9	Envolvente de esfuerzo normal vs esfuerzo cortante: a) Los Cantiles 1; b) Los Cantiles 2.....	185
Figura 6.10	Curva de compactación del talud “Los Cantiles 1”	186
Figura 6.11	Peso inicial de muestras.....	187
Figura 6.12	Resultados del ensayo de durabilidad: a) Material del talud “Los Cantiles 1”; b) Material del talud “Los Cantiles 2”	188
Figura 6.13	Índice de durabilidad vs Densidad relativa: a) Material del talud “Los Cantiles 1”; b) Material del talud “Los Cantiles 2”	189
Figura 6.14	Tilt test: a) Equipo del plano inclinado; b) Realización de la prueba.....	189
Figura 6.15	Comparación entre la porosidad y el ángulo de rozamiento: a) Material del talud 1; b) Material del talud 2.....	190
Figura 6.16	Especímenes de las brechas volcánicas intermedias andesíticas.....	191

Figura 6.17	Especímenes de las brechas volcánicas recubiertos de parafina.....	192
Figura 6.18	Comparación entre el peso volumétrico seco y la densidad relativa: a) Material del talud “Los Cantiles 1”; b) Material del talud “Los Cantiles 2”	192
Figura 6.19	Comparación entre el peso volumétrico seco y la absorción: a) Material del talud “Los Cantiles 1”; b) Material del talud “Los Cantiles 2”	193
Figura 6.20	Ensayo de carga puntual: a) Equipo de carga puntual; b) espécimen ensayado...	193
Figura 6.21	Especímenes ensayados de la zona IV del talud “Los Cantiles 2”	193
Figura 6.22	Comparación entre la resistencia a través de la carga puntual y la densidad relativa: a) Material del talud “Los Cantiles 1”; b) Material del talud “Los Cantiles 2”	194
Figura 6.23	Cuneta en la zona del talud “Los Cantiles 2”: a) acumulación de agua. B) Rellena por fragmentos de roca y material fino.....	197
Figura 6.24	Trazo carretero en la zona del talud “Los Cantiles 2”	197
Figura 6.25	Proyecciones estereográficas: a) T2ZIC3 sin presentar inestabilidad; b) T2ZIVC1 rotura de tipo cuña.....	200
Figura 6.26	Proyecciones estereográficas: a) T1ZIC9 rotura de tipo cuña; b) T2ZIC5 rotura de tipo plana.....	201
Figura 6.27	Combinaciones analizadas cinemáticamente de los dos taludes.....	201
Figura 6.28	Estrato rocoso de la zona IV del talud “Los Cantiles 2”	202
Figura 6.29	Índice RMR vs Índice SMR.....	206
Figura 6.30	Envolvente de rotura de Hoek-Brown.....	207
Figura 6.31	Vista en planta del talud “Los Cantiles 1”	208
Figura 6.32	Vista en planta del talud “Los Cantiles 2”	208
Figura 6.33	Vista en planta del talud “Los Cantiles 1”	209
Figura 6.34	Vista en planta del talud “Los Cantiles 2”	210
Figura 6.35	Factores de seguridad del perfil 0+030, evaluados por día de precipitación.....	211
Figura 6.36	Escenarios del 1 ^{er} día de los 4 modelos aplicados al perfil 0+060 del talud 1.....	212
Figura 6.37	Escenarios del 90 ^{mo} día de los 4 modelos aplicados al perfil 0+060 del talud 1....	213
Figura 6.38	Factores de seguridad del perfil 0+060, evaluados por día de precipitación.....	214
Figura 6.39	Factores de seguridad del perfil 0+070, evaluados por día de precipitación.....	214
Figura 6.40	Escenarios del perfil 0+070 aplicando el modelo 2: a) 1 ^{er} día; b) 90 ^{mo} día.....	215
Figura 6.41	Factores de seguridad del perfil 1+030, evaluados por día de precipitación.....	215
Figura 6.42	Perfiles constituidos por estratos de roca: a) 1+040; b) 1+050.....	216
Figura 6.43	1 ^{er} escenario del perfil del km 1+030 aplicando: a) Modelo 2; b) Modelo 4.....	216

Figura 6.44	Modelado del perfil 0+030: a) Esquema del perfil; b) Corrida del modelo; c) Propuesta de protección.	218
Figura 6.45	Modelado del perfil 0+060: a) Esquema del perfil; b) Corrida del modelo; c) Propuesta de protección.....	220
Figura 6.46	Bloques desempacados de la zona IV del talud “Los Cantiles 1”	221
Figura 6.47	Modelado del perfil 0+070: a) Esquema del perfil; b) Corrida del modelo; c) Propuesta de protección.	221
Figura 6.48	Modelado del perfil 1+030: a) Esquema del perfil; b) Corrida del modelo; c) Propuesta de protección.....	222
Figura 6.49	Panorámica del talud “Los Cantiles 2”	223
Figura 6.50	Modelado del perfil 1+040: a) Esquema del perfil; b) Corrida del modelo; c) Propuesta de protección.....	224
Figura 6.51	Modelado del perfil 1+050: a) Esquema del perfil; b) Corrida del modelo; c) Propuesta de protección.....	225
Capítulo 7		
Figura 7.1	Perfiles modelados del talud “Los Cantiles 1”	227
Figura 7.2	Modelado del perfil 0+030: a) Sin estabilizar; b) Con propuesta de estabilización.....	228
Figura 7.3	Modelado del perfil 0+060: a) Sin estabilizar; b) Con propuesta de estabilización.....	229
Figura 7.4	Modelado del perfil 0+070: a) Sin estabilizar; b) Con propuesta de estabilización.....	230
Figura 7.5	Perfiles modelados del talud “Los Cantiles 2”	231
Figura 7.6	Modelado del perfil 1+030: a) Sin estabilizar; b) Con propuesta de estabilización.....	232
Figura 7.7	Modelado del perfil 1+040: a) Sin estabilizar; b) Con propuesta de estabilización.....	232
Figura 7.8	Modelado del perfil 1+050.....	233
Figura 7.9	Sistema de drenes de 2” a cada 1.5 m.....	234
Anexos		
Figura A.1	Perfiles tipo para estimar JRC.....	236
Figura B.I	Curva granulométrica del suelo del talud “Los Cantiles 1”	239
Figura B.II	Curva granulométrica del suelo del talud “Los Cantiles 2”	240
Figura C.I	Curva de fluidez del suelo del talud “Los Cantiles 1”	240

Figura C.II	Curva de fluidez del suelo del talud “Los Cantiles 2”	240
Figura D.I	Curva de compactación del suelo del talud “Los Cantiles 2”	242
Figura E.I	Curva característica de succión en el suelo: a) SC “Los Cantiles 1”; b) SM “Los Cantiles 2”	244
Figura E.II	Coefficiente de permeabilidad en función de la succión matricial: a) SC “Los Cantiles 1”; b) SM “Los Cantiles 2”	244
Figura E.III	Envolvente de esfuerzo cortante vs succión matricial: a) “Los Cantiles 1”; b) “Los Cantiles 2”	245
Figura F.I	Prueba de durabilidad: a) etapa de secado en horno eléctrico; b) etapa de humedecimiento y desmoronamiento; c) muestras después del primer ciclo.....	246
Figura I.I	Inestabilidades: a) Combinación T1ZIC1 rotura tipo cuña; b) Combinación T1ZIC6 rotura tipo plana.....	251
Figura I.II	Proyección estereográfica del T1ZIIIC1 la cual presenta inestabilidad de tipo plana.....	251
Figura I.III	Inestabilidades: a) Combinación T2ZIC2 rotura tipo cuña; b) Combinación T2ZIC6 rotura tipo plana.....	252
Figura I.IV	Inestabilidades: a) Combinación T2ZIC11 rotura tipo cuña; b) Combinación T2ZIVC2 rotura tipo cuña.....	252

LISTA DE TABLAS

Capítulo 2

Tabla 2.1	Glosario de nombres para la caracterización de movimientos de masas.....	37
Tabla 2.2	Factores que influyen en la estabilidad de los taludes.....	58

Capítulo 3

Tabla 3.1	Identificación de rasgos característicos que indican la posibilidad de un deslizamiento.....	67
Tabla 3.2	Características y propiedades a describir en campo para la caracterización del macizo rocoso.....	69
Tabla 3.3	Descripción del grado de meteorización.....	72
Tabla 3.4	Sistema Unificado de Clasificación de Suelos.....	79
Tabla 3.5	Propiedades de la matriz rocosa y métodos para su determinación.....	95
Tabla 3.6	Clasificación de la durabilidad en base al índice I_{D2}	100
Tabla 3.7	Clasificación de la durabilidad en base al índice I_{D1}	101
Tabla 3.8	Valor generalizado de C. $UCS=C \cdot I_s$	105

Capítulo 4

Tabla 4.1	Formato para la estimación del peligro de deslizamiento de taludes naturales...	107
Tabla 4.2	Estimación del peligro de deslizamiento del terreno.....	109
Tabla 4.3	Criterios de clasificación del nivel de riesgo.....	109
Tabla 4.4	Modificación del RHRS.....	110
Tabla 4.5	Clasificación geomecánica RMR.....	112
Tabla 4.6	Calidad del macizo rocoso en relación al índice RMR.....	113
Tabla 4.7	Factor de ajuste para las juntas.....	114
Tabla 4.8	Factor de ajuste según el método de excavación.....	115
Tabla 4.9	Clases de estabilidad según el SMR.....	115

Capítulo 6

Tabla 6.1	Descripción de las zonas que conforman los taludes.....	178
Tabla 6.2	Resultados de las pruebas para clasificar el suelo.....	181
Tabla 6.3	Resultados de la densidad de sólidos y ensayo Proctor estándar.....	182
Tabla 6.4	Esfuerzos normales aplicados a los especímenes.....	182

Tabla 6.5	Cohesión y ángulo de fricción del suelo de los taludes.....	185
Tabla 6.6	Datos de elaboración de especímenes y valores obtenidos.....	187
Tabla 6.7	Resultados del ensayo Tilt test aplicado al material de la zona I del talud “Los Cantiles 1”.....	190
Tabla 6.8	Resumen de resultados de ensayos para caracterizar la matriz rocosa.....	194
Tabla 6.9	Estimación del peligro de deslizamiento del talud “Los Cantiles 1”.....	195
Tabla 6.10	Estimación del peligro de deslizamiento del talud “Los Cantiles 2”.....	196
Tabla 6.11	Evaluación del nivel de riesgo por desprendimientos de roca del talud “Los Cantiles 1”.....	198
Tabla 6.12	Evaluación del nivel de riesgo por desprendimientos de roca del talud “Los Cantiles 2”.....	198
Tabla 6.13	Combinaciones inestables del talud “Los Cantiles 1”.....	199
Tabla 6.14	Combinaciones inestables del talud “Los Cantiles 2”.....	199
Tabla 6.15	Clasificación geomecánica (RMR) de los dos taludes en estudio.....	203
Tabla 6.16	Resultados de los factores de ajuste de los dos taludes.....	204
Tabla 6.17	Clasificación Slope Mass Rating.....	205
Tabla 6.18	Caracterización de los macizos rocosos.....	207
Tabla 6.19	Criterios para seleccionar un FS para diseño de taludes.....	210
Tabla 6.20	Factores de seguridad de los perfiles constituidos por estratos de roca.....	217
Tabla 6.21	Datos considerados para el modelado en RocFall.....	218
Tabla 6.22	Resultados del modelado del perfil 0+030 del talud “Los Cantiles 1”.....	219
Tabla 6.23	Resultados del modelado del perfil 0+060 del talud “Los Cantiles 1”.....	220
Tabla 6.24	Resultados del modelado del perfil 0+070 del talud “Los Cantiles 1”.....	222
Tabla 6.25	Resultados del modelado del perfil 1+030 del talud “Los Cantiles 2”.....	223
Tabla 6.26	Resultados del modelado del perfil 1+040 del talud “Los Cantiles 2”.....	224
Tabla 6.27	Resultados del modelado del perfil 1+050 del talud “Los Cantiles 2”.....	225
Capítulo 7		
Tabla 7.1	Propiedades principales de los materiales que constituyen el talud “Los Cantiles 1”.....	227
Tabla 7.2	Propiedades principales de los materiales que constituyen el talud “Los Cantiles 2”.....	230
Anexos		
Tabla A.I	Descripción de las discontinuidades del talud “Los Cantiles 1”, Zona I.....	235

Tabla A.I	Continuación.- Descripción de las discontinuidades del talud “Los Cantiles 1”, Zona III.....	236
Tabla A.II	Descripción de las discontinuidades del talud “Los Cantiles 2”, Zona I.....	237
Tabla A.II.	Continuación.- Descripción de las discontinuidades del talud “Los Cantiles 2”, Zona IV.	238
Tabla B.I	Granulometría del talud “Los Cantiles 1”	239
Tabla B.II	Granulometría del talud “Los Cantiles 2”	239
Tabla D.I	Resultados de ensayo Proctor del suelo del talud “Los Cantiles 1”	241
Tabla D.II	Resultados de ensayo Proctor del suelo del talud “Los Cantiles 2”	242
Tabla E.I	Datos utilizados en Geoestudio y resultados del contenido volumétrico de agua y permeabilidad.....	243
Tabla E.II	Datos de elaboración de especímenes y esfuerzo cortante alcanzado.....	245
Tabla E.III	Datos de elaboración de especímenes y esfuerzo cortante alcanzado.....	245
Tabla F.I	Resultados del ensayo de durabilidad.....	246
Tabla G.I	Resultados del ensayo Tilt test aplicado al material de la zona III del talud “Los Cantiles 1”	247
Tabla G.II	Resultados del ensayo Tilt test aplicado al material de la zona I del talud “Los Cantiles 2”	247
Tabla G.III	Resultados del ensayo Tilt test aplicado al material de la zona IV del talud “Los Cantiles 2”	248
Tabla H.I	Resultados del ensayo de carga puntual de la zona I del talud “Los Cantiles 1”	248
Tabla H.II	Resultados del ensayo de carga puntual de la zona II del talud “Los Cantiles 1”	249
Tabla H.III	Resultados del ensayo de carga puntual de la zona III del talud “Los Cantiles 1”	249
Tabla H.IV	Resultados del ensayo de carga puntual de la zona I del talud “Los Cantiles 2”	249
Tabla H.V	Resultados del ensayo de carga puntual de la zona III del talud “Los Cantiles 2”	250
Tabla H.VI	Resultados del ensayo de carga puntual de la zona IV del talud “Los Cantiles 2”	250
Tabla I.I	Análisis cinemático de las principales discontinuidades del talud “Los Cantiles 1”	252
Tabla I.II	Análisis cinemático de las principales discontinuidades del talud “Los Cantiles 2”	253
Tabla J.I	Factores de seguridad del perfil 0+030 del talud “Los Cantiles 1”	253
Tabla J.II	Factores de seguridad del perfil 0+060 del talud “Los Cantiles 1”	253
Tabla J.III	Factores de seguridad del perfil 0+070 del talud “Los Cantiles 1”	254
Tabla J.IV	Factores de seguridad del perfil 1+030 del talud “Los Cantiles 2”	254

Con dedicatoria

A los mejores ingenieros civiles que he conocido en mi vida, mi padre M.V.F. Efraín y mi madre L.A.E. Veronica, quienes diseñaron y construyeron con buenos principios los cimientos que no me han dejado caer ante los obstáculos que dispone la vida.

A mi novia Verito, mujer admirable y encantadora que me apoyó en todo momento, acompañándome inclusive en mis noches de desvelos.

A mis hermanos Luis y Celia, personas nobles que no aceptan la mediocridad como solución a la vida.

A mi familia por su cariño y apoyo.

A Miguel Cervantes Juárez† “el geólogo”, excelente ser humano y gran formador de ingenieros, a quien se le recuerda con cariño y admiración. Todo es caliza.

Agradecimientos

A mi asesor de tesis, el Dr. Eleazar Arreygue Rocha por su amistad y dedicación a mi formación. Apoyándome de manera constante con sus conocimientos, críticas y sugerencias durante el desarrollo de la investigación. Gracias por ayudarme a madurar en el área de investigación, demostrándome que ningún tema es difícil de aprender solo se necesita dedicación.

Al Dr. Carlos Chávez, por su constante seguimiento y compartiendo su conocimiento de manera generosa durante el desarrollo de la investigación.

Al Dr. Forge Alarcón por su orientación en la selección de asesor y tema de tesis, parte esencial de mi formación.

A Juan Carlos López por su amable y amistosa atención, y estar pendiente de cada estudiante.

Al personal de los laboratorios de Mecánica de suelos y Mecánica de rocas, por su apoyo y consejos en la realización de los ensayos, pero sobre todo por su amistad:

M. en I. Felipe de Jesús Gerónimo Rodríguez

M. en I. Ernesto Alberto Núñez Guzmán

M. en I. Tarsicio Domínguez Téllez

Ing. Guillermo Humberto Avila Ambriz

Ing. Pablo García Díaz

Ing. José Israel Bocanegra Torres

Tec. Jaime Guadalupe Chora Calderón

PIE. Rogelio Espinosa

A mi dios por permitirme concluir esta etapa de mi vida y a todos mis amigos que creyeron en mí, brindándome su amistad y consejos.

RESUMEN

La calidad de la infraestructura de un país se ve reflejada en su economía. Los países desarrollados invierten grandes cantidades de dinero cada año para la construcción de nuevas vías de comunicación, optimizando los tiempos en el traslado de bienes y personas. Las vías de comunicación deben de garantizar seguridad, confort y fluidez, estas cualidades se ven afectadas por distintos factores, como son: pendientes prolongadas, baches, deslizamientos de tierra, trazos geométricos y obras hidráulicas, con diseños deficientes.

Esta investigación presenta la metodología y solución ante los problemas de inestabilidad de taludes, aplicado a dos taludes inestables (cortes carreteros) de roca andesítica en la carretera de Mil Cumbres (Morelia-Cd. Hidalgo) en el Km. 29+000 al 30+000. La investigación se desarrolló en gabinete, campo y laboratorio. Se inició con la caracterización de los materiales que conforman los taludes, obteniendo sus propiedades físicas y mecánicas. Una vez caracterizados los materiales, los taludes fueron evaluados con métodos empíricos para valorar la susceptibilidad a inestabilidades y cuantificar el nivel de riesgo que representan. La clasificación de los macizos rocosos se efectuó con el método propuesto por Bieniawski (RMR) y la adaptación para taludes de Romana (SMR).

Además se empleó el software Dips, el cual permitió evidenciar los diferentes mecanismos de rotura en cada zona en estudio, los cuales fueron del tipo planar y de cuña, así mismo permitió evidenciar las zonas más críticas y de esta forma hacer propuestas de estabilización. Para ver el comportamiento de los taludes, se aplicaron modelos en el software Slide y RocFall, que dan resultados muy próximos a la realidad. Con los escenarios generados por los software se evidenciaron las zonas conflictivas en cada talud, al final se propusieron mecanismos de protección y estabilización.

Palabras claves: Aplicación de software, Taludes inestables, Carretera Mil Cumbres, roca andesítica.

ABSTRACT

The quality of a country infrastructure is reflected in its economy. Developed countries invest large amounts of money each year for the construction of new roads, optimizing time in moving goods and people. The roads must ensure safety, comfort and fluidity, these qualities are affected by factors such as: earnings longer, potholes, landslides, geometric lines and waterworks, poorly designed.

This research presents one methodology and it's solution to the problems of slope instability, applied to two unstable slopes (highway cuts) of andesitic rock at the Mil Cumbres road (Morelia-Cd. Hidalgo) at Km. 29+000 to 30+000. This study was developed in cabinet, field and laboratory. Began with the characterization of the materials that make up the slopes, obtaining their physical and mechanical properties. Having characterized the materials, the slopes were evaluated by empirical methods for valuing the susceptibility to instabilities and quantify the level of risk that they represent. The classification of rock masses was performed with the proposed Bieniawski (RMR) method and the adaptation to slopes Romana (SMR).

Besides, the software Dips was used, the one that allowed to evidence the different failure mechanisms in each study area, which were the planar type and wedge, also it allowed to evidence the most critical areas and with this form make proposals for stabilization. To see the behavior of the slopes, models were applied in the Slide and RocFall software, which give very close to reality results. With the scenarios generated by software conflict zones were evident in each slope, at the end protection and stabilization mechanisms were proposed.

Keywords: Application software, unstable slopes, road Mil Cumbres, andesitic rock.

1.- INTRODUCCIÓN

México es uno de los países del mundo con mayor variedad topográfica, cuenta con grandes planicies a la vez de sistemas montañosos, propiciando una diversidad de climas, tipos de suelos, vegetación e incluso esto se ve reflejado en las actividades económicas.

En los últimos años, México ha apostado por el desarrollo de infraestructura carretera para satisfacer la necesidad de comunicación entre las diferentes regiones, logrando un progreso económico muy importante en toda su población. Un claro ejemplo de ello, es la construcción de la carretera Durango-Mazatlán que forma parte del eje troncal No. 5, que conecta el Océano Pacífico con el Golfo de México. Esta obra logró vencer la barrera que impone la Sierra Madre Occidental, para ello se requirió de la construcción de 61 túneles, y aunque se hizo una inversión superior a los 20 mil millones de pesos para su construcción, se vio afectada por fenómenos naturales, los que provocaron deslizamientos y cierre de la vialidad.

En México, la mayoría de las carreteras y ciudades se ven afectadas por la inestabilidad de taludes, causando pérdidas humanas y económicas. El país cuenta con varios factores que favorecen al desencadenamiento de esta problemática, como son las abundantes lluvias, la orografía del territorio, incidencia de sismos de gran magnitud, la posibilidad de erupciones volcánicas y las actividades humanas, aunado a la construcción de vialidades y crecimiento sin control de las ciudades en zonas de alto riesgo, en donde las autoridades hacen caso omiso del riesgo que presenta para los ciudadanos.

Los deslizamientos de taludes, a diferencia de los sismos, pueden mostrar manifestaciones que permiten señalar la posibilidad de su ocurrencia futura. Por ello, es importante realizar los estudios correspondientes que determinen el riesgo que representan para la población y construir las obras necesarias para atenuar los desastres que ocasionan este tipo de eventos.

Este documento está constituido por siete capítulos, el primero de ellos habla de la problemática que presenta México ante las continuas inestabilidades de taludes y menciona los factores que propician el desencadenamiento, además presenta los objetivos específicos que se realizaron para lograr el objetivo principal propuesto al inicio de la investigación y la justificación que da el sustento para realizarla.

El segundo capítulo contiene la información más relevante en la actualidad sobre la inestabilidad de taludes, mencionando los aspectos que intervienen para determinar el riesgo que representan para la población. También explica los tipos de taludes y la caracterización de los movimientos que se presentan en este tipo de estructuras, así como los factores influyentes en su estabilidad.

Las metodologías aplicadas a taludes carreteros se presentan en el tercer capítulo, dividiéndose en 3 etapas. La primer etapa se realizó en gabinete consultando la información disponible en las diferentes fuentes y haciendo un reconocimiento en campo para identificar los taludes inestables. La segunda etapa se hizo en campo, realizando un levantamiento topográfico y los estudios necesarios para caracterizar los taludes. La tercera se efectuó en laboratorio sometiendo el material a pruebas especializadas, logrando una caracterización del material que conforman los taludes en estudio.

El cuarto capítulo describe los métodos empíricos que actualmente se aplican en el análisis de la estabilidad de taludes y la clasificación de los macizos rocosos, asimismo, presenta los diferentes mecanismos de estabilización.

Se requirió de la implementación de software para complementar la información de los taludes y poder modelar, para conocer los distintos escenarios que podrían presentarse y que fuesen propensos a la inestabilidad. Los software utilizados y el procedimiento para ejecutarlos se explican en el quinto capítulo.

En el capítulo sexto se plasmaron los resultados obtenidos de la investigación, se inició presentando los valores obtenidos con las metodologías descritas en el tercer capítulo. Después se muestran las clasificaciones mencionadas en el cuarto capítulo y se finaliza con la presentación de los valores obtenidos con los programas.

Ya analizados los resultados, en el séptimo capítulo se describen las propuestas de mecanismos de estabilización para solucionar la problemática que están presentando los taludes estudiados. Además, contiene las conclusiones que nos deja la investigación.

1.1.- OBJETIVOS DE LA TESIS

Realizar la caracterización geomecánica de los materiales que conforman los taludes inestables de la antigua carretera de Mil Cumbres en el tramo del km 29+000 al 30+000, así como realizar un modelo del comportamiento, aplicando el software Slide, con el propósito de calcular su factor de seguridad (FS), además se utilizó el software RocFall, que sirvió para simular las trayectorias de los caídos, estableciendo propuestas de mecanismos de estabilización y protección.

1.1.1- Objetivos específicos

- Reconocimiento geológico-geotécnico de la zona en estudio por medio de fotografías satelitales y visitas a campo.
- Levantamiento topográfico a detalle de los taludes en estudio.
- Clasificación geomecánica de los taludes en roca con problemas de inestabilidad por los métodos empíricos de Bieniawski y Romana.
- Analizar, conocer y aprender, los métodos empíricos para evaluar el riesgo por desprendimientos y la susceptibilidad al movimiento de taludes carreteros.
- Clasificación del material que conforman los taludes, mediante pruebas de laboratorio: propiedades índice, granulometría, prueba de corte directo en suelo, durabilidad al desmoronamiento, porosidad, absorción, ángulo de rozamiento entre otras.
- Análisis cinemático de proyecciones estereográficas mediante el software Dips.
- Modelado del comportamiento de los taludes ante eventos naturales (precipitación y sismo).
- Simulación de caídos para determinar distancias de recorridos y magnitud de impacto (Rocfall).

- Modelado del comportamiento de los taludes una vez aplicado los reforzamientos.

1.2.- JUSTIFICACIÓN

México invierte miles de millones de pesos en reparar daños cada año, esto principalmente a la inestabilidades de taludes que provocan las intensas lluvias, ocasionados en distintas partes del país, ya sea en carreteras de altas especificaciones como la autopista del Sol o en colonias de ciudades como Teziutlán, Puebla y Acapulco, Guerrero, por mencionar algunos ejemplos; esto se debe a la falta de conciencia para realizar estudios que dieran sustento a los proyectos, ocasionando el desinterés de profesionistas en este ámbito. Actualmente, las autoridades se han concientizado un poco sobre el riesgo que representan este tipo de fenómenos donde involucran a los ciudadanos, por lo que se ha visto en la necesidad de implementar obras que garanticen la seguridad a la población. Además, día con día se requiere de más profesionistas especializados en esta área, pero el país no se da abasto en formar este tipo de profesionistas.

La investigación del tema se decidió realizar en el tramo carretero Morelia - Cd. Hidalgo, debido a la gran problemática de deterioro que presenta la carretera Panorámica, ya que fue construida hace 82 años. Esta carretera conecta con una de las zonas turísticas más importante del Estado de Michoacán, por ejemplo, el Santuario de la Mariposa Monarca, Los azufres, además de contemplar unos magníficos paisajes y ser el lugar donde se desarrollan diferentes deportes nacionales e internacionales, como la Ruta Panamericana (carreras automovilísticas), ciclismo, motociclismo, etc.

La Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT) indicó en agosto del 2010 que la carretera Morelia – Cd. Hidalgo, es considerada ya prácticamente de tránsito local. La disminución del flujo vehicular en esta zona ocasionó un incremento de usuarios en bicicleta y motocicleta, pero no disminuyó el riesgo de sufrir un accidente por un movimiento de tierras o derrumbe, ya que esta zona serrana presenta constantes deslizamientos de materiales, los cuales en su mayoría bloquean un solo carril o en

ocasiones se llega a cerrar toda la carpeta asfáltica. Por lo que es necesario brindar al usuario seguridad al transitarla, lo que conlleva a realizar un estudio de los taludes inestables para que la autoridad correspondiente realice las acciones necesarias. Un claro ejemplo de esta problemática, fue el accidente que ocurrió el día 22 de Febrero del 2013 en la autopista de occidente a 10 km aproximadamente de la caseta de cobro de Panídicuaro en el sentido Guadalajara-Atlacomulco, por ese lugar transitaba un automóvil justo en el momento que se desprendieron varias rocas del talud carretero, una de las rocas se proyectó en dirección del automóvil rompiendo el parabrisas y golpeando a una mujer que iba de copiloto, ocasionándole la muerte.

2.- INESTABILIDAD DE TALUDES

Los movimientos de ladera provocan daños materiales importantes en el mundo (Brabb & Harrods, 1989) y son el tercer riesgo natural por número de víctimas después de los terremotos y las inundaciones (Ayala-Carcedo, 2002). La catástrofe natural ligada a movimientos de ladera con un mayor número de víctimas se produjo en 1920 en Kansú (Haiyuan, China) donde un deslizamiento provocó la muerte de 100,000 personas (Ayala-Carcedo, 2002). Como evento más reciente, cabe destacar el que se produjo en Abi-Barak (Afganistán) el 2 de mayo del 2014 por intensas lluvias suscitadas días antes del deslizamiento, el cual causó más de dos mil desaparecidos, y solo fueron recuperados alrededor de 300 cadáveres.

El World Watch Institute calculó que en 1998 las pérdidas por desastres relacionados con el clima, superaron los 89,000 mdd; 32,000 personas perdieron la vida y por lo menos 300 millones de personas, vieron sus viviendas afectadas o destruidas (Excélsior, 6-12-98).

El clima, y en especial la lluvia, es uno de los detonadores naturales más importantes en México. Basta recordar, por ejemplo, los lamentables hechos ocurridos en la sierra norte de Puebla en 1999, que cobró más de 200 víctimas, la mayoría de ellas ocurridas en Teziutlán; o bien los deslaves y flujos de lodo acontecidos en Chiapas en 1998, o el flujo de escombros en Acapulco en 1997, provocado por el huracán Pauline que produjo grandes pérdidas humanas y económicas. En varios de los casos de mayor impacto, la combinación de lluvias abundantes o intensas, con un inadecuado uso del suelo y deforestación, fue el motor principal de la inestabilidad y los flujos (Vázquez, 2002).

2.1.- DESASTRE NATURAL

De acuerdo con Gelman (1996), un desastre es un acontecimiento que afecta los asentamientos humanos produciendo daños. Los estados del daño se mezclan al desequilibrio producido.

El desastre se define como una situación en la que la sociedad, o una parte de ella, sufre daños de gran magnitud y extensión, que se traducen en pérdidas para sus miembros, de manera que su estructura social, administrativa y política se desajusta, impidiendo la realización de sus actividades esenciales y afectando su funcionamiento y operación normal, así como perjudicando de manera esencial su capacidad de afrontar y combatir la emergencia.

Un desastre natural tiene las siguientes características: 1) es de gran magnitud, 2) es repentino, de corta duración y, por lo general, imprevisible 3) causa víctimas humanas y daños económicos considerables. El peligro existe por causas naturales (volcanes, fallas geológicas, pendientes abruptas, etc.). El riesgo está en función de la distancia al foco de peligro y el tiempo que se requiere para ponerse a salvo. La vulnerabilidad depende de la defensa que tenga la población o de la infraestructura.

El termino peligro es utilizado en referencia a todos los fenómenos atmosféricos, hidrológicos, geológicos u otros originados por el fuego que, por razón del lugar en que ocurren, su severidad y frecuencia, pueden afectar de manera adversa a los seres humanos, a sus estructuras o actividades. El peligro natural es un fenómeno natural que ocurre en un área poblada o con infraestructura que puede ser dañada. El calificativo natural es utilizado para excluir de la definición peligros originados por los seres humanos tales como guerras, polución y contaminación química (Silva, 2004).

De acuerdo con Maskrey (1993), hay un alto riesgo de desastre si uno o más fenómenos naturales peligrosos ocurren cuando un lugar se encuentra en situación de vulnerabilidad.

Un riesgo específico está en función del peligro (P) y de la vulnerabilidad (V). La Organización de las Naciones Unidas para la Educación, la Ciencia y la Cultura (UNESCO), definió el riesgo total (R) como función del número de elementos o víctimas y pérdidas económicas provocadas por un desastre natural (E). Se puede expresar como:

$$R = P \times V \times E$$

Es decir, el riesgo total aumenta cuanto mayor es el peligro (P), el número de elementos afectados (E) y la vulnerabilidad (V) de la zona afectada. Este principio es la base de los mapas de riesgo que elaboran las autoridades de distintos países.

Arreygue et al., (2002) y Arreygue et al., (en prensa) citados por Silva (2004), definen los aspectos que intervienen para el cálculo del riesgo total, teniendo el proceso de formulación de cada uno de ellos.

- **Intensidad (I):** Severidad geométrica y mecánica del fenómeno potencialmente destructivo. Puede ser expresada en una escala relativa o en términos de una o más características del fenómeno.
- **Peligrosidad (H):** Probabilidad que un fenómeno potencialmente destructivo de determinada intensidad, se verifique en un periodo de tiempo y en un área dada. Se expresa en términos de probabilidad anual, la peligrosidad definida de este modo está, por lo tanto, referida a una determinada intensidad del fenómeno:

$$H = H (I)$$

- **Elementos de riesgo (E):** Población, propiedad, actividad económica, servicios públicos y bienes ambientales en un área dada expuesta a riesgo.
- **Valor de los elementos de riesgo (W):** Valor económico o número de unidades relativas a cada uno de los elementos de riesgo en un área dada. El valor de los elementos de riesgo puede estar expresado en términos de número o cantidad de unidades expuestas o en términos monetarios. El valor es una función del tipo de elemento de riesgo:

$$W = W (E)$$

- **Vulnerabilidad (V):** Grado de pérdida producida en un cierto elemento o grupo de elementos expuestos a riesgo, resultante de la verificación de un fenómeno natural y de una intensidad dada. Se expresa en una escala de 0 (ninguna pérdida) a 1 (pérdida total) y es una función de la intensidad del fenómeno y de la tipología del elemento de riesgo:

$$V = V (I; E)$$

- **Daño potencial (WL):** Entidad potencial de la pérdida en el caso de un evento con intensidad fija. Puede expresarse en términos de número o cantidad de unidades expuestas o en términos monetarios. Para una determinada tipología de elementos de riesgo y para una intensidad dada, el daño potencial está dado por:

$$WL(I; E) = W(E) * V(I; E)$$

- **Riesgo específico (RS):** Grado de pérdida esperado como consecuencia de un particular fenómeno natural de una determinada intensidad. Se expresa en términos de probabilidad anual. Para una determinada tipología de elementos de riesgo con una intensidad dada, donde el riesgo especificado está dado por:

$$RS(I; E) = H(I) * V(I; E)$$

- **Riesgo total (R):** Valor esperado de pérdidas humanas, heridos, daños a la propiedad y de las perturbaciones a la actividad económica, debido a un particular fenómeno natural. Se expresa en términos de costo anual o bien de número o cantidad de unidades perdidas en un año.

El riesgo total asociado a un particular elemento de riesgo y a una determinada intensidad es el producto:

$$R(I; E) = H(I) * V(I; E) * W(E) = RS(I; E) * W(E) = H(I) * WL(I; E)$$

2.2.- NOMENCLATURA DE UN TALUD O LADERA

La nomenclatura más comúnmente utilizada en las ciencias geotécnicas, se basa en los sistemas de clasificación propuestos por Hutchinson (1968) y por Varnes (1958 y 1978). Este último sistema fue actualizado por Cruden y Varnes en el "Special Report 247" del Transportation Research Board de los Estados Unidos (1996) y es el sistema de nomenclatura y clasificación más utilizado en el mundo. Además, a esta clasificación se le agregaron algunos factores importantes, entre ellos la diferenciación entre los procesos de deterioro y los de deslizamiento, pero en términos generales se mantuvieron los principios básicos de la clasificación del Transportation Research Board.

Un “talud” o ladera es una masa de tierra que no es plana sino que presenta una pendiente o cambios significativos de altura. En la literatura técnica se define como “ladera” cuando su conformación actual tuvo como origen un proceso natural y “talud” cuando se conformó artificialmente (Fig. 2.1). Los taludes se pueden agrupar en tres categorías generales: los terraplenes, los cortes de laderas naturales y los muros de contención (Suárez, 1998).

En un talud o ladera se definen los siguientes elementos constitutivos, ver Figura 2.1:

- **Pie, pata o base.** El pie corresponde al sitio de cambio brusco de la pendiente en la parte inferior del talud o ladera. La forma del pie de una ladera es generalmente cóncava.
- **Cabeza, cresta, cima o escarpe.** Se refiere al sitio de cambio brusco de la pendiente en la parte superior del talud o ladera. Cuando la pendiente de este punto hacia abajo es semi-vertical o de alta pendiente, se le denomina “escarpe”. Los escarpes pueden coincidir con coronas de deslizamientos. La forma de la cabeza generalmente es convexa.
- **Altura (hw).** Es la distancia vertical entre el pie y la cabeza, la cual se presenta claramente definida en taludes artificiales, pero es complicada de cuantificar en las laderas debido a que el pie y la cabeza generalmente no son accidentes topográficos bien marcados.
- **Altura de nivel freático.** Es la distancia vertical desde el pie del talud o ladera hasta el nivel de agua (la presión en el agua es igual a la presión atmosférica). La altura del nivel freático se acostumbra medirla debajo de la cabeza del talud.
- **Pendiente.** Es la medida de la inclinación de la superficie del talud o ladera. Puede medirse en grados, en porcentaje o en relación m: 1, en la cual m es la distancia horizontal que corresponde a una unidad de distancia vertical. Por ejemplo, la relación 2:1, es una pendiente del 50%.

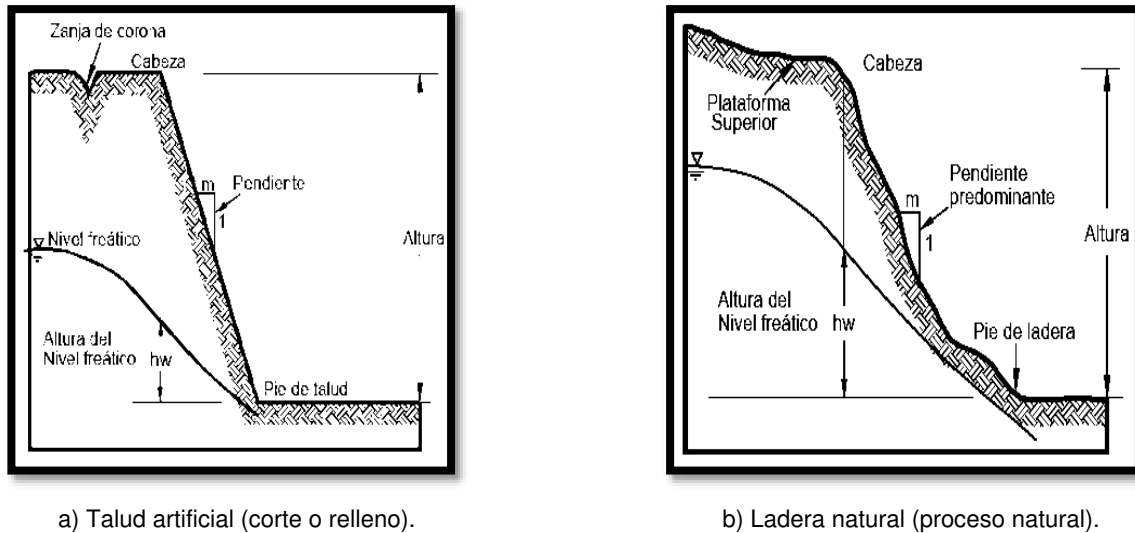


Figura 2.1.- Nomenclatura de taludes y laderas (Suárez, 1998).

2.3.- TIPOS DE TALUDES

No hay duda que el talud constituye la estructura más compleja de las Vías Terrestres; 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 (Rico y Del Castillo, 1976).

Una primera tipificación es de acuerdo, con su origen de formación, donde se denominan talud natural o ladera y talud artificial o excavación. También se categorizan por el material por el cual están constituidos, que puede ser de suelo, roca o mixto. El conocer la génesis del talud y el tipo de material que lo forma, nos ayuda a comprender el comportamiento del talud, ya que estos factores determinan su estabilidad.

2.3.1.- Ladera

La formación de laderas (talud natural) se debe al ciclo geodinámico interno de la tierra, ocasionado por una fuerza interna (energía terrestre), la cual es la responsable de la acción de dos agentes geológicos internos sobre las capas superficiales terrestres: la presión y temperatura. A su vez estos agentes originan unos procesos geodinámicos (o geológicos) internos: procesos ígneos que forman las rocas ígneas, procesos metamórficos que originan las rocas metamórficas y los procesos orogénicos causantes de la formación de cordilleras.

Se le conoce como ladera o talud natural a una masa de material térreo que tiene cierta inclinación respecto a la horizontal y su formación se originó por un proceso natural, sin intervención del hombre.

Las laderas o taludes naturales son formaciones que han permanecido estables durante muchos años, pueden fallar en forma imprevista debido a factores internos y externos como cambios topográficos, sismicidad, flujos de agua subterránea, cambios en la resistencia del suelo, meteorización o factores de tipo antrópico o natural que modifiquen su estado natural de estabilidad.

2.3.2.- Talud artificial

Se conoce como talud artificial a una masa de tierra que no es plana sino que presenta una inclinación sobre la horizontal, producida por la excavación (desmontes si dan lugar a un solo talud o trincheras si presenta un talud a cada lado) o nivelación del terreno con la construcción de un terraplén.

Su origen se debe a la necesidad de obras de infraestructura lineal (carreteras y ferrocarriles), canales, conducciones, explotaciones mineras, y en general cualquier construcción que requiera una superficie plana en una zona de pendiente, o alcanzar una profundidad determinada por debajo de la superficie.

Los taludes artificiales se diseñan para ser estables a largo plazo, la inclinación dependerá de la resistencia del material por el cual será formado, pero siempre con la tendencia de lo más vertical posible para disminuir los costos ocasionados por el movimiento del material producto del corte, pero garantizando unas condiciones aceptables de estabilidad.

2.3.3.- Macizos rocosos

Un macizo rocoso es el conjunto de bloques de matriz rocosa separados por las diferentes discontinuidades que afectan al medio rocoso. Mecánicamente los macizos rocosos son medios discontinuos (superficies de estratificación, juntas, fallas, diques, etc.), anisótropos (estratificación, laminación, familias de diaclasas tectónicas) y heterogéneos (zonas con diferentes litologías, grado de alteración o meteorización), por

lo tanto su comportamiento está sujeto a la orientación que tengan los planos de debilidad en relación a las fuerzas actuantes.

Otros factores que afectan el comportamiento mecánico, independiente de las propiedades intrínsecas del macizo rocoso son: Estructuras tectónicas y sedimentarias no discontinuas en el macizo rocoso (por ejemplo los pliegues), las tensiones naturales a que está sometido (estado tensional in situ) y las condiciones hidrogeológicas y factores geoambientales.

La matriz rocosa que forma al macizo rocoso puede ser dura o blanda, por lo tanto, el comportamiento mecánico del macizo rocoso será diferente en ambos casos. Para realizar un estudio del comportamiento se tiene que conocer de la matriz rocosa el origen, grado de meteorización, propiedades resistentes, etc. En el caso de las discontinuidades presentes en el macizo, se analizará el tipo, orientación, espaciamiento, persistencia, rugosidad, abertura, relleno, flujo, número de familias presentes, tamaño de bloques y la resistencia de las paredes de la discontinuidad (resistencia a la compresión sin confinamiento).

2.3.4.- Suelos

Se le puede llamar suelo al agregado no cementado de granos minerales y materia orgánica descompuesta (partículas sólidas) junto con el líquido y gas que ocupan los espacios vacíos entre las partículas sólidas. Los suelos en general son llamados grava, arena, limo o arcilla, dependiendo del tamaño predominante de las partículas.

El origen de los suelos proviene de la acción ambiental disgregadora de la erosión sobre la matriz rocosa en sus tres facetas (físicas, químicas y biológicas). Esto da lugar a la alteración o meteorización y transporte de la roca, creándose el perfil de meteorización. Generalmente la parte más baja corresponde a la roca sana, y el suelo la parte alta del perfil.

La inestabilidad de un talud de suelo depende de la resistencia al corte del material. En primera instancia, esta resistencia depende de las propiedades mecánicas: cohesión y ángulo de fricción interno. Además de sus propiedades físicas e hidráulicas.

2.3.5.- Materiales heterogéneos

En ocasiones los taludes están formados por varios tipos de roca y suelo, el comportamiento geotécnico es diferente al de cada material por separado. En este tipo de caso se debe estudiar las diferentes propiedades de cada tipo de roca y suelo, las características de sus discontinuidades y a su vez la interacción de las propiedades y discontinuidades del conjunto. Los detalles prioritarios a analizar serán su estructura geológica, discontinuidades, meteorización y propiedades fisicoquímicas.

2.4.- CARACTERIZACIÓN DE LOS MOVIMIENTOS DE TALUDES

Antes de hablar sobre la caracterización de los movimientos de taludes, es importante dejar claro que al referirnos a taludes, se está refiriendo a los taludes naturales (laderas) y artificiales, para evitar cualquier tipo de confusión. Así, como el término deslizamiento, el cual es usado comúnmente de manera generalizada para describir cualquier tipo de movimiento, pero ingenierilmente hablando y usarlo es incorrecto, porque en realidad se trata de uno de los tipos de movimiento.

Los movimientos de taludes son uno de los procesos geológicos más destructivos que afectan a los humanos, causando miles de muertes y daño en las propiedades por valor de decenas de billones de dólares cada año (Brabb, 1989); sin embargo, muy pocas personas son conscientes de su importancia. El 90% de las pérdidas por movimientos de taludes son evitables si el problema se identifica con anterioridad y se toman medidas de prevención o control.

Las zonas montañosas tropicales reúnen cuatro de los elementos más importantes para la ocurrencia de movimientos de taludes como son, la topografía, sismicidad, meteorización y lluvias intensas, es por eso que son muy susceptibles a sufrir este tipo de proceso geológico.

Pero porque suceden estas inestabilidades, son originadas por el desequilibrio entre las fuerzas resistentes que permiten al material conservarse en su lugar y las fuerzas actuantes que tratan de desestabilizar a la masa del talud, estas últimas resultan ser mayores por varios factores que debilitan las propiedades resistentes o por nuevas cargas que sobrepasan la resistencia del material, provocando el movimiento. La Tabla

2.1 nos indica el glosario de nombres que se pueden utilizar para realizar una caracterización de movimientos de masas.

Tabla 2.1.- Glosario de nombres para la caracterización de movimientos de masas (Adaptado de Cruden y Varnes, 1996).

Tipo	Secuencia	Estado de actividad	Estilo	Velocidad	Humedad	Material
Caído	Progresivo	Activo	Complejo	Extremadamente rápido	Seco	Roca
Inclinación	Retrogresivo	Reactivado	Compuesto	Rápido	Húmedo	Tierra
Deslizamiento	Ampliándose	Suspendido	Múltiple	Muy rápido	Mojado	Residuos
Esparcimiento	Alargándose	Inactivo	Sucesivo	Rápido	Muy Mojado	
Flujo	Confinado	Dormido	Sencillo	Moderado	Mojado	
	Disminuyendo	Abandonado		Lento		
	Moviéndose	Estabilizado		Muy lento		
		Relicto		Extremadamente lento		

2.4.1.- Nomenclatura de los procesos de movimiento

Los procesos geotécnicos activos de los taludes naturales o artificiales corresponden generalmente, a movimientos hacia abajo y hacia afuera de los materiales que conforman un talud de roca, suelo natural o relleno, o una combinación de ellos, este tipo de movimiento es llamado deslizamiento.

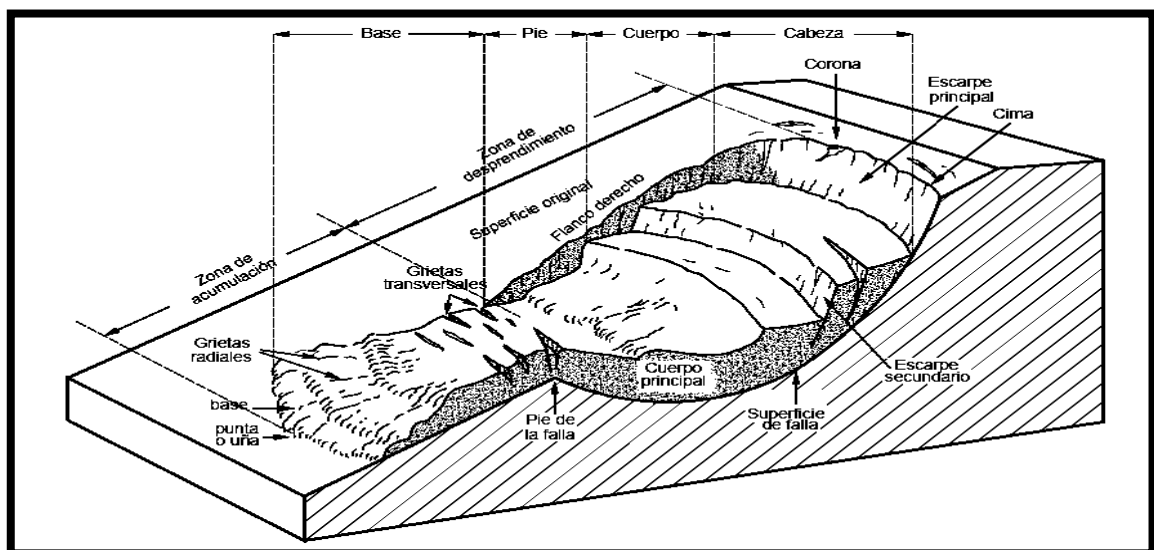


Figura 2.2.- Nomenclatura de las diferentes partes que conforman un deslizamiento (Cruden y Varnes, 1996).

2.4.2.- Partes de un deslizamiento

En la Figura 2.2 se muestra un deslizamiento típico o desplazamiento en masa. Las partes principales son las siguientes:

- **Cabeza.** Parte superior de la masa de material que se mueve. La cabeza del deslizamiento no corresponde necesariamente a la cabeza del talud. Arriba de la cabeza está la corona.
- **Cima.** El punto más alto de la cabeza, en el contacto entre el material perturbado y el escarpe principal.
- **Corona.** El material que se encuentra en el sitio, (prácticamente inalterado), adyacente a la parte más alta del escarpe principal, por encima de la cabeza.
- **Escarpe principal.** Superficie muy inclinada a lo largo de la periferia posterior del área en movimiento, causado por el desplazamiento del material. La continuación de la superficie del escarpe dentro del material conforma la superficie de la falla.
- **Escarpe secundario.** Superficie muy inclinada producida por el desplazamiento diferencial dentro de la masa que se mueve. En un deslizamiento pueden formarse varios escarpes secundarios.
- **Superficie de falla.** Área por debajo del movimiento y que delimita el volumen del material desplazado. El suelo por debajo de la superficie de la falla no se mueve, mientras que el que se encuentra por encima de ésta, se desplaza. En algunos movimientos no hay superficie de falla.
- **Pie de la superficie de falla.** La línea de interceptación (algunas veces tapada) entre la parte inferior de la superficie de rotura y la superficie original del terreno.
- **Base.** El área cubierta por el material perturbado abajo del pie de la superficie de falla.
- **Punta o uña.** El punto de la base que se encuentra a más distancia de la cima.
- **Cuerpo principal del deslizamiento.** El material desplazado que se encuentra por encima de la superficie de falla. Se pueden presentar varios cuerpos en movimiento.
- **Superficie original del terreno.** La superficie que existía antes de que se presentara el movimiento.
- **Costado o flanco.** Un lado (perfil lateral) del movimiento. Se debe diferenciar el flanco derecho y el izquierdo.

- **Derecha e izquierda.** Para describir un deslizamiento se recomienda utilizar la orientación geográfica (Norte, Sur, Este, Oeste); pero si se emplean las palabras derecha e izquierda, deben referirse al deslizamiento observado desde la corona hacia el pie.

2.4.3.- Dimensiones de un deslizamiento

Para definir las dimensiones de un movimiento se utiliza la terminología recomendada por la International Association for Engineering Geology and the Environment (IAEG) (Fig. 2.3):

1. **Ancho de la masa desplazada W_d .** Ancho máximo de la masa desplazada perpendicularmente a la longitud, L_d .
2. **Ancho de la superficie de falla W_r .** Ancho máximo entre los flancos del deslizamiento perpendicularmente a la longitud L_r .
3. **Longitud de la masa deslizada L_d .** Distancia mínima entre la punta y la cabeza.
4. **Longitud de la superficie de falla L_r .** Distancia mínima desde el pie de la superficie de falla y la corona.
5. **Profundidad de la masa desplazada D_d .** Máxima profundidad de la masa movida perpendicular al plano conformado por W_d y L_d .
6. **Profundidad de la superficie de falla D_r .** Máxima profundidad de la superficie de falla con respecto a la superficie original del terreno, medida perpendicularmente al plano conformado por W_r y L_r .
7. **Longitud total L .** Distancia mínima desde la punta a la corona del deslizamiento.
8. **Longitud de la línea central L_{cl} .** Distancia desde la punta o uña hasta la corona del deslizamiento a lo largo de puntos sobre la superficie original equidistantes de los bordes laterales o flancos.

El volumen de material medido antes del deslizamiento generalmente, aumenta con el movimiento debido a que el material se dilata. El término “Factor de expansión” puede ser utilizado para describir éste aumento en volumen, como un porcentaje del volumen antes del movimiento. En algunas ocasiones como en el caso de roca el factor de expansión puede ser hasta de un 70% (Suarez, 1998).

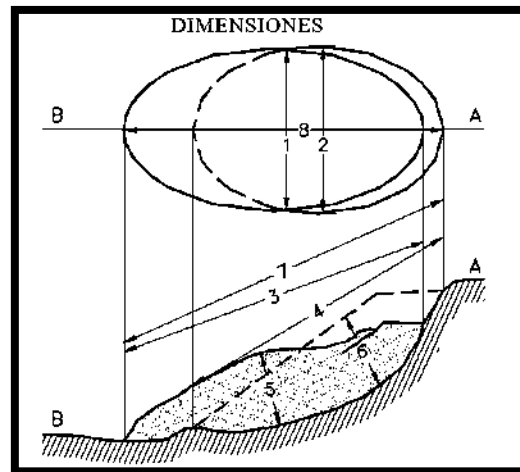


Figura 2.3.- Dimensiones de los movimientos en masa de acuerdo a IAEG, (1990).

2.4.4.- Etapas en el proceso de falla

La clasificación de los movimientos de taludes pretende describir e identificar los cuerpos que están en movimiento relativo. Las clasificaciones existentes son esencialmente geomorfológicas y solamente algunas de ellas introducen consideraciones mecánicas o propiamente geológicas (Suarez, 1998).

Las caracterizaciones geotécnicas son necesarias y por esta razón, las clasificaciones eminentemente topográficas y morfológicas, como las propuestas por Varnes (1978), Hutchinson (1988), etc., deben adaptarse a las condiciones verdaderas de los movimientos.

En este orden de ideas se deben considerar cuatro etapas diferentes en la clasificación de los movimientos de taludes por el mecanismo de movilización:

- a) Etapa de deterioro o antes de la falla donde el suelo es esencialmente intacto.
- b) Etapa de falla caracterizada por la formación de una superficie de falla o el movimiento de una masa importante de material.
- c) La etapa post-falla que incluye los movimientos de la masa involucrada en un deslizamiento desde el momento de la falla y hasta el preciso instante en el cual se detiene totalmente.
- d) La etapa de posible reactivación en la cual pueden ocurrir movimientos que pueden considerarse como una nueva falla, e incluye las tres etapas anteriores.

2.4.5.- Procesos en la etapa de deterioro

El deterioro del material con el tiempo ocasiona la necesidad de mantenimiento o construcción de obras de estabilización, sin embargo, se le da nula o muy poca atención en el momento del diseño y se enfoca a evitar las fallas profundas, más que a evitar los fenómenos anteriores a la falla.

El deterioro son las alteraciones físicas, químicas o ambas de los materiales y su subsecuente desprendimiento o remoción. Este incluye la alteración mineral, los efectos de relajación y la abrasión. Esto conlleva al comienzo y propagación de fracturas de la superficie que puede conducir a caídos de roca o colapso del talud. La clasificación de los modos más comunes de deterioro fue propuesta por Nicholson y Hencher (1997).

2.4.6.- Clasificación de los movimientos de taludes

Los movimientos de taludes son fenómenos que suceden desde hace millones de años debido al continuo estado de transformación al que está sujeto la superficie terrestre, ocasionado por la energía interna proveniente del planeta. Este tipo de eventos pueden suceder en lapsos de millones de años, pero la actividad del hombre ha ocasionado que se presenten en tiempos relativamente cortos, debido a los cambios constantes que realiza al medio ambiente con la construcción de infraestructura, producción de alimentos y servicios en general que le permita una mejor calidad de vida, generando una aceleración en los procesos destructivos del relieve como lo es la erosión en todas sus fases.

Varios autores han planteado diferentes clasificaciones de los movimientos de taludes, aquí presentaremos la propuesta por Varnes (1978), el cual caracteriza los principales movimientos de masa (caído, volcamiento, reptación, deslizamiento, flujos, avalanchas y compuestos o mixtos) aplicados en taludes naturales, además mencionaremos las fallas que se presentan en taludes artificiales constituidos por roca y suelo.

2.4.6.1.- Movimientos en taludes naturales

I. Caído (Rockfall)

Es un fenómeno que se presenta de manera brusca y alcanza altas velocidades, siendo un alto riesgo en las vías de comunicación, su caída se presenta por el aire (caída libre), a saltos o rodando y se trata del desprendimiento de un bloque de masa térrea del talud, que por lo general tiene una pendiente fuerte. En este tipo de movimiento, el desplazamiento de corte es muy poco o nulo. En la Figura 2.4 se presenta algunos de los mecanismos que provocan este tipo de movimiento.

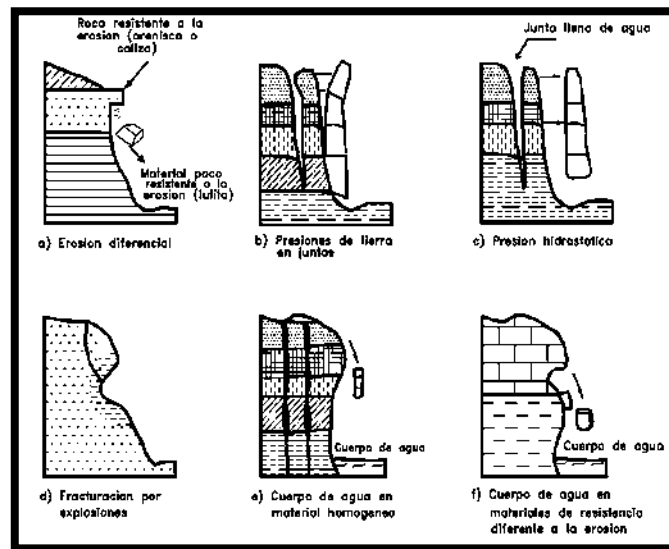


Figura 2.4.- Algunos mecanismos de falla de caídos (Suárez, 1998).

Una clasificación dentro de los caídos de la manera que se puede presentar el movimiento, es por la pendiente del talud. La observación muestra que los movimientos tienden a comportarse como caídos de caída libre cuando la pendiente superficial es de más de 75 grados. En taludes de ángulo menor generalmente, los materiales rebotan y en los taludes de menos de 45 grados los materiales tienden a rodar.

Los caídos de roca corresponden a bloques de roca relativamente sana, los caídos de residuos o detritos están compuestos por fragmentos de materiales pétreos y los caídos de tierra corresponden a materiales compuestos de partículas pequeñas de suelo o masas blandas (Fig. 2.5).

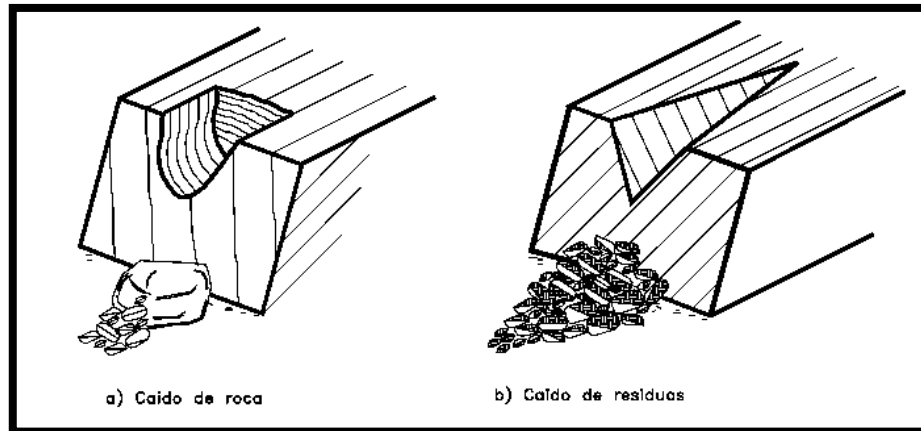


Figura 2.5.- Esquema de caídos de rocas y residuos (Suárez, 1998).

Wyllie y Norrish (1996) indican como causas de los caídos de roca la lluvia, el fracturamiento de la roca, el viento, la esorrentía, las fracturas planares adversas, el movimiento de los animales, la erosión diferencial, las raíces de los árboles, los nacimientos de agua, las vibraciones de maquinaria y vehículos, así como la descomposición del suelo. Adicionalmente se deben incluir, los terremotos, los cortes de las vías, explotación de materiales y las actividades antrópicas.

II. Inclinación o volteo (**topple, toppling, rock topple**)

Consiste en la rotación hacia delante de una o varias unidades de material térreo con centro de giro por debajo del centro de gravedad de la unidad y generalmente, ocurren en las formaciones rocosas (Fig. 2.6). Se produce por las fuerzas generadas ya sea por las unidades adyacentes, el agua presente en las grietas o juntas, expansiones y movimientos sísmicos.

La estructura geológica y las características geométricas son las que condicionan la forma de ocurrencia de la inclinación que puede o no terminar en caídos o en derrumbes. Las inclinaciones pueden variar de extremadamente lentas a extremadamente rápidas. Y la zona afectada puede ser pequeña o incluir volúmenes de varios millones de metros cúbicos.

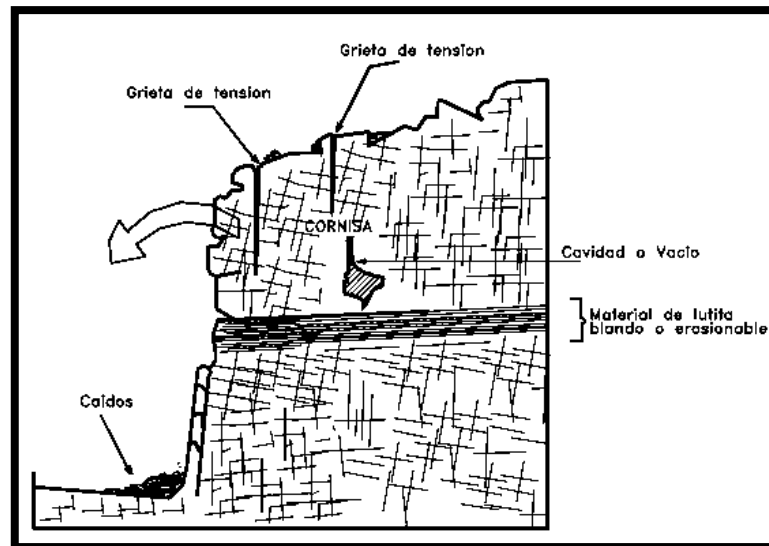


Figura 2.6.- Volteo o inclinación en materiales residuales (Suárez, 1998).

III.- Reptación de suelos (Soil Creep)

Se puede decir que este tipo de falla es la más lenta de todas. Consiste en desplazamientos muy lentos a extremadamente lentos, prácticamente imperceptible del suelo subsuperficial (espesor menor a 1 m) sin una superficie de falla definida, este tipo de movimiento se presenta solo en suelos. Generalmente, el movimiento es de unos pocos centímetros al año y afecta a grandes áreas de terreno (Fig. 2.7), se puede reconocer por el desplazamiento de líneas de conducción, la inclinación de árboles, postes y otros elementos similares que adoptan una posición perpendicular al talud natural, en vez de la natural, vertical. Este movimiento causa agrietamientos, escalonamientos, rotura de muros, de bardas, y de cualesquiera estructuras longitudinales que puedan existir.

Rico y Rodríguez (1976) mencionan dos clases de creep, de acuerdo a lo señalado por Terzaghi (1960): estacional y masivo, su división se debe a las capas que afecta el movimiento. El estacional afecta solo la corteza superficial del talud natural que está en contacto a los cambios climáticos en forma de expansiones y contracciones térmicas o por humedecimiento y secado, mientras el masivo afecta a capas del subsuelo más profundas, no interesadas por los efectos ambientales y que, en consecuencia, sólo se puede atribuir al efecto gravitacional. La reptación puede preceder a movimientos más rápidos como los flujos o deslizamientos.

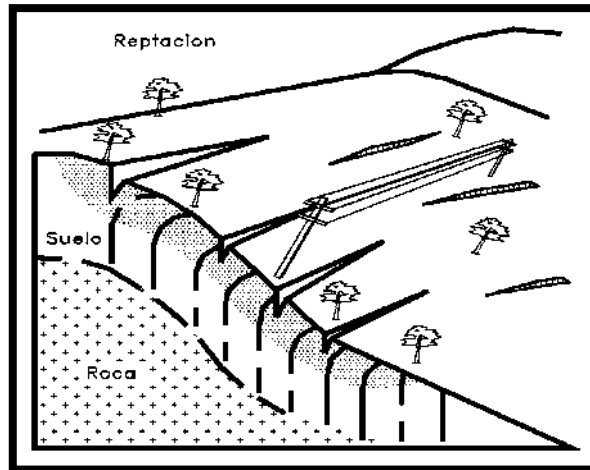


Figura 2.7.- Esquema de un proceso de reptación (Suárez, 1998).

Los signos exteriores que se mencionaron anteriormente ayudan al ingeniero a localizar la reptación, pero el auxilio más importante en este aspecto proviene del uso sistemático y cuidadoso de los pares de aerofotografías y de su fotointerpretación. Aunque el ingeniero no tenga una amplia experiencia en su localización, la reptación resalta fácilmente durante estos estudios por la peculiar configuración que adquiere el talud natural que está deslizándose, similar al aspecto de un líquido muy viscoso en movimiento.

Hasta hoy en día, no se conoce un método seguro para estabilizar este movimiento, entonces, una vez localizado el creep, no se tiene que titubear en cambiar el trazo de la vía terrestre. De no evitarse, los cortes y terraplenes estarán en continuo movimiento, con todos los inconvenientes de capacidad de servicio y aspecto que esto representa, con elevados costos de conservación y con el riesgo de que se produzcan fallas de todo tipo, originadas por el propio deslizamiento superficial.

IV.- Deslizamiento (Slide)

Son movimientos rápidos o prácticamente instantáneos que afectan a masas profundas de los taludes. Los deslizamientos son movimientos de masas de suelo o roca que se deslizan pendiente abajo, o sea, consiste en un desplazamiento de corte a lo largo de una o varias superficies, que pueden detectarse fácilmente o dentro de una zona relativamente delgada (Fig. 2.8).

Inicialmente, el movimiento no ocurre simultáneamente a lo largo de lo que, eventualmente, será la superficie de ruptura, por lo que puede ser progresivo. Por lo general, los primeros signos de movimiento es la presencia de grietas en la superficie original del terreno, a lo largo de lo que más tarde será el escarpe principal. Los deslizamientos pueden suceder por los procesos naturales, hasta la desestabilización de masas por el efecto de cortes, rellenos, deforestación, etc.

Los deslizamientos se pueden a su vez dividir por la forma de superficie de rotura en dos subtipos: rotacionales y translacionales. Esta diferenciación es importante al momento de definir el sistema de análisis y estabilización a emplearse, ya que son diferentes en cada caso. Pero se puede dar el caso de la combinación de ambos tipos.

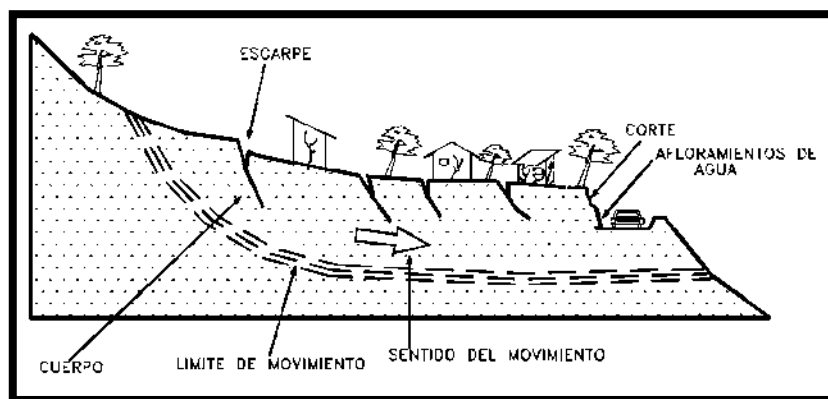


Figura 2.8.- Deslizamientos en suelos blandos (Suárez, 1998).

a) *Deslizamiento Rotacional (Slump)*

Se denomina rotacional porque la superficie de falla es formada por una curva cuyo centro de giro se encuentra por encima del centro de gravedad de la masa en movimiento. Se considera que la superficie de falla se forma cuando en la zona que será afectada, se generan esfuerzos cortantes que superan la resistencia del material.

El movimiento aunque es curvilíneo no es necesariamente circular, pueden adoptar formas algo diferentes, en donde influye la secuencia geológica local, la naturaleza del material y el perfil estratigráfico (Fig. 2.9). Esto es común en materiales residuales donde la resistencia al corte de los materiales aumenta con la profundidad.

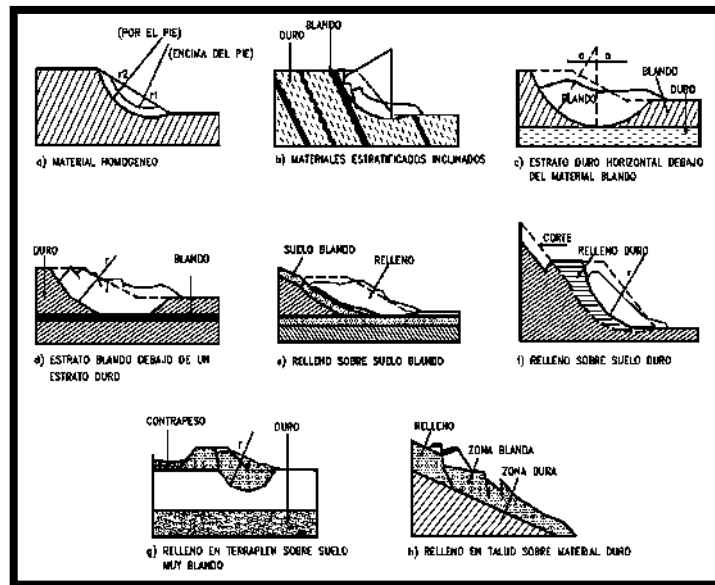


Figura 2.9.- Efectos de la estructura en la formación de deslizamientos rotacionales (Suárez, 1998).

La falla puede alcanzar diferentes zonas del talud, se puede presentar solo en el cuerpo, afectar hasta el pie o alcanzar la base del talud. Estos movimientos son típicos de los cortes y los terraplenes de una vía terrestre.

En la mayoría de los desplazamientos rotacionales se forma una superficie cóncava en forma de “cuchara” (Fig. 2.10). Los desplazamientos rotacionales en suelos generalmente tienen una relación D_r/L_r entre 0.15 y 0.33 (Skempton & Hutchinson, 1969).

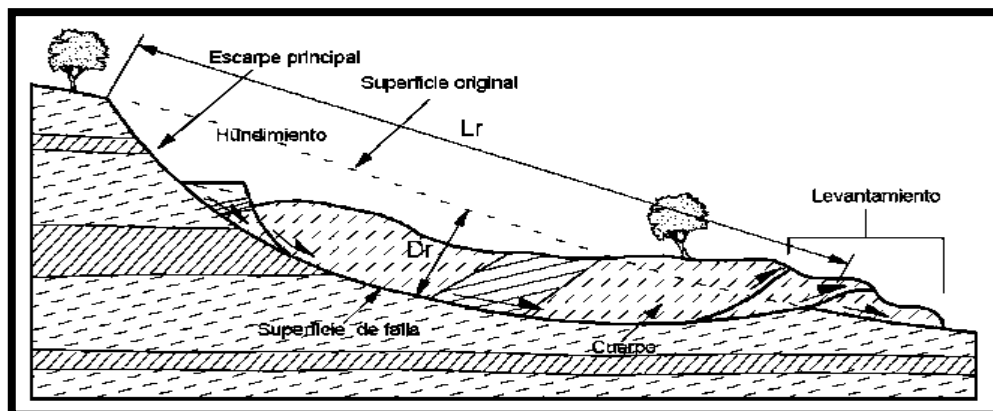


Figura 2.10.- Deslizamiento rotacional (Suárez, 1998).

Los deslizamientos estrictamente rotacionales ocurren usualmente, en suelos homogéneos, sean naturales o artificiales y por su facilidad de análisis son el tipo de deslizamiento más estudiado en la literatura.

b) Deslizamiento de traslación (Dip slope)

En estas fallas la masa se desplaza hacia fuera o hacia abajo, a lo largo de una superficie más o menos plana o ligeramente ondulada (Fig. 2.11).

Los movimientos traslacionales tienen generalmente, una relación D_r/L_r de menos de 0.1. La diferencia importante entre los movimientos de rotación y traslación está principalmente, en la aplicabilidad o no de los diversos sistemas de estabilización. Sin embargo, un movimiento de rotación trata de auto estabilizarse, mientras uno de traslación puede progresar indefinidamente a lo largo del talud natural hacia abajo.

La superficie de falla se desarrolla en forma paralela al estrato débil y remata en sus extremos por precipicios, formados por el agrietamiento previo al movimiento. Los estratos débiles que suscitan estos deslizamientos, están compuestos comúnmente de arcillas blandas, de arenas finas o limos no plásticos sueltos. Frecuentemente el debilitamiento del estrato está ligado a elevadas presiones de poro en el agua contenida en las arcillas o fenómenos de elevación de presión de agua en estratos de arena. Por consiguiente, las fallas pueden estar ligadas a la temporada de lluvias en la región.

El movimiento está controlado por los planos de estratificación, fallas, juntas, fracturas y en las zonas límites de los cambios de meteorización, en términos cuantitativos corresponden a zonas donde hay cambio de la resistencia al corte de los materiales, o cambios de la superficie de contacto entre roca y materiales blandos.

Los deslizamientos sobre discontinuidades sencillas en roca se les denomina deslizamientos de bloque, cuando ocurren a lo largo de dos discontinuidades se le conoce como deslizamiento de cuña y cuando se presentan sobre varios niveles de una familia de discontinuidades se le puede denominar falla en escalera. Existe la posibilidad que un deslizamiento de traslación se convierta en un flujo, esto sucede cuando la masa del deslizamiento se deforma y/o rompe.

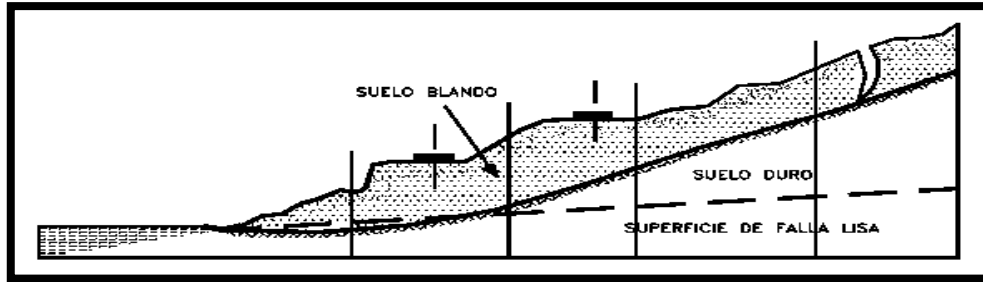


Figura 2.11.- Deslizamiento de translación en la vía Tijuana - Ensenada en México (Suárez, 1998).

c) Deslizamiento rototraslativo

Surge de la combinación del movimiento rotacional y traslación, formando superficie de fallas compuestas con zonas planas a la vez que tramos curvos (arcos circulares).

V.- Flujos (Flows)

Son movimientos de masas que se denominan de acuerdo al material con el que están constituidos, suelo (flujo de barro o tierra), derrubios (coladas de derrubios o debris flow) o bloques rocosos (coladas de fragmentos rocosos). El material ésta disgregado con una excesiva presencia de agua, por lo que se comporta como un fluido, sufriendo una deformación continua, sin presentar superficies de rotura definidas.

Los flujos se clasifican como ya se mencionó de acuerdo al tipo de material, características resistentes y contenido de agua (Fig. 2.12). Los depósitos de materiales finos de origen volcánico son muy susceptibles a este tipo de proceso. La velocidad con lo que se presenta la falla va de extremadamente lenta a muy rápida, de acuerdo con los datos recopilados por Corominas y otros (1996), en flujos de derrubios, las velocidades que se pueden presentar van desde menos de 1 m/s hasta los 15 m/s, y la pendiente del área fuente varía entre los 20° y los 45°.

Los flujos muy lentos o extremadamente lentos pueden asimilarse en ocasiones, a los fenómenos de reptación y la diferencia consiste en que, en los flujos existe una superficie fácilmente identificable de separación entre el material que se mueve y el subyacente, mientras en la reptación la velocidad del movimiento disminuye al profundizarse en el perfil, sin que exista una superficie definida de rotura (Suárez, 1998).

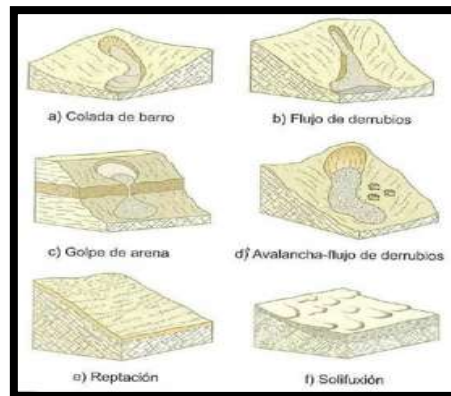


Figura 2.12.- Tipos de flujo (Modificado de Corominas & García Yagüe, 1997).

VI.- Desplazamientos laterales (lateral spreading)

En los desplazamientos laterales el modo de movimiento dominante es la extensión lateral acomodada por fracturas de corte y tensión. Este proceso puede ocurrir en masas de roca sobre suelos plásticos y también se forman en suelos finos, tales como arcillas y limos sensitivos que pierden gran parte de su resistencia al remoldearse. El mecanismo de falla puede incluir elementos no solo de rotación y translación sino también de flujo. Generalmente, la velocidad del movimiento es extremadamente lenta (Suarez, 1998).

El movimiento de este tipo de falla, es debido a la pérdida de resistencia del material subyacente, que fluye o se deforma bajo el peso de los bloques rígidos; otra manera en que se pueden presentar es provocada por efecto de la licuefacción del material infrayacente (Fig. 2.13), o por procesos de extrusión lateral de arcillas blandas y húmedas, bajo el peso de las masas superiores (González de Vallejo et al., 2002).

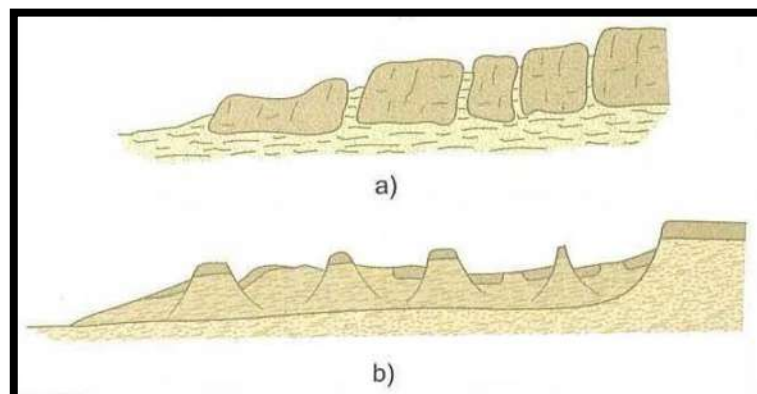


Figura 2.13.- Desplazamientos laterales por: a) fluencia y extrusión del material infrayacente, b) licuefacción (Corominas & García Yagüe, 1997).

La falla es generalmente progresiva, o sea, que se inicia en un área local y se extiende. Los desplazamientos laterales son muy comunes en sedimentos glaciales y marinos, pero no lo son en zonas de suelos tropicales residuales.

2.4.6.2.- Movimientos en taludes artificiales

El primer problema que tiene un ingeniero al momento de diseñar el proyecto geométrico de una vía de comunicación, es encontrar la zona más adecuada para su trazo, esta tiene que estar libre de fracturas, procesos de deterioros y de cualquier movimiento de ladera. Cuando no se tiene otra alternativa de trazo, se tiene que detectar cada tipo de movimiento para realizar los estudios necesarios y poder diseñar los taludes artificiales garantizando que serán estables durante toda su vida útil, ya que si llegan a fallar la responsabilidad es del ingeniero que los diseño.

El ingeniero geotecnista con base a los estudios que realiza tiene que determinar la inclinación máxima que permite el material para estar en reposo, obras de drenaje, mecanismos de estabilización, obras de protección, etc.

La manera de fallar depende del material por el cual está constituido, ya sea roca o suelo, en ocasiones se presenta una mezcla de ambos. Aquí mencionaremos los distintos modos de rotura que presentan taludes en roca y suelo, para los heterogéneos se necesita realizar un modelado en un software basados en elemento finito, para ver realmente su comportamiento. Es importante conocer estos modos de rotura para darnos una idea de la magnitud del problema al que nos estamos enfrentando y como se va a generar, para así poder buscar mecanismos de estabilización.

Roturas en taludes artificiales de suelo

El deslizamiento de un talud artificial se produce por la rotura y posterior desplazamiento de una cuña de suelo a lo largo de un plano de debilidad, ocasionando un desmoronamiento total o parcial de dicho talud.

Pettersson & Hultin (1922), tras estudiar con detenimiento este problema, concluyó que el deslizamiento de un suelo se produce a lo largo de una superficie de curvatura variable, considerando que la falla es de tipo circular y cilíndrica, para simplificar el

cálculo. En honor a la nacionalidad de su descubridor, estas superficies de rotura reciben el nombre de círculos suecos.

Este modelo de rotura presenta diversos matices (Fig. 2.14), en función del tipo de suelo y de la geometría del talud, pudiéndose distinguir los siguientes casos (Bañón y Beviá, 2000):

- a) Círculo superficial de pie: La superficie de deslizamiento pasa por el pie del talud, siendo éste el punto más bajo de la misma. Este tipo de rotura se produce en suelos con alto ángulo de rozamiento interno (gravas y arenas, fundamentalmente) o en taludes muy inclinados (valores de β altos).
- b) Círculo profundo: En este caso, la superficie de rotura pasa por debajo del pie del talud. Se da con asiduidad en taludes tendidos (valores de β bajos) o formados por suelos de bajo ángulo de fricción interno, como arcillas y limos.
- c) Círculo profundo de pie: Al igual que ocurriría en el primer caso, la superficie de deslizamiento intersecta con el pie del talud, aunque en esta ocasión no se trata de su punto más bajo. Se plantea como una situación intermedia entre las dos anteriores.
- d) Círculo condicionado: La presencia de estratos más duros o de diversos elementos resistentes (muros, pilotes, edificaciones, rellenos, etc.) en las proximidades del talud, condiciona la magnitud y profundidad de la superficie de rotura.

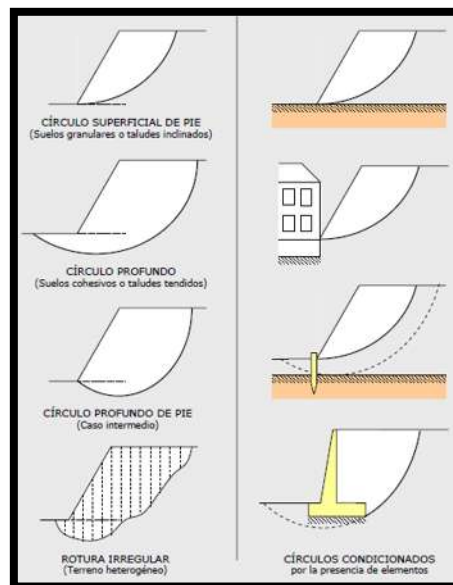


Figura 2.14.- Formas de rotura de un talud de suelo (Bañón & Beviá, 2000).

Roturas en taludes artificiales de roca

Como ya se mencionó anteriormente, los diferentes tipos de rotura están condicionados por el grado de fracturación del macizo rocoso y por la orientación y distribución de las discontinuidades con respecto al talud, definiendo la estabilidad y los parámetros resistentes de las discontinuidades de la matriz rocosa. En macizos rocosos duros, las discontinuidades determinan la situación de los planos de rotura, en el caso de macizos formados por roca blanda, la matriz rocosa también juega un papel importante en la generación de estos planos y en el mecanismo de rotura. Los modelos de rotura más frecuentes son: rotura plana, cuña, por vuelco, por pandeo y curva (Fig. 2.15).

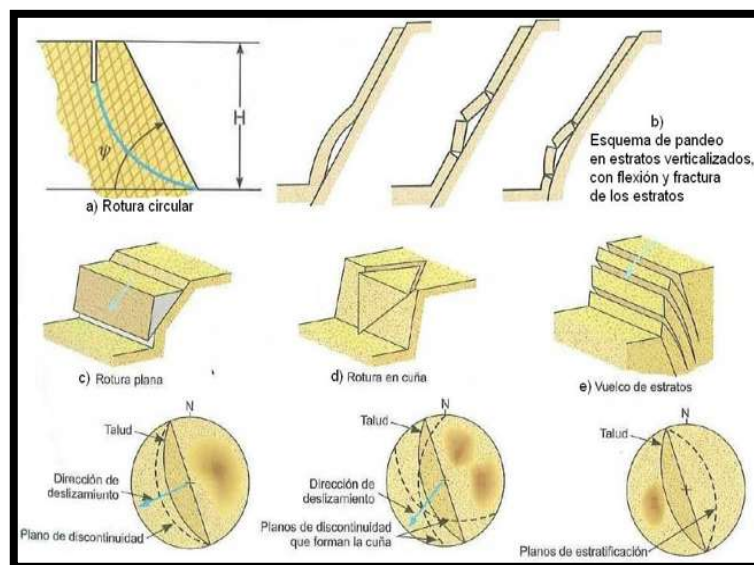


Figura 2.15.- Tipos de rotura más frecuentes en taludes rocosos y representación estereográfica para algunos tipos (Modificado de González de Vallejo et al, 2002).

I. - Rotura plana (Plane failure)

Se producen a favor de una superficie preexistente, que puede ser la estratificación, una junta tectónica, una falla, etc. Para que ocurra la rotura plana a lo largo de una única superficie plana, han de cumplirse las siguientes condiciones cinemáticas y mecánicas descritas por Hoek & Bray (1981):

- La superficie de rotura es un plano continuo que ha de tener el rumbo paralelo o casi paralelo a la cara del talud (aproximadamente $\pm 20^\circ$).

- La superficie de rotura debe buzar hacia el exterior del talud y salir por la superficie vista del desmonte (el buzamiento de superficie de rotura (ψ) es menor que el buzamiento de la cara del talud (δ)) (Fig. 2.16).
- El buzamiento de la superficie de rotura (ψ) debe de ser mayor que el ángulo de rozamiento (ϕ) de este plano. En el caso de que exista agua, la rotura plana se puede producir con $\psi < \phi$.
- Las superficies laterales que separan el plano deslizante han de tener una resistencia despreciable frente al conjunto.

El caso de rotura plana se puede estudiar mediante métodos analíticos y mediante métodos gráficos (mediante la proyección estereográfica). Se analiza como un problema bidimensional.

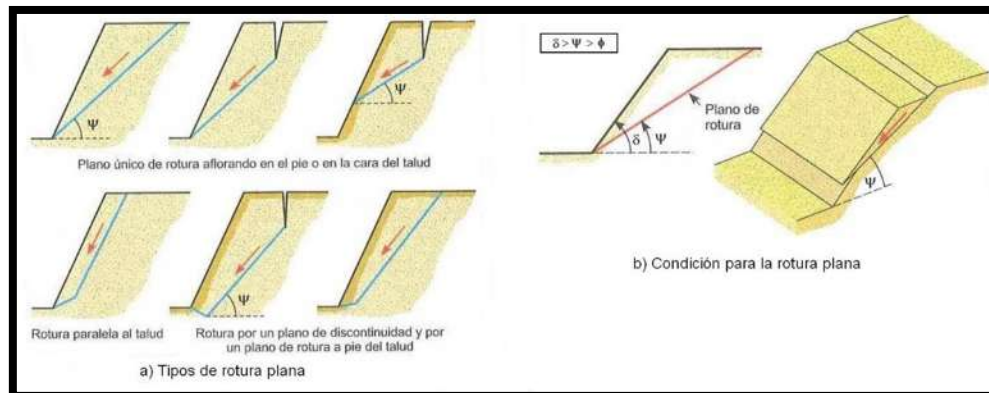


Figura 2.16.- Tipos de rotura plana y condición para que se genere (Modificado de González de Vallejo et al., 2002).

II. – Rotura en cuña (Wedge failure)

Hoek y Bray (1981) mencionan que la rotura en cuña puede ocurrir en un rango mucho más amplio de condiciones geológicas y geométricas que la rotura plana. Por lo que el estudio de la estabilidad de cuña es un componente importante en la ingeniería de taludes de roca. El análisis de cuña ha sido discutido ampliamente en la literatura geotécnica y los manuales se basan en los trabajos de Goodman (1964); Wittke (1965); Londe (1965); Londe et al., (1969, 1970); John (1970).

La rotura en cuña sucede cuando la intersección de dos planos o más de discontinuidad forman un vértice en dirección hacia afuera del talud, sin importar que los planos de discontinuidad sean independientemente estables.

La geometría de la cuña para el análisis de los mecanismos básicos de rotura se define en la Figura 2.17. Sobre la base de esta geometría, las condiciones generales para la falla de cuña son los siguientes (Hoek & Bray, 1981):

- Dos planos siempre se intersectan en una línea (Fig. 2.17a). En la representación estereográfica, la línea de intersección es representada por el punto donde los dos grandes círculos de los planos intersectan, y la orientación de la línea está definida por el rumbo de caída (α_i) y el buzamiento (ψ_i) (Fig. 2.17b).
- El buzamiento de la línea de intersección debe ser menor que el echado de la cara del talud, y más pronunciada que el ángulo de fricción promedio de los dos planos de deslizamiento, es decir $\psi_{fi} > \psi_i > \phi$ (Fig. 2.17 b y c). La inclinación de la cara del talud ψ_{fi} es medida viendo en ángulo recto la línea de intersección.
- La línea de intersección debe buzarse en una dirección hacia afuera de la cara del talud para que la falla sea posible; el rango de posibilidad del rumbo de caída de la línea de intersección es entre el α_i y α'_i .

En general, la rotura de cuña puede ocurrir si el punto de intersección entre los dos grandes círculos de los planos de deslizamiento se encuentran dentro de la zona sombreada de la Figura 2.17 b. Es decir, la representación estereográfica puede mostrar si la rotura en cuña es cinemáticamente factible.

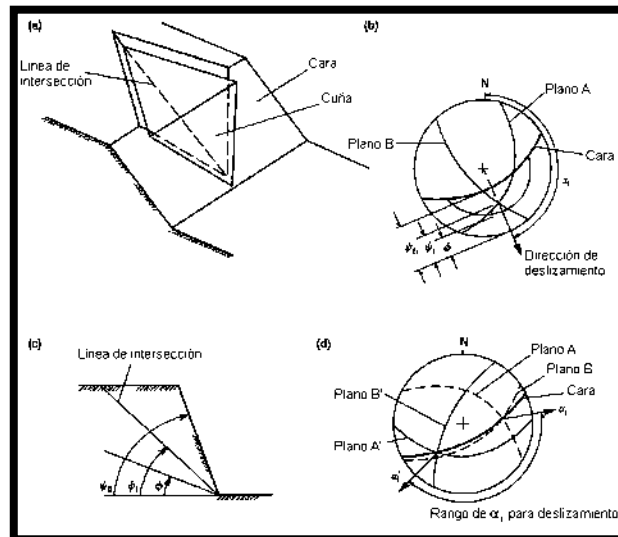


Figura 2.17.- Condiciones geométricas para la rotura en cuña: a) Vista en perspectiva de la rotura de cuña; b) Representación estereográfica mostrando la orientación de la línea de intersección, y el rango de buzamiento de la línea de intersección ψ_i donde es factible la falla; c) Vista de la pendiente en ángulo recto respecto a la línea de intersección; d) La representación estereográfica muestra el rango del rumbo de caída de la línea de intersección α_i donde es factible la rotura de cuña (Modificado de Hoek & Bray, 1981).

III. – Rotura por vuelco (Toppling failure)

Para que se presente este fenómeno en un talud, es necesario que las masas de roca estén subdivididas con un gran buzamiento hacia el interior del talud y con un rumbo aproximadamente paralelo al de la cara del talud. Este tipo de rotura implica un movimiento de rotación de la columna de roca alrededor de un punto cerca a la base de la misma columna. Existen tres tipos de vuelcos: Vuelco por flexión, de bloques rígidos y por flexión de bloques, este último es el conjunto de los dos primeros (Fig. 2.18).

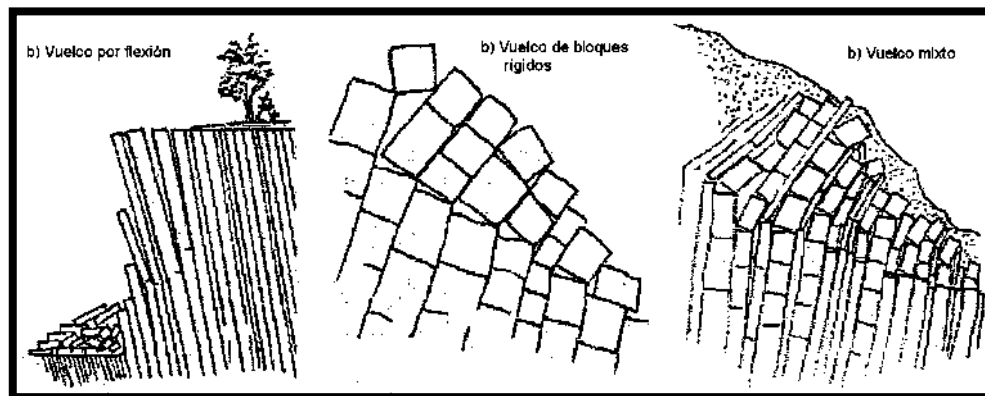


Figura 2.18.- Rotura por vuelco (Modificado de Goodman & Bray, 1976)

IV. - Rotura por pandeo (Buckling failure)

Este tipo de rotura se produce a favor de planos de estratificación paralelos a la cara del talud ($\psi_i = \psi_{fi}$), con buzamiento mayor que el ángulo de fricción ($\psi_i > \phi$). La rotura puede ocurrir con o sin flexión del estrato; la condición necesaria es que los estratos sean suficientemente esbeltos, en relación con la altura del talud, para que pueda pandearse (González de Vallejo et al., 2002).

Las causas que pueden generar la rotura por pandeo son:

- Altura excesiva del talud.
- Existencia de fuerzas externas aplicadas sobre los estratos.
- Geometría desfavorable de los estratos.
- Existencia de presiones de agua sobre los estratos.
- Concentración desfavorable de esfuerzos.

V. – Rotura circular (Circular failure)

Los mecanismos de falla plana, cuña, vuelco y pandeo, se asume que su rotura está controlada por las características geológicas de la roca como son planos de estratificación y juntas que dividen la roca en una masa discontinua. Bajo estas condiciones, una o más de las discontinuidades definen normalmente la superficie de rotura. Pero para la rotura circular ésta condición no existe, debido a que sucede en macizos rocosos muy fracturados o altamente degradados, por lo que la superficie de rotura es libre de encontrar la línea de menor resistencia a través del talud (Fig. 2.19).

Las condiciones bajo las cuales se producirá una rotura circular, surgen cuando las partículas individuales en un suelo o macizo rocoso son muy pequeñas en comparación con el tamaño del talud. Por lo tanto, la roca fracturada en un relleno tiende a comportarse como un “suelo” y fallar en modo circular cuando las dimensiones del talud son sustancialmente mayores que las dimensiones de los fragmentos de roca (Hoek & Bray, 1981).



Figura 2.19.- Rotura circular en talud de roca granítica altamente erosionada, ubicado en la autopista 1, cerca del deslizamiento del diablo, Pacifica, California (Hoek & Bray, 1981).

2.4.7.- Factores influyentes en la estabilidad

La estabilidad de un talud está determinada por factores geométricos (altura e inclinación), factores geológicos (que condicionan la presencia de planos y zonas de debilidad y anisotropía en el talud), factores hidrogeológicos (presencia de agua) y factores geotécnicos o relacionados con el comportamiento mecánico del terreno (resistencia y deformación).

Los factores geológicos, hidrogeológicos y geotécnicos se consideran factores condicionantes, y son intrínsecos a los materiales naturales (Tab. 2.2), por lo que se les denomina factores internos.

Junto a los factores condicionantes de la estabilidad de los taludes (también denominados «pasivos»), los factores desencadenantes o «activos» provocan la rotura una vez que se cumplen una serie de condiciones. Estos últimos son factores externos que actúan sobre los suelos o macizos rocosos, modificando sus características, propiedades y las condiciones de equilibrio del talud (González de Vallejo et al., 2002).

Tabla 2.2.- Factores que influyen en la estabilidad de los taludes (González de Vallejo et al., 2002).

Factores condicionantes	Factores desencadenantes
<ul style="list-style-type: none"> - Estratigrafía y litología. - Estructura geológica. - Condiciones hidrogeológicas y comportamiento hidrogeológico de los materiales. - Propiedades físicas, resistentes y deformacionales. - Esfuerzos naturales y estado esfuerzo-deformación. 	<ul style="list-style-type: none"> - Sobrecargas estáticas. - Cargas dinámicas. - Cambios en las condiciones hidrogeológicas. - Factores climáticos. - Variaciones en la geometría. - Reducción de parámetros resistentes.

Factores condicionantes

El factor condicionante más preocupante es el agua que se infiltra en el cuerpo del talud provocando una disminución en la resistencia del material que lo forma, el ingeniero debe prever las obras necesarias para evitar el daño que provoca y mantenerlo estable. Los factores condicionantes que rigen el comportamiento de un talud de suelo son distintos a los que condicionan a un talud de roca.

En los suelos, la litología, estratigrafía y las condiciones hidrogeológicas, determinan las propiedades resistentes y el comportamiento del talud. En el caso de macizos rocosos el principal factor condicionante es la estructura geológica: la disposición y frecuencia de las superficies de discontinuidad y el grado de fracturación; en materiales blandos, como los lutíticos o pizarrosos, la litología y el grado de alteración, juegan también un papel predominante (González de Vallejo et al., 2002).

Estratigrafía y litología

Como se ha mencionado con anterioridad, el tipo de inestabilidad está íntimamente relacionado con la naturaleza del material que lo forma, ya sea roca o suelo, donde cada tipo de litología presenta distinto grado de susceptibilidad ante la ocurrencia de deslizamientos o roturas. Su comportamiento esfuerzo-deformación está regido por las propiedades físicas y resistentes de cada tipo de material, junto con la presencia de agua.

La caracterización y el análisis del comportamiento del talud es prácticamente sencillo cuando están formados por suelos a comparación de los materiales rocosos, ya que los suelos se pueden considerar homogéneos, mientras los rocosos no. Las características del suelo como son el grado de compactación, cementación o granulometría, predisponen zonas de debilidad y de circulación de agua, que pueden generar inestabilidades.

En los macizos rocosos, es más difícil caracterizar y analizar el comportamiento del talud, debido a la existencia de capas o estratos de diferente capacidad que implica también un diferente grado de fracturación de los materiales.

Estructura geológica y discontinuidades

La estabilidad de los taludes en macizos rocosos está condicionada por la estructura geológica. La combinación de los elementos estructurales con los parámetros geométricos del talud, altura e inclinación, y su orientación, define los problemas de estabilidad que se pueden presentar.

La estructura del macizo queda definida por la distribución espacial de los sistemas de discontinuidades, que individualizan bloques más o menos competentes de matriz rocosa que se mantienen unidos entre sí por las características y propiedades resistentes de las discontinuidades. La presencia de estos planos de debilidad (como superficies de estratificación, diaclasas, fallas, etc.) buzando hacia el frente del talud supone la existencia de planos de rotura y deslizamientos potenciales, así la orientación y disposición de los planos de debilidad condiciona los tipos, modelos y mecanismos de inestabilidad (González de Vallejo et al., 2002).

Condiciones hidrogeológicas

González de Vallejo et al., (2002) mencionan que la mayor parte de las roturas se producen por los efectos del agua en el terreno, como la generación de presiones intersticiales, o los arrastres y erosión, superficial o interna, de los materiales que forman el talud. En general, puede decirse que el agua es el mayor enemigo de la estabilidad de los taludes (además de las acciones antrópicas, cuando se realizan excavaciones inadecuadas sin criterios geotécnicos). Sus efectos más importantes son:

- Reducción de la resistencia al corte de los planos de rotura al disminuir el esfuerzo normal efectivo.
- La presión ejercida sobre grietas de tracción aumentando las fuerzas que tienden al deslizamiento.
- Aumento del peso del material por saturación.
- Erosión interna por flujo subsuperficial o subterráneo.
- Meteorización y cambios en la composición mineralógica de los materiales.
- Apertura de discontinuidades por agua congelada.

Factores desencadenantes

Los factores desencadenantes no modifican los parámetros de resistencia de la estructura del material, si no que incrementan los esfuerzos que actúan sobre el material hasta que son superados, provocando la inestabilidad.

Precipitación

El agua es el factor que más comúnmente se le asocia con las fallas de los taludes en zonas tropicales, debido a que la mayoría de los deslizamientos ocurren después de lluvias fuertes o durante periodos lluviosos y el control del agua subterránea es uno de los sistemas más efectivos para la estabilización de deslizamientos. La relación agua-deslizamientos ha sido estudiada por una gran cantidad de investigadores. La precipitación es el volumen o altura de agua lluvia que cae sobre un área en un período de tiempo, la cual tiene una influencia directa en la infiltración y en el régimen del agua subterránea, y a su vez afecta la estabilidad de taludes o laderas (Suarez, 1998).

Se pueden establecer criterios de riesgo de inestabilidad de taludes en función de las precipitaciones. En la Figura 2.20 se presenta el criterio de Lumb (1975) para riesgo de movimientos en relación con las lluvias, indicando la intensidad a lo largo de 15 días y en el último día, para roturas en taludes en suelos graníticos residuales.

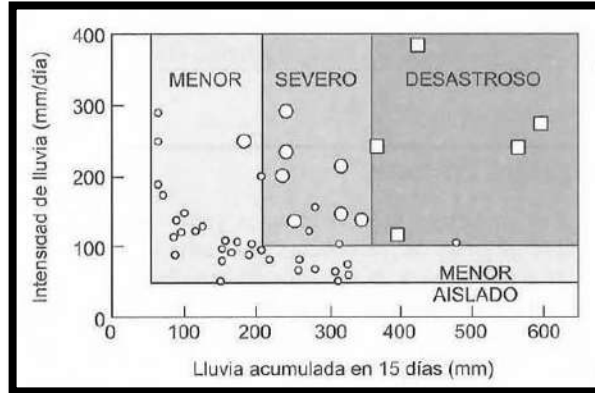


Figura 2.20.- Criterio para riesgo de deslizamientos en función de la lluvia acumulada y la intensidad de la lluvia diaria en Hong Kong (Lumb, 1975).

Sismicidad

Los sismos son fenómenos naturales causados por movimientos de las fallas geológicas en la corteza terrestre. Al moverse las fallas, se producen ondas de diferentes tipos y de gran poder, las cuales viajan a través de las rocas. Los movimientos sísmicos pueden activar deslizamientos de tierra. En el caso de un sismo, existe el triple efecto de aumento del esfuerzo cortante, disminución de la resistencia por aumento de la presión de poro y deformación, asociados con la onda sísmica; pudiéndose llegar a la falla al cortante y hasta la licuación en el caso de los suelos granulares saturados. El caso más crítico es el de materiales no plásticos de grano fino como son los limos o las arenas finas (Suarez, 1998).

En el análisis de estabilidad se requiere analizar los cinco factores que se indican a continuación:

- El valor de las fuerzas sísmicas aplicadas sobre las masas de suelo potencialmente a deslizarse.
- La disminución de la resistencia debida a las cargas vibratorias, las cuales inducen las deformaciones cíclicas. La resistencia puede disminuirse en más del

50% en suelos sensitivos y en la mayoría de los casos, la disminución de resistencia puede llegar a un 20% durante el sismo (Makdisi y Seed, 1978).

- El aumento de la presión de poro especialmente en los suelos limosos y de arenas finas, en los cuales se puede producir una disminución de resistencia tal, que produzca el fenómeno de licuación.
- El aumento de la fuerza sísmica generado por la amplificación en los mantos de suelos blandos.
- La posibilidad de ocurrencia de fenómenos de resonancia relacionados con la similitud entre la frecuencia natural de vibración del talud y del evento sísmico.
- La magnitud de las deformaciones en la masa de suelo.
- La licuación. Los mantos de arenas saturadas sueltas, son muy vulnerables a la licuación durante los sismos. Los rellenos o capas de materiales que se encuentran sobre estos suelos licuables, pueden deslizarse durante los terremotos como ha ocurrido en Chile, Alaska y Japón (Seed, 1970).

Vulcanismo

Las erupciones volcánicas pueden provocar deslizamientos o avalanchas rocosas y de derrubios de gran magnitud y velocidad en las laderas de los conos de los volcanes. Los deslizamientos volcánicos varían en tamaño, desde movimientos pequeños de escombros poco consolidados hasta colapsos masivos de la cima completa o de los flancos de un volcán. Los volcanes de pendientes inclinadas son propensos a los deslizamientos o derrumbes, porque están construidos parcialmente de capas de fragmentos de roca suelta. Algunas rocas de volcanes, también han sido transformadas en minerales de arcilla resbalosa debido al constante ataque del agua subterránea ácida y caliente (USGS, 2000).

Durante los últimos 10,000 años, por lo menos 2 grandes deslizamientos de escombros provenientes del colapso de una buena parte del volcán que antes ocupaba el lugar del actual Volcán de Colima (México), descendieron violenta y estrepitosamente, cubriendo con sus depósitos el área donde actualmente se encuentran las ciudades de Colima, Comala, y Villa de Álvarez (más de 300,000 habitantes en la zona). El mayor deslizamiento volcánico registrado en tiempos históricos ocurrió durante el inicio de la erupción del Monte Santa Elena (Estados Unidos) el 18 de mayo de 1980 (USGS, 2000).

Acciones antrópicas

Las actuaciones humanas ocupan un lugar importante dentro de los factores que modifican las condiciones y fuerzas que actúan sobre los taludes. Las excavaciones, la construcción de presas y embalses, las sobrecargas de edificios, estructuras, terraplenes, rellenos o escombros sobre los taludes y las voladuras en zonas cercanas, entre otros, modifican los estados esfuerzo-deformación del terreno y sus propiedades geotécnicas, generando inestabilidades.

Las principales causas de desestabilización son los cambios de geometría y pendiente, los cambios en las condiciones hidrogeológicas y las fuerzas estáticas externas. En menor medida están las cargas dinámicas y las excavaciones subterráneas bajo las laderas.

Las excavaciones superficiales para vías de comunicación y transporte, boquillas de túneles, minería y otras obras varían los perfiles de equilibrio de los taludes naturales y pueden desencadenar movimientos, dependiendo de otros factores condicionantes, como la estructura geológica, la resistencia o el contenido en agua del terreno.

En laderas en áreas urbanas, las filtraciones y pérdidas de agua de los depósitos y de las redes de abastecimiento y saneamiento, pueden inducir inestabilidades. Así como el riego de jardines y la construcción de lagos artificiales, sin las medidas adecuadas para evitar la infiltración del agua hacia el interior del talud natural (González de Vallejo et al., 2002).

3.- METODOLOGÍAS APLICADAS A TALUDES

3.1.- ESTUDIOS PREVIOS

El objetivo de los estudios previos es el conocimiento geológico-geotécnico general de la zona en conflicto o de la zona donde se va realizar el proyecto. La mayoría de los estudios se basan en la revisión de la información disponible, la fotointerpretación y en el reconocimiento geológico-geotécnico de campo.

Estos estudios son la base para la planificación de los estudios in situ y valorar factores geológicos, incluyendo riesgos, que muestran los focos rojos donde se tomará la decisión de modificar el trazo de la vía en el proyecto o proponer mecanismos de estabilización en vías ya existentes.

3.1.1.- Investigación en gabinete de deslizamientos y reconocimiento de la zona

Antes de iniciar los trabajos de campo, se debe de revisar toda la información significativa existente sobre la zona. Esta etapa consiste en consultar bibliografías, publicaciones e informes de mapas geológicos, fotografías aéreas y de otro tipo. Actualmente se cuenta con herramientas cartográficas vía internet, ejemplo de esto son: Google earth, Google Maps, NASA World Wind, Yahoo Maps, Maps Quest y Microsoft MapPoint; que permiten visualizar imágenes satelitales de la superficie terrestre o marina de manera tridimensional.

Los mapas, fotografías aéreas y satelitales son técnicas de investigación a gran escala con las que se pueden detectar los procesos que están modificando o modificaron la morfología de la zona en estudio.

3.1.1.1.- Mapas

Los mapas o cartas geográficas son representaciones planas, reducidas y simplificadas de la superficie terrestre o de una parte de ésta. Pueden ser clasificados con muy diversos criterios dependiendo éstos del interés particular que se tenga sobre ellos. Algunos criterios son escala, propósito, precisión, origen, forma de presentación, tipo de información, entre otros.

En el análisis de inestabilidad de taludes naturales se emplean los mapas topográficos, geológicos, uso de suelo, geotécnicos, así como atlas de riesgo para identificar a detalle los problemas de la zona. En México, el Instituto Nacional de Estadística, Geografía e Informática (INEGI) es la fuente oficial y con mayor información sobre mapas del país, maneja escalas que van desde 1:50,000 hasta 1:250,000.

3.1.1.2.- Fotografías aéreas

Las fotografías aéreas se usan en la planeación del desarrollo del país, con estas se ubica la amplia variedad de recursos y se programa de manera racional la construcción de infraestructura para su aprovechamiento.

La fotogrametría emplea fotografías aéreas para la elaboración de planos y mapas topográficos. Por su parte, la fotointerpretación es un procedimiento de investigación que consiste en identificar los rasgos que aparecen en las fotografías aéreas o imágenes y en interpretar su significado en relación con una determinada área de interés, procediendo posteriormente a corroborar y complementar los resultados, mediante una visita a la zona de estudio. Por lo tanto, la fotointerpretación es una técnica necesaria en la fase de estudios previos y reconocimientos geológico-geotécnicos en campo, que presenta las siguientes ventajas:

- Permite reconocer superficies muy extensas, pudiendo analizar fácilmente no solo las características de la zona del proyecto, sino también sus áreas limítrofes.
- El carácter extensivo de la fotointerpretación posibilita apreciar factores regionales de posible interés en el proyecto.
- En relación con otros métodos de investigación, la fotointerpretación es la técnica más rápida y económica.

Es importante tener en cuenta la escala de la fotografía, ya que para estudios previos las escalas útiles en ingeniería geológica son las comprendidas entre 1:30,000 y 1:5,000.

Las aplicaciones más características de la fotointerpretación en ingeniería geológica son las siguientes:

- Selección y comparación de posibles emplazamientos o trazados.
- Planificación y situación de investigaciones in situ.
- Localización de materiales de construcción.
- Identificación de datos hidrológicos y red de drenaje.
- Identificación de deslizamientos.
- Identificación de diferentes tipos litológicos y sus contactos, características estructurales y geomorfológicas; materiales aluviales y otros depósitos recientes.

3.1.1.3.- Fotografías satelitales

La disponibilidad comercial en los últimos años de imágenes de satélite de alta resolución constituye una inestimable fuente de información para la gestión urbanística de ayuntamientos y administraciones con competencias territoriales. La detección de cambios a partir de una secuencia multi-temporal de fotografías de satélite es una de las aplicaciones más importantes en teledetección (Ambrosio et al, 2003).

Una de las primeras contribuciones de la teledetección se ha realizado en el campo de la geología estructural. Las imágenes de satélite, debido a la visión sinóptica que presentan de grandes áreas en idénticas condiciones de iluminación solar, han introducido una nueva dimensión en los estudios estructurales regionales. Estas estructuras pueden presentar a lo largo de su traza alineaciones volcánicas, intrusiones, diques, fracturas, elevaciones o depresiones topográficas y límites de cuencas (González de Vallejo et al, 2002).

La herramienta utilizada en esta investigación es Google Earth, el cual además de visualizar las imágenes satelitales permite sobreimprimir imágenes y textos provenientes de una biblioteca interna provista por Google. La información base de Google Earth son cientos de miles de imágenes de más de 100 fuentes diferentes.

3.1.2.- Reconocimiento de campo

El reconocimiento de campo de la zona de estudio es una de las tareas más importantes en la fase de estudios previos. Debe efectuarse después de la revisión de información y la fotointerpretación, de las que se obtendrá una síntesis geológica y una topografía básica. Esta información permite acometer los reconocimientos geológico-geotécnicos a partir de los mapas existentes (González de Vallejo et al, 2002).

El objetivo de la visita a campo, es inspeccionar algún tipo de proceso de deterioro en los taludes del tramo carretero, una vez detectado el talud inestable se debe de recabar información sobre los tipos de materiales que lo conforman, como litología, contactos litológicos, estratificación, estructura geológica, grado de fracturación, discontinuidades sistemáticas, formaciones superficiales, zonas de alteración, grado de meteorización, color del material, inclinación y dirección de la cara del talud.

Algunos rasgos característicos que indican la posibilidad de un deslizamiento se muestran en la Tabla 3.1, elaborada por Mendoza et al, (2006).

Tabla 3.1.- Identificación de rasgos característicos que indican la posibilidad de un deslizamiento

Rasgos característicos	Interpretación
Salientes, hendiduras y agrietamientos en la parte alta (corona) de una ladera.	Son causados por deslizamientos previos, o son signo de deslizamientos futuros.
Taludes con una superficie empinada o irregular.	Atestiguan los remanentes de depósitos de un deslizamiento ocurrido en el pasado; éstos tienen un potencial alto para convertirse en un flujo o avalancha.
Depresiones en cualquier zona de una ladera.	Generalmente están cubiertas por acumulaciones de suelos colectando agua superficial. En la corona de una ladera, las depresiones dibujan el contorno de una posible escarpa de falla.
Taludes con filtraciones de agua.	Éstas pueden estar influenciadas por agua proveniente del interior de la ladera, incluso resultado de fenómenos tales como tubificación y erosión interna.
Taludes con bloques rocosos o muchos cantos rodados.	Ante pendientes fuertes y con echados favorables, tienen un alto potencial para generar caídos de roca.
Presencia o ausencia de vegetación.	Los cambios bruscos de vegetación pueden estar asociados a la presencia o ausencia de agua en la ladera, la que influye en las propiedades mecánicas del terreno; o bien, una discontinuidad tal como una grieta o falla que favorezca una inestabilidad.
La inclinación de árboles o cercas (en el sentido del movimiento) ubicadas en el cuerpo de una ladera.	Indican un movimiento pendiente abajo de un espesor de materiales propensos a la falla; usualmente estos movimientos son lentos.
Agrietamientos en banquetas, muros y pisos de zonas urbanas desarrolladas en cañadas, cerros o montañas.	Indican el movimiento y la posibilidad de falla de una ladera, la cual puede ser acelerada por las fugas en los sistemas de drenaje y de abastecimiento de agua.

En 1999, Ferrer y González de Vallejo, propusieron una secuencia para describir y zonificar el afloramiento del macizo rocoso, la cual consiste en:

- a) Identificación del afloramiento
Localización, situación geográfica, accesos, extensión, características geométricas, etc. Debe indicarse si es un afloramiento natural o corresponde a una excavación y las condiciones en que se encuentra.
- b) Fotografías y esquemas
- c) Descripción geológica general
 - Formación y edad geológica.
 - Litologías.
 - Estructuras observables a gran escala.
 - Rasgos estructurales generales: macizo estratificado, fallado, fracturado, masivo, etc.
 - Zonas alteradas y meteorizadas y espesor de las mismas.
 - Presencia de agua, etc.
- d) División en zonas y descripción general de cada zona
La zonificación se realizará en base a criterios litológicos y estructurales considerando los sectores más o menos homogéneos del afloramiento, no siendo conveniente establecer demasiadas zonas, aunque el número y la extensión de las mismas dependerá del grado de heterogeneidad de los materiales y estructuras que formen el macizo, de la extensión del afloramiento y del grado de detalle y finalidad de la investigación. Se debe realizar una breve descripción general de cada zona, sin entrar en detalles referentes a la matriz rocosa o a las discontinuidades, incluyendo datos sobre la litología, estado de meteorización, fracturación y presencia de agua. Estas descripciones cualitativas deben aportar una idea del material a estudiar, pero sin valorar cuantitativamente las propiedades del macizo y de sus componentes.
- e) Identificación de zonas singulares
Zonas singulares son aquellas, elementos o estructuras no sistemáticas, que no se repiten en el macizo, y que tienen influencia en sus propiedades y comportamiento mecánico, por ejemplo fallas, diques, zonas de brecha, cavidades, zonas de flujo de agua, etc. Estas zonas deben tratarse y describirse de forma individualizada, indicando la problemática específica que presentan, así como su influencia en el comportamiento general del macizo.

De manera resumida en la Tabla 3.2 se presentan las características y propiedades que se deben describir en campo para caracterizar un macizo rocoso.

Tabla 3.2.- Características y propiedades a describir en campo para la caracterización del macizo rocoso (González de Vallejo et al., 2002)

Ámbito de estudio	Característica o propiedad	Método	Clasificación
Matriz rocosa	Identificación	Observaciones de visu y con lupa	Clasificación geológica y geotécnica
	Meteorización	Observaciones de visu	Índices estándar
	Resistencia	Índices y ensayos de campo	Clasificaciones empíricas de resistencia
Discontinuidades	Orientación	Medida directa con brújula de geólogo	
	Espaciado	Medidas de campo	Índices y clasificaciones estándar
	Continuidad		
	Rugosidad	Observaciones y medidas de campo	Comparación con perfiles estándar
	Resistencia de las paredes	Martillo Schdmit Índices de campo	Clasificaciones empíricas de resistencia
	Abertura	Observaciones y medidas de campo	Índices estándar
	Relleno		
Filtraciones			
Macizo rocoso	Número de familias de discontinuidades	Medidas de campo	Índices y clasificaciones estándar
	Tamaño de bloque		
	Intensidad de fracturación		
	Grado de meteorización	Observaciones de campo	Clasificaciones estándar

3.2.- ESTUDIOS IN SITU

Las investigaciones in situ constituyen la parte esencial de los estudios geológico-geotécnicos necesarios para el proyecto y construcción de una obra de ingeniería. De ellos se obtienen los parámetros y propiedades que definen las condiciones del terreno en donde se realizarán los proyectos.

González de Vallejo et al., (2002) mencionan que los resultados de las investigaciones in situ representan un punto crítico para la estimación del costo de un proyecto constructivo. Una parte sustancial, frecuentemente más de la mitad, de los incrementos de costo en obras públicas se debe a la insuficiencia de investigaciones en

los estudios geológico-geotécnicos, estimándose que al menos un tercio de los proyectos sufren demoras por esta causa (Tyrrell et al., 1983), destacando la inadecuada planificación de las investigaciones geotécnicas y la incorrecta interpretación de las mismas.

3.2.1.- Levantamiento topográfico

Buckner (1983) entendía por Topografía “La ciencia y el arte de realizar las mediciones necesarias para determinar la posición relativa de puntos sobre, en, o debajo de la superficie terrestre, así como para situar puntos en una posición concreta”.

En las vías terrestres, los levantamientos topográficos son de gran ayuda para la proyección y diseño del trazo geométrico, a la vez de estimar volúmenes de cortes o terraplén, en nuestro caso, se realizó el levantamiento para determinar las medidas de altura, longitud, espesores de los cambios litológicos y perfiles del talud.

El levantamiento topográfico se realizó con estación total para obtener la información de una manera más rápida y precisa, con esta se puede medir las distancias verticales y horizontales, ángulos verticales y horizontales, e internamente, con el microprocesador programado, calcular las coordenadas topográficas (norte [y], este [x], elevación [z]) de los puntos visados.

3.2.2.- Caracterización de la matriz rocosa en campo

En campo los aspectos que se deben describir son:

- Identificación.
- Meteorización o alteración.
- Resistencia a compresión simple.

3.2.2.1.- Identificación

La identificación visual de una roca se determina a partir de su composición y de su textura. Además de sus características genéticas, cuando éstas pueden ser deducidas de la paragénesis mineral, composición química, forma y estructura del yacimiento, y de las relaciones temporales y espaciales con otras rocas.

Las observaciones más prácticas son:

- Composición mineralógica.
- Forma y tamaño de los granos.
- Color y transparencia.
- Dureza.

Las rocas se pueden clasificar litológicamente por su composición mineralógica. Se puede realizar la identificación de los minerales más comunes que la forman con una lupa, si las dimensiones del mineral lo permiten. Para una identificación detallada se requiere de un estudio petrográfico mediante lámina delgada.

El tamaño de grano hace referencia a las dimensiones medias de los minerales o fragmentos de roca que componen la matriz rocosa. La estimación se realiza normalmente de visu, para roca de grano fino se utiliza una lupa y para grano grueso con una regla.

El color de una roca depende de los minerales que la componen. La observación debe realizarse sobre la roca fresca, una vez retirada la capa superficial de alteración. Se define roca sana, cuando la roca no ha sufrido procesos de alteración y presenta un color original y característico.

La dureza es una propiedad directamente relacionada con la resistencia, que depende de la composición mineralógica y del grado de alteración que afecte a la roca. Su descripción es cualitativa. Para evaluar la dureza de los minerales se emplea la escala de Mohs, que asigna un valor de 1 para el mineral más blando (talco) y un valor de 10 para el más duro (diamante) (González de Vallejo et al., 2002).

3.2.2.2.- Meteorización

La meteorización o intemperismo es la alteración de la matriz rocosa producido principalmente por las condiciones climáticas. El intemperismo puede ser mecánico o de desintegración, y químico o de descomposición, pero ambos procesos, por regla general interactúan.

El grado de meteorización de la roca condiciona de forma definitiva sus propiedades mecánicas. Si una roca empieza a intemperizarse aumenta su porosidad, permeabilidad y deformabilidad, al tiempo que disminuye su resistencia.

La Tabla 3.3 describe como se puede realizar de manera sistemática la identificación del estado o grado de meteorización de la matriz rocosa.

Tabla 3.3.- Descripción del grado de meteorización (González de Vallejo et al., 2002).

Término	Descripción
Fresca	No se observan signos de meteorización en la matriz rocosa.
Decolorada	Se observan cambios en el color original de la matriz rocosa. Es conveniente indicar el grado de cambio. Si se observa que el cambio de color se restringe a uno o algunos minerales se debe mencionar.
Desintegrada	La roca se ha alterado al estado de un suelo, manteniéndose la fábrica original. La roca es friable, pero los granos minerales no están descompuestos.
Descompuesta	La roca se ha alterado al estado de un suelo, alguno o todos los minerales están descompuestos.

3.2.2.3.- Resistencia

La resistencia de la matriz rocosa se puede determinar de 3 formas: compresión simple, ensayo de carga puntual (PLT) y martillo de Schmidt o esclerómetro. Para obtener un resultado rápido en campo y muy aproximado al valor real, se puede emplear el esclerómetro.

En el inciso 3.2.3.5 del presente capítulo se explica detalladamente la metodología para la utilización del esclerómetro, y en el inciso 3.3.2.7 el ensayo de carga puntual.

3.2.3.- Descripción de las discontinuidades

Como se explicó en el capítulo 2, en el inciso 2.3.3, las discontinuidades determinan la situación de los planos de rotura en los macizos rocosos resistentes. Es por ello, que son de suma importancia realizar una amplia y detallada descripción de sus características y propiedades (Fig. 3.1). La descripción de los parámetros de las discontinuidades se tomó de González de Vallejo et al., 2002.

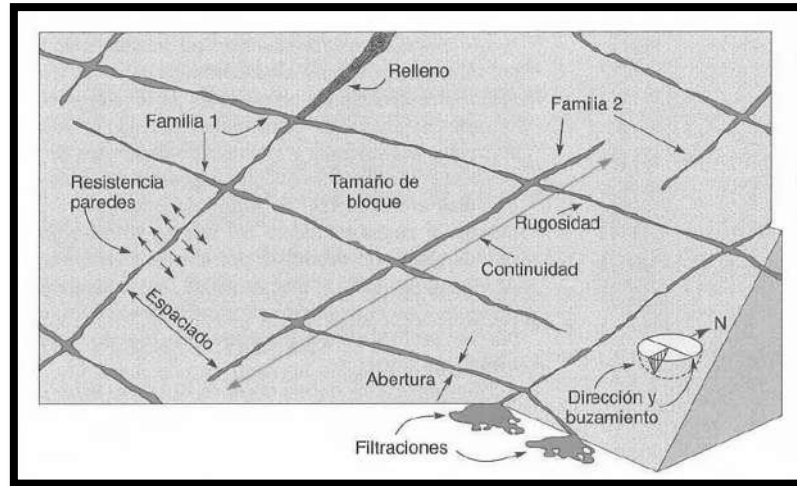


Figura 3.1.- Representación esquemática de las propiedades geométricas de las discontinuidades (Hudson. 1989).

3.2.3.1.- Orientación

La orientación de una discontinuidad en el espacio queda definida por su dirección de buzamiento (dirección de la línea de máxima pendiente del plano de discontinuidad respecto al norte) y por su buzamiento (inclinación respecto a la horizontal de dicha línea). La dirección de buzamiento se mide siguiendo la dirección de las agujas del reloj desde el norte, y varía entre 0° y 360° . El buzamiento se mide mediante el clinómetro, con valores entre 0° (capa horizontal) y 90° (capa vertical) (Fig. 3.2). Los valores de la dirección del buzamiento y buzamiento se suelen registrar en este orden en los estadillos, indicando el tipo de discontinuidad al que corresponden los valores. Por ejemplo, la notación $S_0\ 270^\circ/60^\circ$ indica un plano de estratificación con un buzamiento de 60° y con una dirección de 270° .

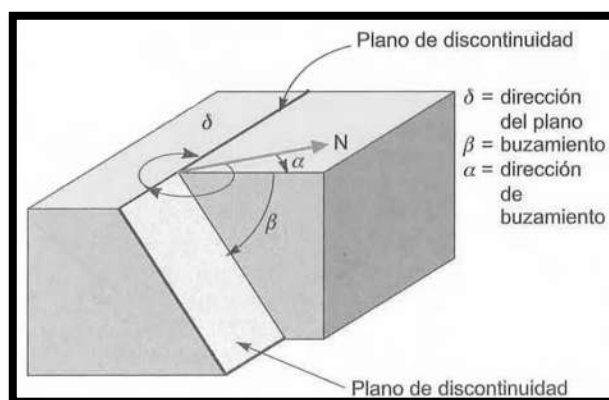


Figura 3.2.- Medida de la orientación de discontinuidades (González de Vallejo et al., 2002).

3.2.3.2.- Espaciado

El espaciado entre los planos de discontinuidad condiciona el tamaño de los bloques de matriz rocosa y, por tanto, define el papel que ésta tendrá en el comportamiento mecánico del macizo rocoso, y su importancia con respecto a la influencia de las discontinuidades. Si el espaciado es muy pequeño el macizo estará muy fracturado y presentará un comportamiento «isótropo», controlado por las propiedades del conjunto de bloques más o menos uniformes.

El espaciado se define como la distancia entre dos planos de discontinuidad de una misma familia, medida en la dirección perpendicular a dichos planos.

3.2.3.3.- Continuidad

La continuidad o persistencia de un plano de discontinuidad es su extensión superficial, medida por la longitud según la dirección del plano y según su buzamiento. Es un parámetro de gran importancia pero de difícil cuantificación a partir de la observación de afloramientos, en los que normalmente se ven las trazas de los planos de discontinuidad según un buzamiento aparente.

La medida de la continuidad se realiza con una cinta métrica. Si el afloramiento permite la observación tridimensional de los planos de discontinuidad, deberán medirse las longitudes a lo largo de la dirección y del buzamiento. Las discontinuidades pueden o no terminar contra otra discontinuidad, debiendo indicarse en la descripción. Es importante destacar las familias más continuas, ya que por lo general serán éstas las que condicionen principalmente los planos de rotura del macizo rocoso.

3.2.3.4.- Rugosidad

La descripción y medida de la rugosidad tiene como principal finalidad la evaluación de la resistencia al corte de los planos, τ que para discontinuidades sin cohesión puede ser estimada a partir de datos de campo y de expresiones empíricas.

El término rugosidad se emplea en sentido amplio para hacer referencia tanto a la ondulación de las superficies de discontinuidad, como a las irregularidades o rugosidades a pequeña escala de los planos. El método más sencillo y rápido es la

comparación visual de la discontinuidad con los perfiles estándar de rugosidad de la Figura 3.3.

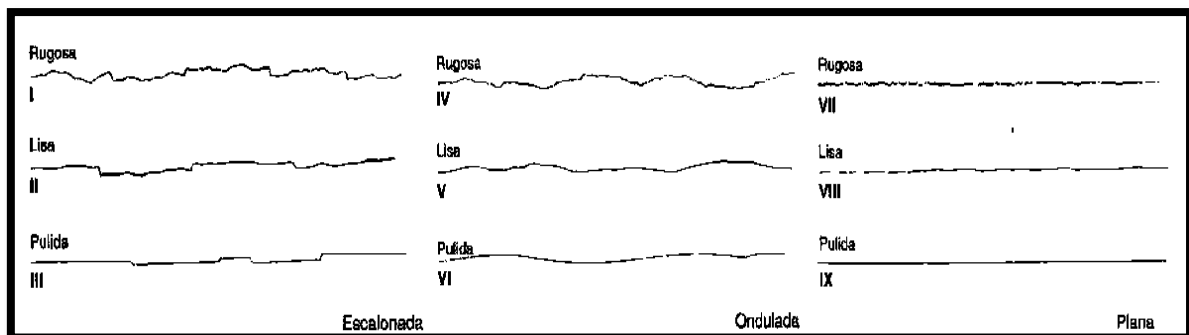


Figura 3.3.- Perfiles de rugosidad. La longitud de los perfiles está en el rango entre 1 y 10 metros (ISRM, 1981).

3.2.3.5.- Resistencia de las paredes de la discontinuidad

Este ensayo permite estimar de forma aproximada la resistencia a compresión simple mediante una sencilla correlación, siendo aplicable fundamentalmente a la matriz rocosa, pero también a discontinuidades. Su uso está muy extendido dada la facilidad y rapidez de utilización.

El esclerómetro consiste en un pequeño aparato metálico de geometría cilíndrica que dispone de un muelle en su interior y de un punta retráctil, la cual, al ser presionada contra la roca hace que la muelle se dispare. Para la realización del ensayo, en primer lugar, se limpia la zona a ensayar, que debe estar libre de fisuras o grietas, eliminando la capa superior de roca meteorizada. A continuación se coloca el martillo, presionando hasta que salta la muelle; el aparato debe colocarse perpendicular al plano de ensayo. En función de la dureza o resistencia de la roca, la muelle sufre mayor o menor rebote, valor que queda reflejado en una escala situada al costado del aparato. Deben realizarse en cada punto de medida 10 percusiones con el martillo, eliminando los 5 valores más bajos y tomando el valor promedio de los restantes.

Los valores de rebote obtenidos se correlacionan mediante un ábaco con la resistencia a compresión simple, en función de la densidad de la roca y de la inclinación del martillo y del plano ensayado (Fig. 3.4).

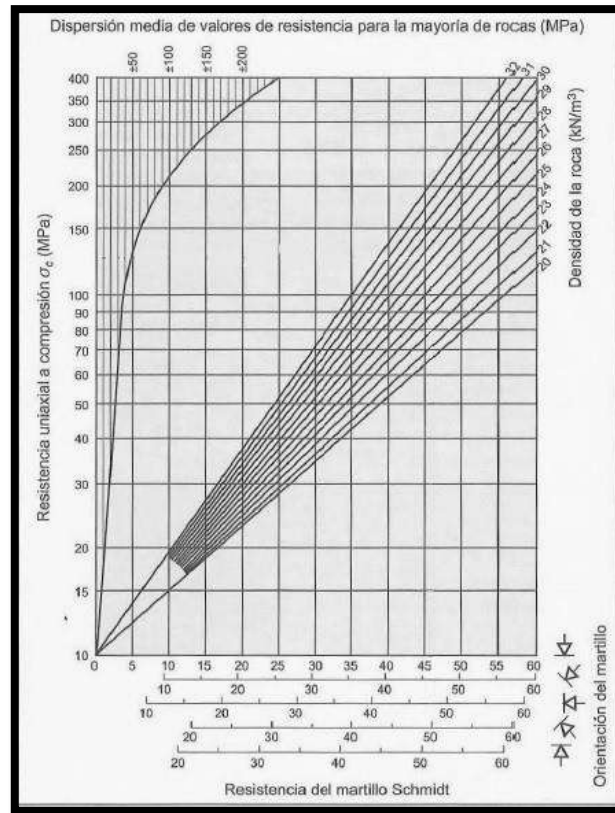


Figura 3.4.- Ábaco de correlaciones del martillo de Smith.

3.2.3.6.- Abertura

La abertura es la distancia perpendicular que separa las paredes de la discontinuidad cuando no existe relleno. La influencia de la abertura en la resistencia al corte de la discontinuidad es importante incluso en discontinuidades muy cerradas, al modificar los esfuerzos efectivos que actúan sobre las paredes, permitiendo la introducción de material y agua, que ejercen una presión sobre las paredes ocasionando un incremento en los esfuerzos actuantes que afectan al macizo rocoso.

Su medida se realiza directamente con una regla graduada en milímetros. Cuando la separación es muy pequeña se puede emplear un calibre que se introduce en la abertura. Debe indicarse si la abertura de una discontinuidad presenta variaciones, realizándose medidas a lo largo de al menos de 3 m. Las medidas han de realizarse para cada familia de discontinuidades, adoptando los valores promedio de los más representativos de cada una de ellas.

3.2.3.7.- Relleno

Las discontinuidades pueden aparecer rellenas de un material de naturaleza distinta a la roca de las paredes. La presencia de relleno gobierna el comportamiento de la discontinuidad, por lo que deben ser reconocidos y descritos todos los aspectos referentes a sus propiedades y estado. Debe tenerse en cuenta que si se trata de materiales blandos o alterados, estos pueden sufrir variaciones importantes en sus propiedades resistentes a corto plazo, si cambia su contenido en humedad o si tiene lugar algún movimiento a lo largo de las juntas.

Las características principales del relleno que deben describirse en el afloramiento son: su naturaleza, espesor o anchura, resistencia al corte y permeabilidad.

3.2.3.8.- Filtraciones

El agua en el interior de un macizo rocoso precede generalmente del flujo que circula por las discontinuidades (permeabilidad secundaria), aunque en ciertas rocas permeables las filtraciones a través de la matriz rocosa (permeabilidad primaria) pueden ser también importantes.

3.3.- ESTUDIOS EN LABORATORIO

El objetivo fundamental de los estudios de laboratorio es caracterizar los diferentes materiales recolectados en la zona de estudio, determinando sus propiedades índice y mecánicas.

Es importante puntualizar, que no fue posible obtener muestras inalteradas del suelo debido a la consistencia del mismo y zona donde se ubica en los taludes. En laboratorio se trabajó con muestras remoldeadas para el caso de los suelos.

3.3.1.- Caracterización del suelo

Los suelos con propiedades similares se clasifican en grupos y subgrupos basados en su comportamiento ingenieril. Los sistemas de clasificación proporcionan un lenguaje común para expresar en forma concisa las características generales de los suelos, que son infinitamente variadas sin una descripción detallada. Actualmente, dos sistemas de clasificación que usan la distribución por tamaño de grano y plasticidad de los suelos

son usados comúnmente por los ingenieros de suelos. Éstos son el Sistema de Clasificación AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials) y el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS). La forma original del SUCS fue propuesto por Casagrande en 1942 para usarse en la construcción de aeropuertos, emprendida por el Cuerpo de Ingenieros del Ejército durante la Segunda Guerra Mundial (Das, 2001).

El SUCS divide a los suelos en 2 grandes fracciones: la gruesa formada por partículas que pasan la malla de 3" (7.62 cm) y retenidas en la malla N° 200 (0.074 mm) y la parte fina, formada por las partículas que pasan la malla N° 200. A su vez, la fracción gruesa se subdivide en gravas y arenas, delimitadas por la malla N° 4 (4.76 mm). Y la fracción fina se clasifica de acuerdo a sus características de plasticidad, las cuales están relacionadas con las propiedades mecánicas e hidráulicas. Una de las propiedades que más influyen para la subdivisión es la compresibilidad, la cual aumenta con el valor del límite líquido, permaneciendo todos los demás factores constantes.

Los suelos se designan por símbolos de grupo. El símbolo de cada grupo consta de un prefijo y un sufijo. Los prefijos son las iniciales de los nombres ingleses de los seis principales tipos de suelos (grava-gravel, arena-sand, limo-Mo, arcilla-Clay, suelos orgánicos de grano fino-Organic Soil y turba-Peat), mientras que los sufijos indican subdivisiones en dichos grupos (Tab. 3.4).

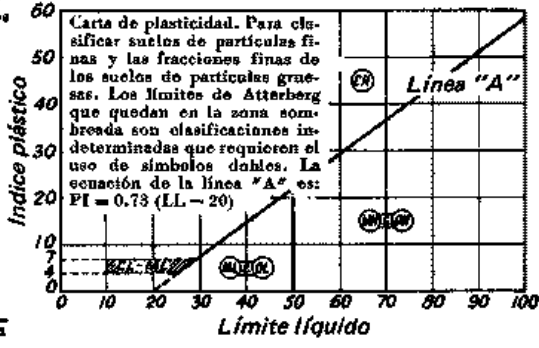
3.3.1.1.- Granulometría (M-MMP-1-06-03)

La metodología empleada para realizar la granulometría, fue la establecida en el manual de muestreo y prueba de materiales de la Secretaría de Comunicaciones y Transporte (SCT) en el año 2003.

El análisis granulométrico es la determinación del rango del tamaño de partículas presentes en un suelo, expresado como un porcentaje del peso (o masa) seco total. Los dos métodos que generalmente se usan para encontrar la distribución del tamaño de las partículas del suelo, es el análisis por cribado, para tamaños de partículas mayores de 0.075 mm de diámetro, y el análisis hidrométrico, para tamaños de partículas menores de 0.075 mm de diámetro.

Tabla 3.4.- Sistema Unificado de Clasificación de Suelos.

Divisiones principales		Símbolos del grupo	Nombres típicos	Crterios para la clasificación
Suelos de partículas Gruesas Más del 50% es retenido en la malla No. 200	Gravas 50% o más de la fracción gruesa se retiene en la malla No. 4	GW	Gravas bien graduadas, mezclas de grava y arena, con poco o nada de finos	$C_u = D_{60}/D_{10}$ Mayor que 4 $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$ Entre 1 y 3
		GP	Gravas mal graduadas, mezclas de grava y arena, con poco o nada de finos	No satisfacen ambos criterios para GW
		GM	Gravas limosas, mezclas de grava, arena y limo.	Los límites de Atterberg quedan abajo de la línea "A", o el índice plástico es menor que 4.
	Gravas con finos	GC	Gravas arcillosas, mezclas de grava, arena y arcilla	Los límites de Atterberg quedan arriba de la línea "A" y el índice plástico es mayor que 7
		SW	Arenas bien graduadas, arenas con grava, con poco o nada de finos	$C_u = D_{60}/D_{10}$ Mayor que 6 $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$ Entre 1 y 3
		SP	Arenas mal graduadas, arenas con grava, con poco o nada de finos	No se satisfacen ambos criterios para SW
	Arenas con finos	SM	Arenas limosas, mezclas de arena y limo	Los límites de Atterberg quedan abajo de la línea "A", o el índice plástico es menor que 4.
		SC	Arenas arcillosas, mezclas de arena y arcilla	Los límites de Atterberg quedan arriba de la línea "A" y el índice plástico es mayor que 7
		Suelos de Grano Fino 50% o más pasa la malla No. 200	ML	Limos inorgánicos, arenas muy finas, polvo de roca, limos arenosos o arcillosos ligeramente plásticos
	CL		Arcillas inorgánicas de baja a media plasticidad, arcillas con grava, arcillas arenosas, arcillas limosas, arcillas dobles	
OL	Limos orgánicos y arcillas limosas orgánicas de baja plasticidad			
MH	Limos inorgánicos, limos micáceos o diatomáceos, limos elásticos			
CH	Arcillas inorgánicas de alta plasticidad, arcillas francas			
OH	Arcillas orgánicas de media a alta plasticidad, limos orgánicos de media plasticidad			
Pt	Turba y otros suelos altamente orgánicos. Identificación visual o manual			



El análisis por cribado consiste en sacudir la muestra de suelo a través de las mallas con la abertura más grande (3"), hasta llegar a las más cerradas la malla N° 200 (0.074 mm), de tal forma que los tamaños mayores se van reteniendo en las mallas superiores, para así obtener la masa que se retiene en cada malla, calculando su porcentaje respecto al total y determinar el porcentaje de la masa que pasa.

Los coeficientes de uniformidad **C_u** y de curvatura **C_c**, que se emplean para determinar la graduación del suelo como se indica en el Manual M·MMP·1·02, Clasificación de Fragmentos de Roca y Suelos, con base en el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos, están dados por las fórmulas 3.1 y 3.2.

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad 3.1$$

$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}} \quad 3.2$$

donde,

C_u = Coeficiente de uniformidad del material (adimensional).

C_c = Coeficiente de curvatura del material (adimensional).

D₁₀ = Tamaño de las partículas para el cual el 10% del material es menor que este tamaño, determinado gráficamente de la curva granulométrica, (mm).

D₃₀ = Tamaño de las partículas para el cual el 30% del material es menor que este tamaño (mm).

D₆₀ = Tamaño de las partículas para el cual el 60% del material es menor que este tamaño (mm).

3.3.1.2.- Límites de Atterberg (M-MMP-1-07-07)

Estas pruebas permiten conocer las características de plasticidad de la porción de los materiales que pasan la malla N°40 (0,425 mm), cuyos resultados se utilizan principalmente para la identificación y clasificación de los suelos. Las pruebas consisten en determinar el límite líquido, es decir, el contenido de agua para el cual un suelo plástico adquiere una resistencia al corte de 2.45 kPa (25 g/cm²); éste se considera como la frontera entre los estados semilíquido y plástico. El límite plástico o el contenido de agua para el cual un rollito se rompe en tres partes al alcanzar un diámetro de 3 mm; éste se considera como la frontera entre los estados plástico y semisólido. El índice plástico se calcula como la diferencia entre los límites líquido y plástico. La Figura 3.5 muestra el equipo utilizado para determinar el límite líquido.

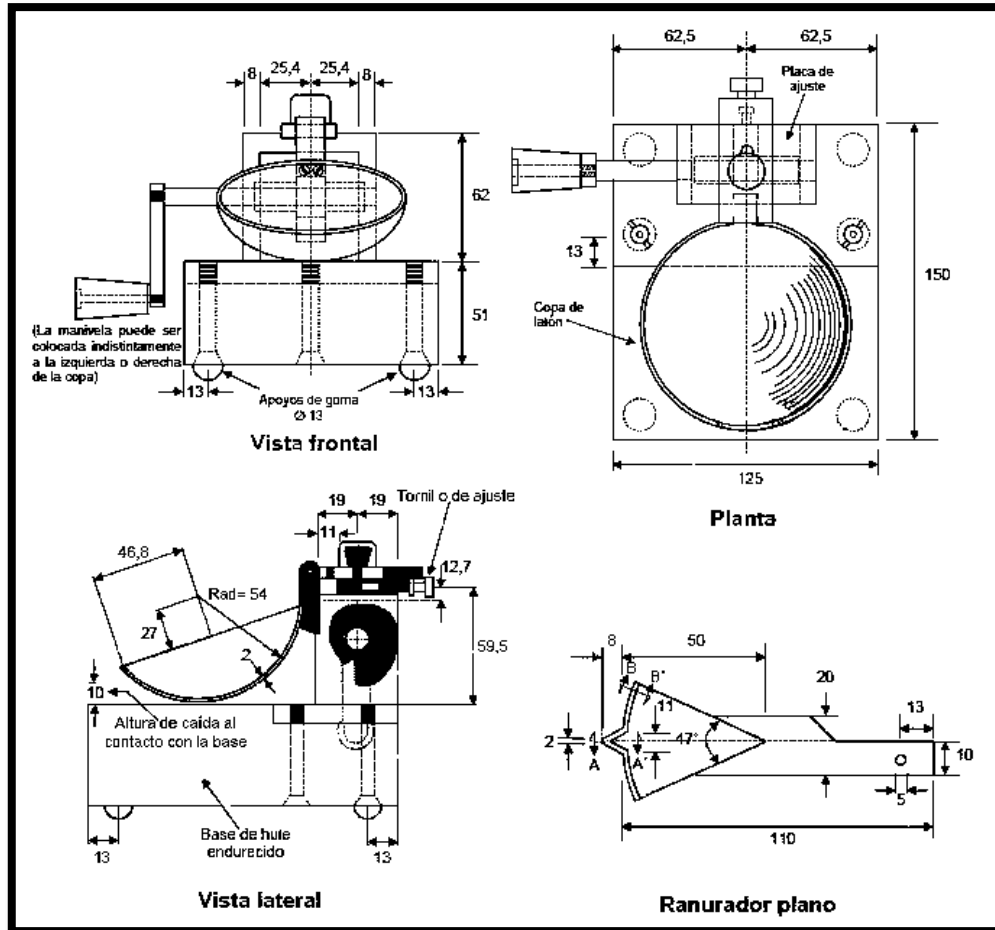


Figura 3.5.- Copa de Casagrande para la determinación del límite líquido.

3.3.1.3.- Densidad de sólidos (M-MMP-1-05-03)

La densidad de sólidos o peso específico relativo de los sólidos se define como la relación que existe entre el peso de los sólidos y el peso del volumen del agua desalojado por los mismos. El Peso específico relativo de los sólidos es una propiedad índice que debe determinarse a todos los suelos, debido a que este valor interviene en la mayor parte de los cálculos relacionados con la mecánica de suelos. Una de las aplicaciones más comunes de la densidad (S_s), es la obtención del volumen de sólidos, cuando se calculan las relaciones gravimétricas y volumétricas de un suelo.

La densidad de sólidos, se calculará con la fórmula 3.3:

$$S_s = \frac{W_s}{W_{fw} + W_s + W_{fsw}} \quad 3.3$$

donde,

S_s = Densidad relativa de sólidos del material, (adimensional).

W_s = Masa del material secado al horno (g).

W_{fw} = Masa del matraz lleno de agua a la temperatura de prueba t_p , determinada gráficamente de la curva de calibración del matraz, (g).

W_{fsw} = Masa del matraz conteniendo al suelo y agua hasta la marca de aforo, a la temperatura de prueba t_p , (g).

3.3.1.4.- Compactación proctor estándar (AASHTO T 99-95)

En la construcción de terraplenes para carreteras, presas de tierra y muchas otras estructuras de la ingeniería, los suelos sueltos deben ser compactados para incrementar sus pesos específicos. En general, la compactación es la densificación del suelo por remoción de aire, lo que requiere energía mecánica. El grado de compactación de un suelo se mide en términos de su peso específico seco. Cuando se agrega agua al suelo durante la compactación, ésta actúa como un agente ablandador de las partículas del suelo, que hace que se deslicen entre sí y se muevan a una posición de empaque más denso (Das, 2001).

En la prueba Proctor Estándar, el suelo es compactado en un molde con diámetro de 101.6 mm y volumen de 943.3 cm³. Durante la prueba, el molde se une a una placa de base en el fondo y a una extensión en la parte superior (Fig. 3.6a). El suelo se mezcla con cantidades variables de agua y luego se compacta en tres capas iguales por medio de un pisón (Fig. 3.6b) que trasmite 25 golpes por capa. El pisón pesa 2.487 kgf y tiene una altura de caída de 304.8 mm. Para cada prueba, el peso específico húmedo de compactación γ se calcula con la fórmula 3.4:

$$\gamma = \frac{W}{V_{(m)}} \quad 3.4$$

donde,

W = peso del suelo compactado en el molde (g).

$V_{(m)}$ = volumen del molde (cm³).

Para cada prueba, el contenido de agua del suelo compactado se determina en el laboratorio. Con un contenido de agua conocido, el peso específico seco γ_d se calcula con la fórmula 3.5.

$$\gamma_d = \frac{\gamma}{1 + \frac{w(\%)}{100}} \quad 3.5$$

donde, $w(\%)$ = porcentaje de contenido de agua.

El contenido de agua se calcula con la fórmula 3.6:

$$w = \frac{W_w}{W_s} \times 100 \quad 3.6$$

Los valores de γ_d determinados con la fórmula 3.5 se grafican contra los correspondientes contenidos de agua, para obtener el peso específico seco máximo y el contenido de agua óptimo para el suelo (Das, 2001).

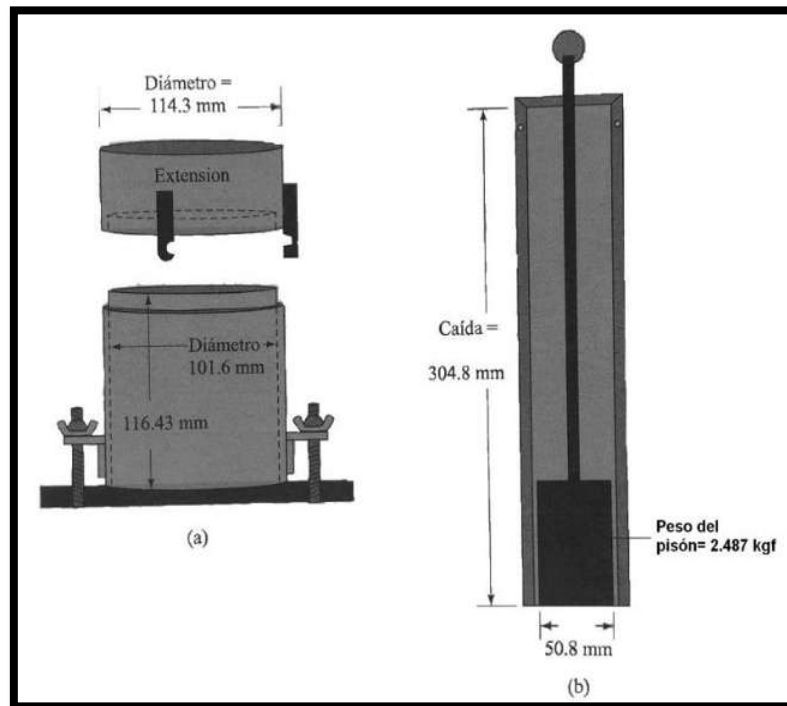


Figura 3.6.- Equipo de la prueba Proctor estándar: (a) molde; (b) pisón (Das, 2001).

3.3.1.5.- Ensayo de corte directo (UNE-103401)

Mohr (1900), citado por Das (2001), menciona que presentó una teoría sobre la ruptura de los materiales. Esta teoría afirma que un material falla debido a una combinación crítica de esfuerzo normal y esfuerzo cortante, y no sólo por la presencia de un esfuerzo máximo normal o bien de un esfuerzo máximo cortante. Así entonces, la relación funcional entre un esfuerzo normal y un esfuerzo cortante sobre un plano de falla se expresa en la forma que muestra la Figura 3.7a.

$$\tau_f = f(\sigma) \quad 3.7$$

donde,

τ_f = esfuerzo cortante sobre el plano de falla.

σ = esfuerzo normal sobre el plano de falla.

La envolvente de falla definida por la fórmula 3.7 es una línea curva, como muestra en la Figura 3.7b. Para la mayoría de los problemas de mecánica de suelos, es suficiente aproximar el esfuerzo cortante sobre el plano de falla como una función lineal del esfuerzo normal (Coulomb, 1776). Esta relación se llama criterio de falla de Mohr-Coulomb y se escribe como:

$$\tau_f = c + \sigma \tan \phi \quad 3.8$$

donde:

c = cohesión.

ϕ = ángulo de fricción interna.

La cohesión de un suelo y su ángulo de fricción interna, componentes del esfuerzo de corte del mismo, pueden obtenerse de diferentes maneras, y entre ellas Figuran: a) por medio del aparato de corte directo ideado por Arthur Casagrande, y b) por la prueba de compresión triaxial. En el caso de las arcillas, la determinación del esfuerzo de corte de las mismas puede determinarse, además, con la prueba de compresión axial no confinada o con la prueba de la veleta (Crespo, 2004).

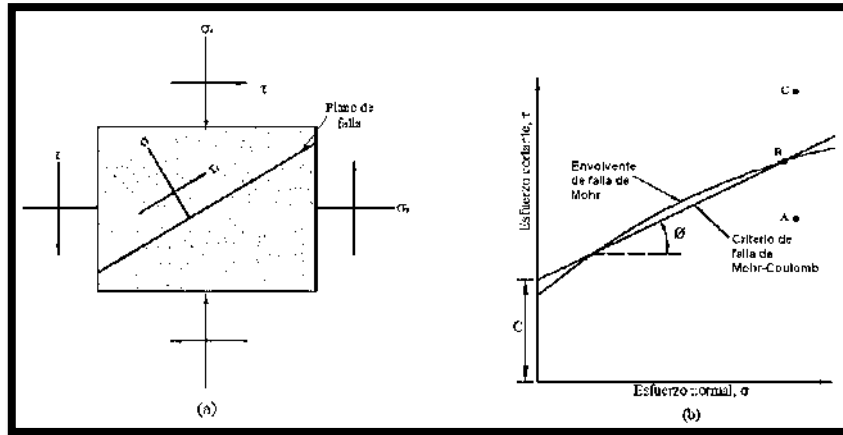


Figura 3.7.- Envolvente de falla de Mohr y los criterios de falla de Mohr-Coulomb (Das, 2001).

Gan, Fredlund y Rahardjo (1988) mencionan que la mayoría de las estructuras de tierra artificiales implican el empleo de suelos compactados. El proceso de compactación produce un suelo con un grado de saturación por lo general en el rango de 75 -90%. Presas de materiales sueltos, terraplenes y carreteras son ejemplos típicos de estructuras de tierra hechos de suelos compactados, insaturados. La teoría y la medición de la resistencia al corte de los suelos no saturados han ganado cada vez más atención durante las últimas tres décadas.

Fredlund et al., (1978) propusieron la fórmula 3.9 que determina la resistencia al corte de un suelo no saturado, en el que se utilizan dos variables de estado independientes de esfuerzo. Las dos variables de estado de esfuerzo más comúnmente utilizados son el esfuerzo normal neto, $(\sigma - u_a)$, y la succión matricial, $(u_a - u_w)$, donde σ es el esfuerzo normal, u_a es la presión total de poros de aire, y u_w es la presión del agua intersticial. La fórmula de resistencia al corte de un suelo parcialmente saturado, es una extensión de la fórmula 3.8:

$$\tau_{ff} = c' + (\sigma_f - u_a)_f \tan\phi' + (u_a - u_w)_f \tan\phi^b \quad 3.9$$

donde,

τ_{ff} = es el esfuerzo cortante en el plano de falla, en falla.

c' = es la cohesión efectiva a succión cero (del suelo saturado).

ϕ' = ángulo de fricción interna efectivo (del suelo saturado).

ϕ^b = ángulo que define la tasa de incremento de resistencia al corte con respecto a la succión del suelo.

$(\sigma_f - u_a)_f$ = esfuerzo normal neto sobre el plano de falla, en la falla.

$(u_a - u_w)_f$ = succión matricial del suelo en el plano de falla.

La envolvente de falla en los suelos parcialmente saturados es una superficie plana en el espacio de esfuerzo normal neto, resistencia al corte y succión matricial, como se muestra en la Figura 3.8.

Vanapalli et al., (1996), Fredlund y Xing (1994), citados por Meza (2012), menciona que han propuesto modelos matemáticos para predecir la resistencia al corte de los suelos parcialmente saturados, a partir de la curva característica de succión en el suelo y los parámetros de resistencia del suelo saturado (c' y ϕ'). Las estimaciones hechas a partir de los modelos, han resultado ser aceptables para la mayoría de proyectos de ingeniería, (Fredlund, 2000), por tanto, se insiste en la importancia de determinar la Curva Característica de Succión en el Suelo (SWCC, Soil Water Characteristic Curve) de los suelos no saturados, para entender su comportamiento.

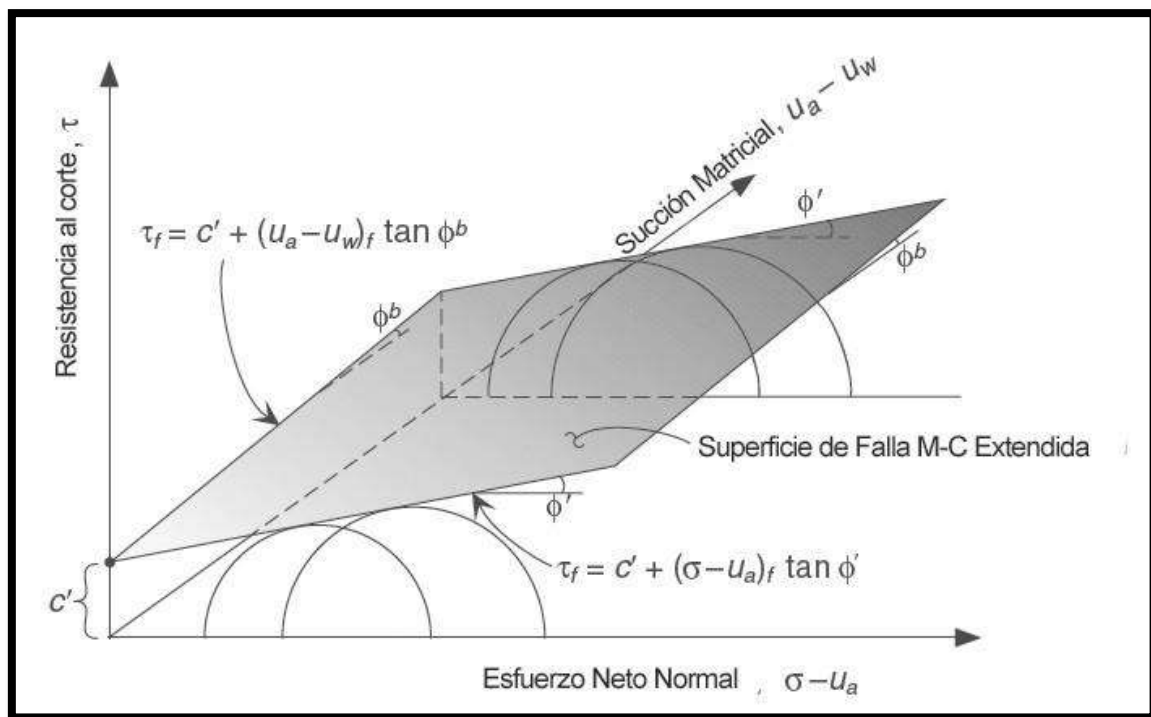


Figura 3.8.- Criterio de Mohr-Coulomb extendido para suelos parcialmente saturados (Lu Ning y Likos W.J., 2004).

La norma española UNE-103401 tiene por objeto la determinación de los parámetros resistentes, cohesión c , y ángulo de rozamiento interno ϕ , de una muestra de suelo sometida a esfuerzo cortante en la caja de corte directo. Normalmente el ensayo se realiza sobre tres probetas de una misma muestra de suelo, sometida cada una de ellas a un esfuerzo normal diferente, obteniéndose la relación entre el esfuerzo tangencial en la rotura y el esfuerzo normal aplicado.

El método consiste en: (a) colocación del espécimen de ensayo en el dispositivo de corte directo, (b) aplicación de un esfuerzo normal predeterminado, (c), provisión de drenaje o humedecimiento del espécimen de ensayo, (d) consolidación del espécimen bajo el esfuerzo normal, (e) abrir los pórticos que sujetan el espécimen de ensayo, y (f) aplicación de una fuerza tangencial para cortar el espécimen. El rango de esfuerzos normales deberá ser apropiado para las condiciones del suelo en situ.

Las cajas más usuales de corte directo permiten ensayar probetas en forma de prisma cuadrangular de 60 mm de lado, o bien cilíndricas de 50 mm de diámetro, y con una altura de 25 mm. Normalmente, en suelos compactados se utilizan las cajas de corte cuadradas, mientras que las circulares se suelen emplear con muestras inalteradas.

Das (2001) menciona que dependiendo del equipo, el ensayo de corte puede ser controlado por el esfuerzo o por la deformación unitaria. En los ensayos controlados por el esfuerzo, la fuerza cortante es aplicada en incrementos iguales hasta que el espécimen falla, lo cual tiene lugar a lo largo del plano de separación de la caja de corte. Después de la aplicación de cada incremento de carga, el desplazamiento cortante de la mitad superior de la caja se mide por medio de un micrómetro horizontal. El cambio en la altura del espécimen durante la prueba se obtiene a partir de las lecturas del micrómetro que mide el movimiento vertical de la placa superior de carga.

En ensayos controlados por la deformación unitaria aplica una razón constante de desplazamiento cortante a una mitad de la caja por medio de un motor que actúa a través de engranes. La tasa constante de desplazamiento cortante se mide con un micrómetro horizontal. La fuerza cortante resistente del suelo correspondiente a

cualquier desplazamiento cortante se mide por medio de un anillo de ensaye horizontal o con una celda de carga. La ventaja de las pruebas por deformación unitaria controlada es que, en el caso de arena densa se observa y grafica la resistencia cortante pico (es decir, en la falla) así como resistencias cortantes menores (es decir, en un punto después de la falla llamado resistencia última).

El equipo que se utilizó en esta investigación es controlado por deformación unitaria y se encuentra instrumentado, las lecturas de aplicación de carga, desplazamiento vertical y horizontal se hacen a través de transductores, los cuales envían la información a un equipo de cómputo que los va registrando mediante un programa en LabVIEW. Se cuenta con el programa para la consolidación y otro para la rotura de la probeta.

Tipos de pruebas de corte directo

Se pueden realizar tres tipos de pruebas en el equipo de corte directo, esto en función de si la prueba es drenada y si existe consolidación, entendiendo la consolidación como la expulsión total del agua ocupada en los vacíos del suelo mediante drenaje, provocada por la aplicación de un esfuerzo normal.

I. Prueba no consolidada – no drenada (UU)

Es una prueba rápida, en el cual la probeta no sufre ninguna consolidación del drenaje previo al esfuerzo normal aplicado. La rotura se inicia nada más al aplicar el esfuerzo normal correspondiente y a una velocidad lo suficientemente rápida para que no se produzca el drenaje (es aplicable a suelos cohesivos). En este ensayo se obtienen los parámetros resistentes en esfuerzos totales c_u y ϕ_u .

II. Prueba consolidada – no drenada (CU)

Se aplica el esfuerzo normal, permitiendo el drenaje del suelo hasta finalizar la consolidación primaria. A continuación se procede a la rotura de la probeta a una velocidad lo suficientemente rápida para que no se produzca el drenaje y para que la presión de poro no pueda disiparse en el transcurso de la prueba (es aplicable a suelos cohesivos). De este ensayo se obtienen los parámetros resistentes totales c_{cu} y ϕ_{cu} .

III. Prueba consolidada – drenada (CD)

Se aplica el esfuerzo normal, permitiendo el drenaje del suelo hasta finalizar la consolidación primaria. A continuación se procede a la rotura de la probeta a una velocidad lo suficientemente lenta para que la presión de poro se pueda disipar y ser considerada como nula durante toda la prueba (es aplicable tanto a suelos cohesivos como granulares). De este ensayo se obtienen los parámetros resistentes efectivos, cohesión efectiva c' , y ángulo de rozamiento interno efectivo ϕ' .

Para nuestra investigación se optó por realizar la prueba consolidada-no drenada, siguiendo el procedimiento planteado por la norma española UNE 103401, el cual se menciona a continuación:

Ajustes iniciales

Se coloca el carro de deslizamiento con la caja perfectamente ensamblada sobre los cojinetes, centrando éstos bajo el carro. Si fuese necesario se aproxima la caja de corte hasta que haga contacto con el pistón de empuje del motor, actuando para ello manualmente sobre éste.

Se debe verificar que el pistón de empuje del motor tenga un recorrido mínimo de 12 mm en el sentido de avance. Situar el medidor de desplazamiento en posición, fijándolo y poniéndolo a cero. Comprobar que dicho medidor de desplazamiento tenga recorrido suficiente. Poner a cero el medidor de fuerzas. En seguida, se fija el medidor de deformaciones verticales debidamente centrado, comprobando que tiene suficiente recorrido en los dos sentidos. Se pone a cero o se anota la lectura inicial.

Consolidación

Se colocan las pesas necesarias en el brazo del yugo de fuerzas verticales para conseguir el esfuerzo vertical σ_n deseado, suave y tan rápidamente como sea posible. Simultáneamente se anota la hora inicial de esta fase y se pone en marcha el cronómetro.

Se llena, tan pronto como sea posible, el carro deslizante con agua hasta el nivel superior de la probeta y se mantiene así durante todo el ensayo.

En este caso no se toman lecturas de la deformación vertical con el tiempo, pues la rotura se realiza en condiciones no drenadas. Se prosigue la consolidación hasta el final de la consolidación primaria. Normalmente son suficiente 24 horas en la mayoría de los suelos cohesivos. Finalizada la consolidación, se toma la lectura del medidor de deformaciones verticales.

Ajustes antes de la rotura

Antes de la rotura de la probeta se debe elegir la velocidad de desplazamiento horizontal. Esta tiene que ser lo suficientemente rápida para que la rotura se produzca sin permitir el drenaje del agua de los poros. Una velocidad entre 0.5 mm/min y 1.5 mm/min puede ser apropiada. Se optó por utilizar una velocidad de 0.5 mm/min.

Se debe comprobar que todas las componentes horizontales están en contacto pero sin carga y que los dos tornillos pasadores que fijan las dos mitades de la caja de corte han sido retirados. Se separan las dos mitades de la caja de corte, actuando sobre los dos tornillos separadores al mismo tiempo. Media vuelta es suficiente. Se anotan las lecturas iniciales de los medidores de desplazamientos y de fuerzas.

Rotura de la probeta

Se pone en marcha el motor con la velocidad seleccionada y el cronómetro. Se toman lecturas del tiempo transcurrido, de la deformación vertical, de la deformación horizontal y de la fuerza horizontal, a intervalos regulares del desplazamiento horizontal, que permitan al menos 25 lecturas en el ensayo. Una lectura cada 0.1 mm de desplazamiento horizontal puede ser apropiada para la mayoría de los suelos.

Se continúa el ensayo hasta que se sobrepase en varias lecturas la fuerza máxima o hasta el máximo recorrido que permita el aparato, si no hay un pico definido. Después, se para el motor del equipo.

Actuando manualmente o con el motor se llevan ambas mitades de la caja de corte a su posición inicial. Se retiran las pesas del brazo del yugo de fuerzas verticales. Se extrae el agua que rodea a la probeta, se desmonta la caja de corte y se recoge todo el suelo de la probeta en una bandeja.

Se determina la masa húmeda final de la probeta, con una precisión de 0.01 g. Se deseca en estufa a una temperatura inferior a 60 °C hasta masa constante y se determinan la masa seca final de la probeta, con una precisión de 0.01 g, y la humedad final, en ciento. Esta humedad es la que tenía el suelo al final de la consolidación, pues la rotura se realizó sin permitir el flujo de agua hacia o desde la probeta.

Resistencia residual

Una vez finalizado el ensayo normal, se actúa con el motor en sentido inverso o manualmente llevando las dos mitades de la caja de corte a su posición inicial, en una operación que dure unos pocos minutos.

Se debe verificar que los medidores de deformaciones horizontales y de fuerzas han vuelto a su valor inicial, anotando la lectura del medidor de deformaciones verticales.

Se repite el proceso de rotura descrito para el ensayo normal, aplicando una velocidad de desplazamiento igual a la de dicho ensayo.

Se repiten las operaciones anteriores tantas veces como sea necesario, hasta obtener un valor prácticamente constante de la resistencia al corte. Se para el motor. Al igual que el ensayo normal, se determinan las humedades correspondientes.

Esfuerzos y desplazamientos

Se calcula la fuerza horizontal aplicada a la probeta F_h , expresada en Kgf, para cada lectura durante el ensayo.

Se calcula el esfuerzo de corte sobre la superficie de rotura de la probeta τ , expresada en Kgf/cm² para cada lectura durante el ensayo, mediante la fórmula 3.10:

$$\tau = \frac{F_h}{A} \quad 3.10$$

donde

A = es el área inicial de la probeta, en cm².

Normalmente se toma **A** como constante, aunque durante el corte el área va disminuyendo. Si se desea obtener el área efectiva de aplicación de las fuerzas verticales, se debe seguir el procedimiento siguiente:

$$A_c = L_1 \times (L_2 - \Delta 1)$$

donde,

A_c = Área corregida en cualquier instante durante el ensayo, en cm^2 .

L_1 = Longitud del lado perpendicular a la dirección de corte, expresada en cm;

L_2 = Longitud inicial del lado en la dirección de corte, expresada en cm;

$\Delta 1$ = Desplazamiento relativo entre las dos mitades de la caja de corte en cualquier instante durante el ensayo, expresado en cm.

La elaboración de los especímenes ensayados se realizó en la caja de corte de 100 mm x 100 mm, de acuerdo al siguiente procedimiento:

- I. Se disgrega el material en seco para después cribarlo por la malla No. 10, con el objeto de tener un suelo homogéneo.
- II. Posteriormente se determina la cantidad en peso del material que se utilizará para preparar la muestra en la caja de corte, así como el agua necesaria para alcanzar la humedad requerida.
- III. Se ajusta adecuadamente la caja de corte, verificando que tanto la parte superior como la inferior estén alineadas, la una con la otra, y asegurándolas con los tornillos para que no se pueda mover ninguna de estas dos partes (Fig. 3.9a); se coloca la placa base acanalada, placa porosa metálica y la placa ranurada, tal y como lo muestra la Figura 3.9b.

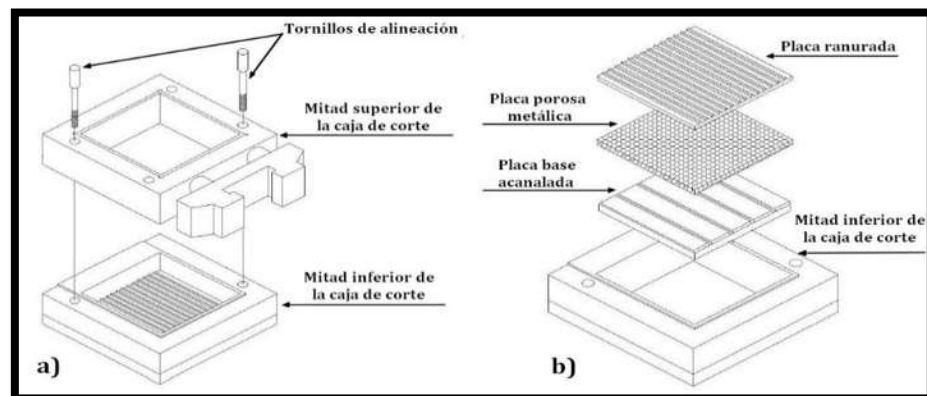


Figura 3.9.- Ensamble de caja de corte: a) Alineación; b) Secuencia de piezas de la caja de corte (Modificado de Ortiz, 2010).

- IV. Al obtener las porciones, la primera porción se introduce en la caja de corte y con una espátula se distribuye por toda la superficie de la caja, tratando de formar una capa uniforme (Fig. 3.10a).
- V. Con el pisón de 5 x 5 cm se compacta la capa (Fig. 3.10b), colocando el pisón en cada una de las esquinas de la caja y dando pisonadas cuidadosamente para que el material no vuele, haciendo esto las veces necesarias para aproximar el espesor correspondiente de la capa, verificando con un vernier (Fig. 3.11a). Se recomienda que las pisonadas sean efectuadas en sentido de las manecillas del reloj.

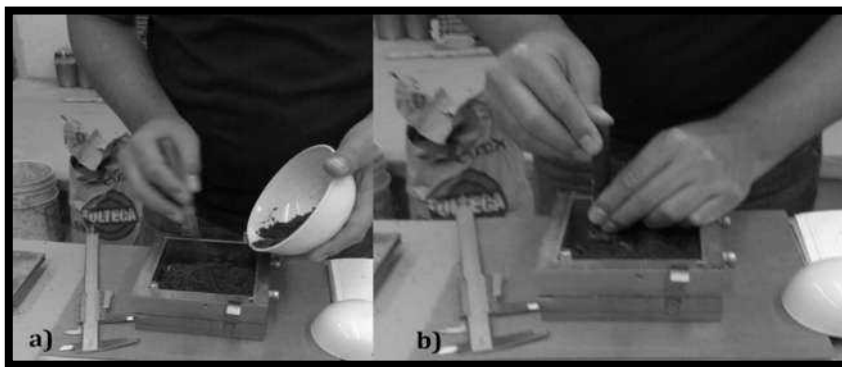


Figura 3.10.- 1^{era} etapa de elaboración de espécimen: a) Colocación del material; b) Apisonado con pisón de 5 x 5 cm.

- VI. Una vez aproximado el espesor de la capa, se procede a realizar una última apisonada con el pisón de 9.95 x 9.95 cm (Fig. 3.11b), para que el material se distribuya uniformemente y se tenga la seguridad de que fue bien compactada hasta la altura deseada (Fig. 3.12a).

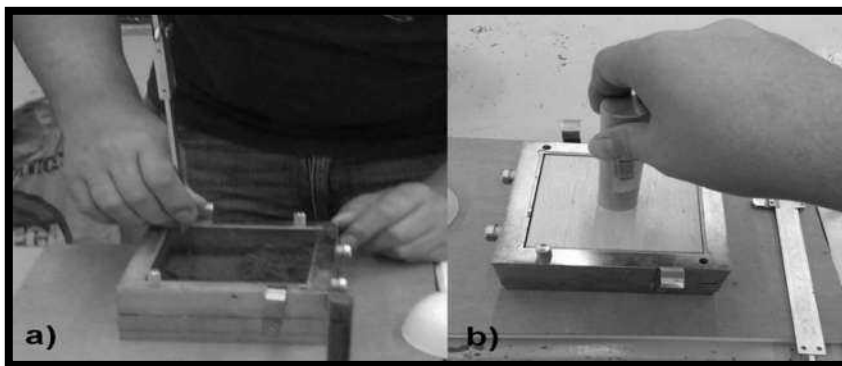


Figura 3.11.- 2^{da} etapa de elaboración de espécimen: a) Verificación de altura; b) Apisonado con pisón de madera de 9.95 x 9.95 cm para distribuir uniformemente.

- VII. Después de compactar la capa se escarifica la parte superior, para que exista una mejor adherencia entre capas, se propone hacer líneas verticales y

horizontales, separadas aproximadamente 8 mm y con una profundidad no mayor a 1/3 de la capa (Fig. 3.12b).

- VIII. Al terminar con la primera capa se procede a vaciar la siguiente porción de material y se realiza el mismo procedimiento que se menciona del inciso V al VII, hasta obtener las 4 capas necesarias.

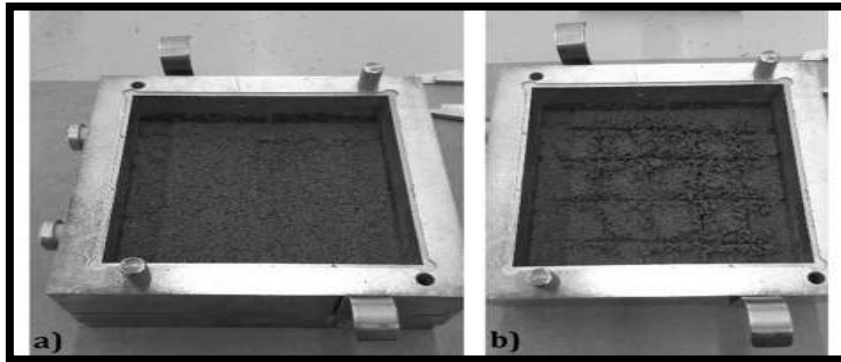


Figura 3.12.- 3^{era} etapa de elaboración de espécimen: a) Cara con compactación uniforme; b) Capa escarificada.

- IX. Al tener las 4 capas compactadas y escarificadas, se coloca sobre el espécimen la placa ranurada, la placa porosa metálica y el pistón de carga, quedando como lo muestra la Figura 3.13.

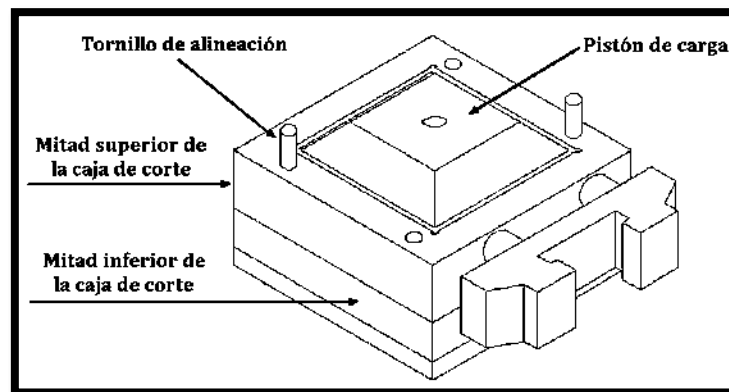


Figura 3.13.- Caja de corte con la muestra en su interior (Modificado de Ortiz, 2010).

3.3.2.- Caracterización de la matriz rocosa

Mediante los ensayos de laboratorio se cuantifica las propiedades físicas y mecánicas de la matriz rocosa que definen su comportamiento mecánico:

- La naturaleza de la roca.
- La resistencia ante la rotura.

- La deformación a corto y largo plazo.
- La influencia del agua en el comportamiento.
- El comportamiento ante la meteorización.
- El comportamiento en función del tiempo.

La Tabla 3.5 incluye una lista de parámetros que se emplean para la identificación y descripción cuantitativa de las propiedades básicas de las rocas y permiten, así mismo, establecer una primera clasificación con fines geotécnicos.

Tabla 3.5.- Propiedades de la matriz rocosa y métodos para su determinación (González de Vallejo et al., 2002).

	Propiedades	Métodos de determinación
Propiedades de identificación y clasificación	Composición mineralógica. Fábrica y textura. Tamaño de grano. Color.	Descripción visual. Microscopía óptica y electrónica. Difracción de rayos X.
	Porosidad (η).	Técnicas de laboratorio.
	Peso específico (γ).	
	Contenido en humedad.	
	Permeabilidad (coeficiente de permeabilidad, k).	Ensayo de permeabilidad.
Durabilidad. Alterabilidad (índice de alterabilidad).	Ensayos de alterabilidad.	
Propiedades mecánicas	Resistencia a compresión simple (σ_c).	Ensayo de compresión uniaxial. Ensayo de carga puntual. Martillo Schmidt.
	Resistencia a tracción (σ_t).	Ensayo de tracción directa. Ensayo de tracción indirecta.
	Velocidad de ondas sísmicas (V_p , V_i).	Medida de velocidad de ondas elásticas en laboratorio.
	Resistencia (parámetros c y ϕ).	Ensayo de compresión triaxial.
	Deformabilidad (módulos de deformación elástica estáticos o dinámicos: E , ν).	Ensayo de compresión uniaxial. Ensayo de velocidad sísmica.

3.3.2.1.- Densidad relativa (M-MMP-1-05-03)

La densidad relativa del material saturado y superficialmente seco S_{sat} , es un número abstracto que representa la relación entre la masa volumétrica del material saturado a la temperatura del lugar γ_{sat} , y la masa volumétrica del agua destilada a 4°C γ_o , ambas a la presión barométrica del lugar, se calcula con la fórmula 3.11.

$$S_{sat} = \frac{\gamma_{sat}}{\gamma_o} = \frac{W_s + W_w}{(V_m)\gamma_o} \quad 3.11$$

donde

S_{sat} = Densidad relativa del material saturado y superficialmente seco, (adimensional).

γ_{sat} = Masa volumétrica del material saturado y superficialmente seco (kg/m^3).

γ_o = Masa volumétrica del agua destilada a 4°C (kg/m^3).

W_s = Masa de sólidos (kg).

W_w = Masa del agua en condiciones de saturación, es decir, del agua que ocupa todos los vacíos (kg).

V_m = Volumen total del material (m^3).

Del material retenido por la malla No. 4, se extrae una muestra de aproximadamente 300 gramos, la cual se lava hasta eliminar cualquier residuo de polvo o material contaminante. Se seca la porción lavada hasta masa constante a una temperatura de $105 \pm 5^\circ\text{C}$ y se deja enfriar a temperatura ambiente durante 1 a 3 hrs, se pesa la muestra y se registra como W_s .

La muestra se sumerge en agua limpia a una temperatura entre 15 y 25°C y se mantiene en estas condiciones durante 24 hrs. Transcurrido este tiempo, se extrae del agua el material y se desliza sobre el lienzo absorbente ligeramente humedecido para secarla superficialmente. La condición de saturado y superficialmente seco se logra cuando las partículas, no obstante que se noten húmedas, han perdido la película brillante visible de agua. Se pesa la muestra y se registra como W_{sss} (masa saturada superficialmente seca). Inmediatamente después se coloca la muestra dentro de un picnómetro con agua y se mide el volumen desalojado con la ayuda de una probeta graduada V_m . La masa del agua W_w se obtiene de la diferencia de $W_{sss} - W_s$.

3.3.2.2.- Absorción (M-MMP-1-05-03)

La absorción del material es la masa del agua o líquido que penetra en los espacios entre las partículas de un suelo y en las oquedades de las partículas gruesas, cuando se le deja sumergido en agua a una temperatura de 15 a 25°C , durante 24 hrs; se expresa en por ciento con relación a la masa de sólidos del material. La absorción del material, se determina empleando la fórmula 3.12.

$$W_{ab} = \frac{W_{sss} - W_s}{W_s} \times 100 \quad 3.12$$

donde

W_{ab} = Absorción del material (%).

W_{sss} = Masa del material saturado y superficialmente seco (g).

W_s = Masa del material secado al horno (g).

3.3.2.3.- Porosidad (UNE-EN 993-1)

La porosidad abierta es el cociente entre el volumen total de poros abiertos, dentro de un cuerpo poroso y su volumen aparente. Se expresa en porcentaje del volumen aparente, se obtiene mediante la fórmula 3.13.

$$\pi_a = \frac{W_{sss} - W_s}{W_{sss} - W_{sus}} \times 100 \quad 3.13$$

donde

π_a = Porosidad abierta (%)

W_{sus} = Masa del material saturado y suspendido en agua (g).

3.3.2.4.- Peso volumétrico seco en estado natural (M-MMP-1-08-03)

La masa volumétrica seca del material en estado natural de las muestras inalteradas, se determinó mediante el método de la parafina. Las muestras, mínimo 3, deben tener una forma sensiblemente regular que tengan un volumen de aproximadamente 100 cm³, esto para que se puedan introducir con facilidad en un recipiente de 500 cm³ con agua hasta ³/₄ partes de su capacidad.

El procedimiento de esta prueba se realizó de acuerdo al Manual de la SCT denominado “Masas volumétricas y coeficientes de variación volumétrica”, se describe a continuación:

- I. Se sujeta el espécimen labrado con un hilo, dejando libre uno de los extremos del hilo para asirlo, y se coloca el espécimen con el hilo sobre la balanza, se determina su masa y se registra como W_m , en g.

- II. Se toma el espécimen por el extremo libre del hilo y se sumerge brevemente en el vaso con la parafina fluidificada cuantas veces sea necesario para que la parafina forme una capa delgada uniforme que cubra totalmente el espécimen.
- III. El espécimen cubierto con parafina se coloca sobre la balanza y nuevamente se determina su masa, registrándola como W_{mp} , en g.
- IV. Sobre el soporte giratorio de la balanza se coloca centrado el vaso de precipitado que contiene agua limpia a una temperatura comprendida entre 15 y 25 °C. Se nivela y ajusta a cero la balanza. Mediante el hilo se suspende el espécimen en la balanza de tal forma que cuelgue libremente y sin tocar el fondo ni las paredes del vaso, quedando sumergido totalmente dentro del agua, tal como se muestra en la Figura 3.14.
- V. Se determina la masa sumergida en el agua del espécimen cubierto con parafina y se registra como W'_{mp} , en g.



Figura 3.14.- Muestra recubierta por parafina y suspendida en agua.

- VI. Se saca el espécimen del agua, se descuelga de la balanza y se elimina totalmente la parafina que lo cubre, utilizando un cuchillo.
- VII. Se determina el contenido de agua del espécimen, el cual se registra como ω .

Los cálculos se realizan con las fórmulas 3.14, 3.15, 3.16, 3.17 y 3.18.

$$V_p = \frac{W_{mp} - W_m}{\gamma_p} \quad 3.14$$

$$V_{mp} = \frac{W_{mp} - W'_{mp}}{\gamma_o} \quad 3.15$$

$$V_m = V_{mp} - V_p \quad 3.16$$

$$\gamma_m = \frac{W_m}{V_m} \times 1000 \quad 3.17$$

$$\gamma_{dn} = \frac{\gamma_m}{100 + \omega} \times 100 \quad 3.18$$

donde

V_p = Volumen de la parafina que cubre el espécimen (cm³).

V_{mp} = Volumen del espécimen con parafina (cm³).

V_m = Volumen del espécimen (cm³).

W_{mp} = Masa del espécimen cubierto con parafina (g).

W'_{mp} = Masa sumergida del espécimen cubierto con parafina (g).

W_m = Masa del espécimen sin parafina (g).

γ_p = Masa volumétrica de la parafina o de la mezcla de parafina y petrolato, (g/cm³), considerada como 0,97 g/cm³.

γ_o = Masa volumétrica del agua, (g/cm³), considerada como 1 g/cm³.

γ_m = Masa volumétrica del material húmedo en estado natural en el espécimen (kg/m³).

γ_{dn} = Masa volumétrica seca del material en estado natural en el espécimen (kg/m³).

ω = Contenido de agua del espécimen (%).

3.3.2.5.- Durabilidad al desmoronamiento (ASTM D4644-04)

La durabilidad es la resistencia que la roca presenta ante los procesos de alteración y desintegración, propiedad a la que también se alude como alterabilidad, definiéndose en este caso como la tendencia a la rotura de los componentes o de las estructuras de la roca. La durabilidad se evalúa mediante el ensayo de sequedad-humedad-desmoronamiento o slake durability test (SDT). La durabilidad de la roca aumenta con la densidad y se reduce con el contenido en agua (González de Vallejo et al., 2002).

La prueba de durabilidad en rocas se hizo en base a la Norma ASTM D4644-04, se prueban fragmentos de rocas de dimensiones pequeñas y sin aristas, el peso de los fragmentos no debe exceder los 500 grs. Su peso inicial es en estado seco, el procedimiento es meter en un tambor el material en presencia de agua destilada (en una tina del equipo) y se hace girar durante diez minutos, enseguida se sacan y meten a un horno a temperatura de 100°C por doce horas, este proceso se repite dos veces, a

lo que se le llaman ciclos. Al final del resultado viene expresado en porcentaje de dureza de la roca. El equipo utilizado se muestra en la Figura 3.15.

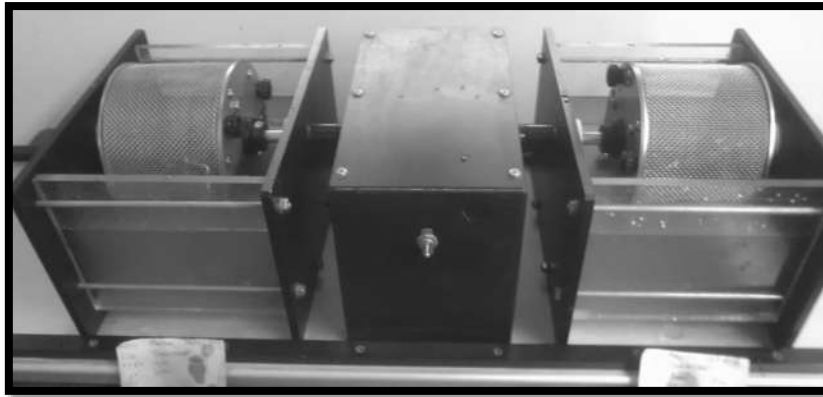


Figura 3.15.- Equipo para el ensayo de sequedad-humedad-desmoronamiento.

El índice de durabilidad I_D , representa el porcentaje de roca, en peso seco, que queda retenido en el tambor después de uno o dos ciclos de desmoronamiento (I_{D1} , I_{D2}), y puede variar entre 0% y 100% (González de Vallejo et al., 2002), enseguida se muestra la fórmula 3.19, con la cual se determina.

$$I_D(\%) = \frac{\text{Peso seco después de uno o dos ciclos}}{\text{Peso inicial de la muestra}} \quad 3.19$$

La clasificación estándar se establece en base al valor de I_{D2} (Tab. 3.6). En el caso de rocas arcillosas muy débiles en las que se obtienen valores de I_{D2} menores del 10% y después del segundo ciclo, se recomienda emplear el índice correspondiente al primer ciclo, I_{D1} (Tab. 3.7).

Tabla 3.6.- Clasificación de la durabilidad en base al índice I_{D2} (González de Vallejo et al., 2002).

Durabilidad	% peso retenido después de 2 ciclos
Muy alta	>98
Alta	95-98
Media-alta	85-95
Media	60-85
Baja	30-60
Muy baja	<30

Tabla 3.7.- Clasificación de la durabilidad en base al índice I_{D1} (González de Vallejo et al., 2002).

Durabilidad	% peso retenido después de 1 ciclo	
	(1)	(2)
Extremadamente dura	---	>95
Muy alta	>99	90-95
Alta	98-99	80-90
Media-alta	95-98	70-80
Media	85-95	50-70
Baja	60-85	25-50
Muy baja	<60	<25

(1) Gamble, 1971 (en Goodman, 1989).

(2) Frankling and Chandra, 1972 (en Johnson and De Graff, 1988).

3.3.2.6.- Ángulo de rozamiento (Tilt test)

Este ensayo permite estimar el ángulo de rozamiento de discontinuidades o el ángulo de rozamiento básico de discontinuidades lisas, de las juntas.

Para el primer caso (ángulo de rozamiento en discontinuidades) se precisa un bloque de roca que contenga un plano de discontinuidad sin cohesión. El bloque se coloca sobre una superficie de apoyo y, a continuación, se inclina el plano de apoyo hasta que se comience a deslizar un fragmento sobre el otro. En el momento en que se inicia el desplazamiento se mide el ángulo del plano de apoyo con respecto a la horizontal α (Fig. 3.16). Este procedimiento debe repetirse con varias muestras de discontinuidades del macizo rocoso. El valor de α es función de la relación entre el esfuerzo de corte y el esfuerzo normal que actúa sobre la discontinuidad, fórmula 3.19:

$$\alpha = \arctg \left(\frac{\tau}{\sigma_n} \right) = \phi \quad 3.19$$

El ensayo también puede realizarse en campo o laboratorio disponiendo de tres testigos cilíndricos de roca. El método consiste en poner dos testigos paralelos y juntos sobre una superficie de apoyo horizontal, colocando el tercero sobre ellos y apoyado en ambos. La base del equipo se inclina progresivamente hasta que el testigo superior desliza sobre los dos inferiores, obteniéndose así el ángulo α (Fig. 3.16). En este caso, α define el ángulo de rozamiento básico ϕ_b , del material, que corresponde a la

resistencia de discontinuidades planas y lisas sin meteorizar (González de Vallejo et al., 2002).

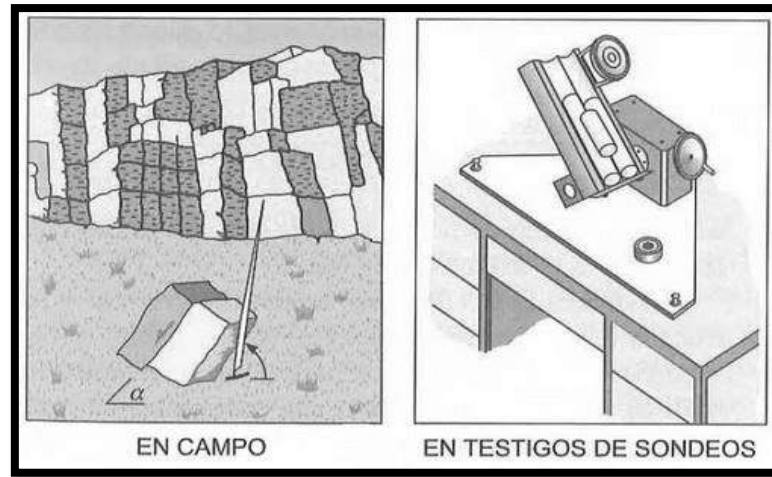


Figura 3.16.- Ensayo de tilt test (Barton, 1981).

3.3.2.7.- Carga puntual

El ensayo de carga puntual tiene la finalidad de estimar el índice $I_s(50)$, con el que se determina la resistencia a compresión simple de la roca. Las muestras que se utilizan en este ensayo, se definen como una serie de fragmentos de roca de características semejantes. La cantidad de muestras a ensayar serán mínimo diez indistintamente el ensayo realizado. Los ensayos que se pueden realizar son:

- Ensayo diametral.
- Ensayo axial.
- Ensayo de bloque y fragmentos irregulares.
- Ensayo a roca anisotrópica.

El ensayo aplicado en nuestra metodología fue a fragmentos de roca irregulares, por lo que se abundará sobre este ensayo en específico. Los bloques de roca o los fragmentos irregulares de $50 \text{ mm} \pm 35 \text{ mm}$ de la forma que se aprecia en la Figura 3.17 son los recomendados para el ensayo de bloque y de trozos irregulares. La relación D/W estará comprendida entre 0.3 y 1.0 aproximándose preferiblemente a 1.

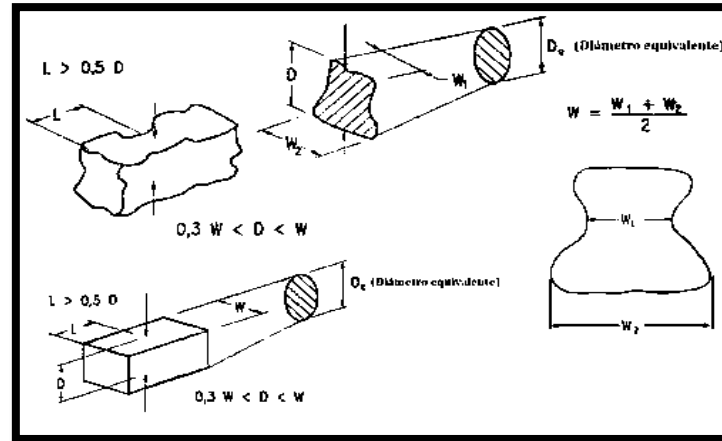


Figura 3.17.- Requisitos de forma de los fragmentos de roca para el ensayo de bloque y fragmentos irregulares (UNE 22950-5, 1996).

La distancia **L** será como mínimo 0.5 **D**. Pueden seleccionarse fragmentos de este tamaño y forma si se dispone de ellos, o pueden prepararse utilizando piezas más grandes cortadas con sierra o cincel.

Se introduce el fragmento de roca en la máquina de ensayos y las puntas se cierran para establecer contacto con la dimensión más pequeña del trozo irregular o del bloque, lejos de bordes y esquinas.

La distancia **D** entre los puntos de contacto de las puntas debe quedar registrada con una precisión de $\pm 2\%$. El menor valor de la anchura **W** del fragmento se mide con una precisión de $\pm 5\%$. **W** se calculará como $(W_1+W_2)/2$ según se indica en la Figura 3.17. Esta dimensión mínima **W** se utiliza independientemente de la forma real de la rotura. La carga se incrementa de forma constante de tal manera que se produzca la rotura entre 10 s y 60 s, quedando registrada la carga **P**.

Si se produce una penetración significativa de las puntas, la dimensión **D** que ha de ser empleada para el cálculo de la resistencia a carga puntual será el valor **D'** medido en el instante de la rotura. La resistencia a carga puntual no corregida **I_s**, se calcula mediante la fórmula 3.20.

$$I_s = \frac{P}{D_e^2} \quad 3.20$$

donde

D_e = Diámetro equivalente viene dado por:

D_e^2 = $4A/p$ para los ensayos de bloques y de fragmentos irregulares.

A = WD área mínima de la sección transversal que contiene los dos puntos de aplicación de la carga (o $A=W*D'$)

I_s varía en función de D_e , por lo que ha de aplicarse una corrección por tamaño a fin de obtener un valor único de la resistencia a carga puntual para la muestra de roca, que pueda ser utilizado a efectos de clasificación de las rocas, según su resistencia.

El índice de resistencia a carga puntual $I_{s(50)}$, de una muestra o fragmento de roca se define como el valor de I_s que se obtendría con el ensayo diametral de una muestra con fragmentos de tamaño $D= 50$ mm.

Para realizar la corrección por tamaño de manera precisa, se ensaya una muestra con variedad de tamaños y se traza la gráfica que muestra la relación entre P y D_e^2 , que, empleando coordenadas logarítmicas, es generalmente una línea recta. Los puntos que se desvían sustancialmente de la línea recta se ignoran. El valor de P_{50} correspondiente a $D_e^2 = 2500$ mm² se obtiene por interpolación, y en caso necesario por extrapolación, y se calcula el índice de resistencia a carga puntual y tamaño corregido como $P_{50}/50^2$. Cuando el procedimiento descrito hasta ahora no resulta aplicable, la corrección por tamaño se realiza aplicando la fórmula 3.21. El factor de corrección por tamaño se obtiene con la fórmula 3.22.

$$I_{s(50)} = F * I_s \quad 3.21 \quad F = \left(\frac{D_e}{50}\right)^{0.45} \quad 3.22$$

El valor medio de $I_{s(50)}$ que se utiliza para la clasificación de las rocas, se calcula suprimiendo los dos valores más altos y más bajos obtenidos en 10 roturas válidas y calculando la media de los valores restantes. El valor de la resistencia a la compresión uniaxial no confinada, UCS por sus siglas en inglés, a partir del $I_{s(50)}$ se obtiene mediante la fórmula 3.23.

$$UCS = 23 * I_{s(50)} \quad 3.23$$

Cuando se tiene un I_s corregido a un diámetro distinto de 50 mm, la relación entre UCS e I_s es distinta, ver Tabla 3.8.

Tabla 3.8.- Valor generalizado de C. $UCS=C \cdot I_s$ (ASTM, 2008).

Core Size, mm	Valor de "C" (Generalizado)
20	17.5
30	19.0
40	21.0
50	23.0
54	24.0
60	24.5

4.- APLICACIÓN DE MÉTODOS EMPÍRICOS

4.1.- ANÁLISIS DE INESTABILIDAD DE TALUDES

Los movimientos de taludes con frecuencia tienen antecedentes y generalmente presentan manifestaciones previas a la falla, para detectar estas manifestaciones y evaluar el riesgo que presentan para la población (sus bienes) e infraestructura, se han buscado alternativas para evitar este tipo de desastres. Para aplicar lo anterior se han planteado metodologías para determinar el riesgo de manera cualitativa y cuantitativa, en base a observaciones en campo, para una rápida aplicación en situaciones de desastres naturales y ayudar a las autoridades a prevenir situaciones de riesgo.

Los eventos naturales son inevitables, pero lo que sí se puede evitar o al menos reducir, son los daños que ocasionan, estas metodologías permiten crear mapas de peligros y riesgos ante cualquier tipo de problema, para este caso sería de inestabilidad de taludes, sean naturales o artificiales, focalizando las zonas de mayor riesgo, en donde se debe prohibir la construcción de cualquier obra civil, excluyendo obras de protección.

4.1.1.- Análisis cualitativo de la estabilidad de taludes

Para determinar la estabilidad de un talud se debe de medir la susceptibilidad al movimiento. La susceptibilidad generalmente, expresa la facilidad con que un fenómeno puede ocurrir sobre la base de las condiciones locales del terreno. La probabilidad de ocurrencia de un factor detonante como una lluvia o un sismo no se considera en un análisis de susceptibilidad.

Existen dos formas de evaluar la susceptibilidad, el primer método se basa en la observación directa de la mayor cantidad de deslizamientos ocurridos en el área estudiada y se evalúa la relación entre los deslizamientos y la geomorfología del terreno. En el segundo se realiza un mapeo del mayor número de factores que se consideran que puedan afectar la ocurrencia de cualquier tipo de inestabilidad y luego se analiza la posible contribución de cada uno de los factores.

Así en la Tabla 4.1 se presenta una metodología de naturaleza cualitativa y empírica para juzgar la susceptibilidad a cualquier tipo de movimiento del terreno, y con ello el peligro de deslizamiento en una ladera (Mendoza et al., 2006); esta es una versión modificada y ampliada de los criterios y calificaciones citados por Suárez (1998).

Tabla 4.1.- Formato para la estimación del peligro de deslizamiento de taludes naturales.

FACTORES TOPOGRÁFICOS E HISTÓRICOS				
Factor	Intervalos o categorías	Atributo relativo	Observaciones	Calificación
Inclinación de los taludes	Más de 45°	2.0	Estimar el valor medio. Úsese un clinómetro.	
	35° a 45°	1.8		
	25° a 35°	1.4		
	15° a 25°	1.0		
	Menos de 15°	0.5		
Altura	Menos de 50 m	0.6	Desnivel entre la corona y el valle o fondo de la cañada. Úsese nivelaciones, planos o cartas topográficas. Niveles dudosos con GPS.	
	50 a 100 m	1.2		
	100 a 200 m	1.6		
	Más de 200 m	2.0		
Antecedentes de deslizamientos en el sitio, área o región.	No se sabe	0.3	Reseñas verosímiles de lugareños.	
	Algunos someros	0.4		
	Si, incluso con fechas	0.6		
FACTORES GEOMORFOLÓGICOS Y AMBIENTALES				
Factor	Intervalos o categorías	Atributo relativo	Observaciones	Calificación
Evidencias geomorfológicas de “huecos” en las laderas contiguas	Inexistentes	0.0	Formas de conchas o de embudo (Flujos).	
	Volúmenes moderados	0.5		
	Grandes volúmenes faltantes	1.0		
Vegetación y uso de la tierra	Zona urbana	2.0	Considérese no sólo la ladera, sino también la plataforma en la cima.	
	Cultivos anuales	1.5		
	Vegetación intensa	0.0		
	Rocas con raíces de arbustos en sus fracturas	2.0		
	Vegetación moderada	0.8		
	Área deforestada	2.0		
Régimen del agua en la ladera	Nivel freático superficial	1.0	Detectar posibles emanaciones de agua en el talud.	
	Nivel freático inexistente	0.0		
	Zanjas o depresiones donde se acumule agua en la ladera o la plataforma	1.0		

Tabla 4.1.- Continuación, Formato para la estimación del peligro de deslizamiento de taludes naturales.

Factores Geotécnicos					
Factor	Intervalos o categorías	Atributo relativo	Observaciones	Calificación	
Tipo de suelos o rocas	Suelos granulares, medianamente compactados a sueltos. Suelos que se reblandecen con la absorción de agua. Formaciones poco consolidadas.	1.5 a 2.5	Vulnerables a la erosión; o suelos de consistencia blanda.		
	Rocas metamórficas (lutitas, pizarras y esquistos) de poco a muy intemperizadas.	1.2 a 2.0			
	Suelos arcillosos consistentes o arenos limosos compactos.	0.5 a 1.0	Multiplicar por 1.3 si está agrietado.		
	Rocas sedimentarias (areniscas, conglomerados, etc.) y tobas competentes.	0.3 a 0.6	Multiplicar por 1.2 a 1.5, según el grado de meteorización.		
	Rocas ígneas sanas (granito, basalto, riolita, etc.).	0.2 a 0.4	Multiplicar por 2 a 4 según el grado de meteorización.		
	Espesor de la capa de suelo	Menos de 5 m	0.5		Revísense cortes y cañadas; o bien, recúrrase a exploración manual.
		5 a 10 m	1.0		
10 a 15 m		1.4			
15 a 20 m		1.8			
Aspectos estructurales en formaciones rocosas	Echado de la discontinuidad.	Menos de 15°	0.3	Considérese planos de contacto entre formaciones, grietas, juntas y planos de debilidad.	
		25° a 35°	0.6		
		Más de 45°	0.9		
	Ángulo entre el echado de las discontinuidades y la inclinación del talud.	Más de 10°	0.3	Ángulo diferencial positivo si el echado es mayor que la inclinación del talud.	
		0° a 10°	0.5		
		0°	0.7		
		0° a -10°	0.8		
		Menos de -10°	1.0		
	Ángulo entre el rumbo de las discontinuidades y el rumbo de la dirección del talud.	Más de 30°	0.2	Considerar la dirección de las discontinuidades más representativas.	
		10° a 20°	0.3		
Menos de 5°		0.5			
			Sumatoria		

Con la sumatoria de las calificaciones de los diferentes factores que influyen en la estabilidad del talud natural, se podrá estimar el peligro de deslizamiento del terreno que pudiese adjudicársele a un talud natural. En la Tabla 4.2 se distinguen cinco niveles de peligro, desde el muy bajo hasta el muy alto.

Tabla 4.2.- Estimación del peligro de deslizamiento del terreno.

Grado	Descripción	Suma de las calificaciones
1	Peligro muy bajo	Menos de 5
2	Peligro bajo	5 a 7
3	Peligro moderado	7 a 8.5
4	Peligro alto	8.5 a 10
5	Peligro muy alto	Más de 10

4.1.2.- Análisis cuantitativo aplicando el RHRS para caídos en taludes carreteros

El índice Rockfall Hazard Rating System, RHRS, fue desarrollado por la División de Carreteras del estado de Oregón en EE. UU. (Pierson et al., 1990), el cual permite evaluar, de una manera objetiva y cuantificada, el riesgo por desprendimientos en carreteras. Así, se trata de realizar una valoración de una serie de parámetros, asignando una serie de puntuaciones a cada factor (geometría de la vía, tráfico que circula y características geológico-ambientales del medio), obteniendo un valor absoluto de la suma de puntuaciones.

El método RHRS también establece intervalos de puntuación absoluto para priorizar zonas e inversiones en los tramos detectados, como más conflictivos y que, en definitiva, suponen un mayor riesgo (Rius y Aguiló, 2013). Esta clasificación se presenta en la Tabla 4.3.

Tabla 4.3.- Criterios de clasificación del nivel de riesgo.

Nivel de riesgo	RHRS	Recomendaciones
Bajo	< 270	No inspección
Medio – elevado	270 – 419	Inspección - mantenimiento
Muy elevado	>419	Análisis detallado/actuación urgente

El RHRS desarrollado en 1991 presenta limitaciones, una de sus principales limitaciones es la subjetividad en la evaluación de alguno de los factores como, por ejemplo, la frecuencia de roturas que se evalúan de forma cualitativa y deja a criterio de expertos si las roturas son muy, bastante o pocas frecuentes, cosa que puede dar lugar a disparidad de valoraciones. Por lo antes mencionado, Budetta (2004), añade cambios significativos, referentes a las características geológicas del macizo rocoso, en la que se toma en consideración la valoración del índice SMR de Romana (1985, 1992), cuyo valor permite objetivar la determinación del parámetro y su reproducibilidad, así como cuantificar la capacidad de la cuneta, la precipitación anual y la frecuencia de roturas (Tab. 4.4).

Tabla 4.4.- Modificación del RHRS (Budetta, 2004).

CATEGORÍA	CRITERIO DE EVALUACIÓN Y Puntuación			
	3 puntos	9 puntos	27 puntos	81 puntos
Altura talud / desmonte	7.5 m	15 m	22.5 m	> 30 m
Efectividad de la cuneta	Buena captación	Captación moderada	Cuneta limitada	Sin cuneta
Riesgo vehículo promedio	25 % tiempo	50 % tiempo	75 % tiempo	100 % tiempo
Visibilidad toma de decisiones	Adecuada	Moderada	Limitada	Muy limitada
Anchura de calzada	21.5 m	15.5 m	9.5 m	3.5 m
Slope mass rating (SMR)	80	40	27	20
Tamaño de bloque	0.3 m	0.6 m	0.9 m	1.2 m
Volumen del bloque	26 dm ³	0.21 m ³	0.73 m ³	1.74 m ³
Volumen de desprendimiento	2.3 m ³	4.6 m ³	6.9 m ³	9.2 m ³
Precipitación media anual	300 mm	600 mm	900 mm	1,200 mm
Frecuencia desprendimientos	1 c/ 10 años	3 al año	6 al año	9 al año

4.2.- CLASIFICACIÓN GEOMECÁNICA DEL MACIZO ROCOSO

Las clasificaciones geomecánicas se desarrollaron con el propósito de tener una cuantificación preliminar de las características del macizo rocoso, basado en las descripciones geológicas cualitativas. La llegada de las clasificaciones geomecánicas parece haber proporcionado la oportunidad de combinar los esfuerzos de ingenieros y geólogos para actuar como un solo equipo, que cubra las necesidades de procedimientos claros en la ingeniería básica de túneles y laderas, así como los requerimientos de información geológica cuantitativa y cuidadosamente seleccionada. Esto propició el desarrollo de muchas variantes en la clasificación para diferentes fines, tales como los túneles, la minería, la estabilidad de taludes y las cimentaciones de presas (Bieniawski, 2011).

El objetivo de las clasificaciones geomecánicas es evaluar las propiedades de un macizo rocoso, establecer su calidad cuantitativamente y poder predecir de alguna manera lo siguiente:

- I. El comportamiento del macizo rocoso frente a la excavación programada.
- II. El tipo de sostenimiento (caso de túneles).
- III. Obtener de manera aproximada (empírica) el rango de variación de propiedades geotécnicas del macizo rocoso, como son el ángulo de fricción interna y la cohesión.

4.2.1. - Rock Mass Rating (RMR) Bieniawski 1973

Esta clasificación es especialmente adecuada en la planificación del proyecto de un túnel, donde es necesaria una valoración preliminar del sostenimiento más adecuado basándose en la testificación de sondeos, en la cartografía geológica y en los estudios de sísmica de refracción. Durante la construcción su aplicación es más esencial, ya que la idoneidad de los sostenimientos se comprueba día a día (Bieniawski, 2011).

Desarrollada por Bieniawski en 1973, con actualizaciones en 1979 y 1989, constituye un sistema de clasificación de macizos rocosos que permite a su vez relacionar índices de calidad con parámetros geotécnicos del macizo rocoso y de excavación y sostenimiento en túneles. Esta clasificación tiene en cuenta los siguientes parámetros geomecánicos (González de Vallejo et al., 2002):

- Resistencia uniaxial de la matriz rocosa.
- Grado de fracturación en términos del RQD.
- Espaciado de las discontinuidades.
- Condiciones de las discontinuidades.
- Condiciones hidrogeológicas.
- Orientación de las discontinuidades con respecto a la excavación.

La incidencia de estos parámetros en el comportamiento geomecánico de un macizo rocoso se expresa por medio del índice de calidad Rock Mass Rating (RMR) que varía de 0 a 100. Para aplicar la clasificación RMR se divide el macizo rocoso en zonas o tramos que presenten características geológicas más o menos uniformes de acuerdo

con las observaciones hechas en campo, en las que se lleva a cabo la toma de datos y medidas referentes a las propiedades y características de la matriz rocosa y de las discontinuidades (González de Vallejo et al., 2002). Para calcular el índice RMR se sigue el procedimiento señalado en la Tabla 4.5.

Tabla 4.5.- Clasificación geomecánica RMR (Bieniawski, 1989).

1	Resistencia de la matriz rocosa (MPa)	Ensayo de carga puntual	>10	10 - 4	4 - 2	2 - 1	Compresión simple (MPa)			
		Compresión simple	>250	250 - 100	100 - 50	50 - 25	25-5	5-1	<1	
Puntuación			15	12	7	4	2	1	0	
2	RQD		90%-100%	75%-90%	50%-75%	25%-50%	<25%			
	Puntuación			20	17	13	6	3		
3	Separación entre diaclasas		> 2 m	0.6 – 2 m	0.2 – 0.6 m	0.06 – 0.2 m	< 0.06 m			
	Puntuación			20	15	10	8	5		
4	Estado de las discontinuidades	Longitud de la discontinuidad	< 1 m	1 – 3 m	3 -10 m	10 -20 m	> 20 m			
		Puntuación		6	4	2	1	0		
		Abertura	Nada	< 0.1 mm	0.1 -1.0 mm	1 – 5 mm	> 5 mm			
		Puntuación		6	5	3	1	0		
		Rugosidad	Muy rugosa	Rugosa	Ligeramente rugosa	Ondulada	Suave			
		Puntuación		6	5	3	1	0		
		Relleno	Ninguno	Relleno duro < 5 mm	Relleno duro > 5 mm	Relleno blando < 5mm	Relleno blando			
		Puntuación		6	4	2	2	0		
		Alteración	Inalterada	Ligeramente alterada	Moderadamente alterada	Muy alterada	Descompuesta			
		Puntuación		6	5	3	1	0		
5	Agua freática	Caudal por 10 m de túnel	Nulo	< 10 lts/min	10-25 lts/min	25-125 lts/min	> 125 lts/min			
		Relación: Presión de agua/Esfuerzo principal mayor	0	0-0.1	0.1-0.2	0.2-0.5	> 0.5			
		Estado general	Seco	Ligeramente húmedo	Húmedo	Goteando	Agua fluyendo			
		Puntuación		15	10	7	4	0		
Corrección por la orientación de las discontinuidades										
Dirección y buzamiento			Muy favorables	Favorables	Medias	Desfavorables	Muy desfavorables			
Puntuación	Túneles		0	-2	-5	-10	-12			
	Cimentaciones		0	-2	-7	-15	-25			
	Taludes		0	-5	-25	-50	-60			

Tabla 4.5.- Continuación. Clasificación geomecánica RMR (Bieniawski, 1989).

Clasificación						
Clase	I	II	III	IV	V	
Calidad	Muy buena	Buena	Media	Mala	Muy mala	
Puntuación	100 - 81	80 - 61	60 - 41	40 - 21	< 20	
Características geotécnicas						
Clase	I	II	III	IV	V	
Tiempo de mantenimiento y longitud	10 años con 15 m de vano	6 meses con 8 m de vano	1 semana con 5 m de vano	10 horas con 2.5 m de vano	30 min. con 1 m de vano	
Cohesión	> 4 Kp/cm ²	3-4 Kp/cm ²	2-3 Kp/cm ²	1-2 Kp/cm ²	< 1 Kp/cm ²	
Ángulo de rozamiento	> 45°	35° - 45°	25° - 35°	15° - 25°	< 15°	
Orientación de las discontinuidades en el túnel						
Dirección perpendicular al eje del túnel				Dirección paralela al eje del túnel		Buzamiento 0°-20° Cualquier dirección
Excavación con buzamiento		Excavación contra buzamiento				
Buz. 45-90	Buz. 20-45	Buz. 45-90	Buz. 20-45	Buz. 45-90	Buz. 20-45	
Muy Favorable	Favorable	Media	Desfavorable	Muy desfavorable	Media	Desfavorable

Una vez obtenidas las puntuaciones que resultan de aplicar los cinco parámetros de clasificación, se efectúa la corrección por orientación de discontinuidades y se obtiene un valor numérico con el que se clasifica finalmente el macizo rocoso. Esta clasificación distingue cinco clases, cuyo significado geotécnico se expresa en la Tabla 4.6; a cada clase de macizo se le asigna una calidad y unas características geotécnicas.

Tabla 4.6.- Calidad del macizo rocoso en relación al índice RMR.

Clase	Calidad	Valoración RMR	Cohesión	Ángulo de rozamiento
I	Muy buena	100 – 81	> 4 kg/cm ²	> 45°
II	Buena	80 – 61	3 - 4 kg/cm ²	35° - 45°
III	Media	60 – 41	2 - 3kg/cm ²	25° - 35°
IV	Mala	40 – 21	1 - 2kg/cm ²	15° - 25°
V	Muy mala	< 20	< 1 kg/cm ²	< 15°

4.2.2. - Slope Mass Rating (SMR) Romana 1985

La clasificación geomecánica Slope Mass Rating (SMR) propuesta por Romana (1985), para taludes en roca se obtiene del índice RMR básico y sumando un "factor de ajuste", que es función de la orientación de las juntas (producto de tres subfactores) y un "factor de excavación" que depende del método utilizado (Fórmula 4.1):

$$SMR = RMR + (F1 \times F2 \times F3) + F4 \quad 4.1$$

El factor de ajuste de las juntas es producto de tres subfactores (Tab. 4.7).

Tabla 4.7.- Factor de ajuste para las juntas (Romana, 1985).

Caso		Muy favorable	Favorable	Normal	Desfavorable	Muy desfavorable
P	$\alpha_j - \alpha_s$	$> 30^\circ$	$30^\circ - 20^\circ$	$20^\circ - 10^\circ$	$10^\circ - 5^\circ$	$< 5^\circ$
T	$\alpha_j - \alpha_s - 180^\circ$					
P/T	F1	0.15	0.40	0.70	0.85	1.0
P	β_j	$< 20^\circ$	$20^\circ - 30^\circ$	$30^\circ - 35^\circ$	$35^\circ - 45^\circ$	$> 45^\circ$
	F2	0.15	0.40	0.70	0.85	1.0
T	F2	1	1	1	1	1
P	$\beta_j - \beta_s$	$> 10^\circ$	$10^\circ - 0^\circ$	0°	$0 (-10^\circ)$	$< -10^\circ$
T	$\beta_j + \beta_s$	$< 110^\circ$	$110^\circ - 120^\circ$	$> 120^\circ$		
P/T	F3	0	-6	-25	-50	-60

P Rotura plana **α_s** Dirección de buzamiento del talud **α_j** Dirección de buzamiento de las juntas

T Rotura por vuelco **β_s** Buzamiento del talud **β_j** Buzamiento de las juntas

- **F1** depende del paralelismo entre el rumbo de las juntas y de la cara del talud. Varía entre 1.0 (cuando ambos rumbos son paralelos) y 0.15 (cuando el ángulo entre ambos rumbos es mayor de 30° y la probabilidad de rotura es muy baja). Estos valores, establecidos empíricamente, se ajustan aproximadamente a la fórmula 4.2:

$$F1 = [(1 - \text{sen}(\alpha_j - \alpha_s))]^2 \quad 4.2$$

siendo **α_j** y **α_s** los valores del buzamiento de la junta (**α_j**) y del talud (**α_s**).

- **F2** depende del buzamiento de la junta en la rotura plana. En cierto sentido es una medida de la probabilidad de la resistencia al esfuerzo cortante de la junta. Varía entre 1.0 (para juntas con buzamiento superior a 45°) y 0.15 (para juntas

con buzamiento inferior a 20°). Fue establecido empíricamente pero puede ajustarse aproximadamente según la fórmula 4.3:

$$F2 = tg^2 * \beta_j \quad 4.3$$

donde β_j es el buzamiento de la junta. F2 vale 1.0 para las roturas por vuelco.

- **F3** refleja la relación entre los buzamientos de la junta y el talud. Se han mantenido los valores propuestos por BIENIAWSKI en 1976 que son siempre negativos.
- **F4** es un factor de ajuste por el método de excavación empleado (Tab. 4.8).

Tabla 4.8.- Factor de ajuste según el método de excavación (Romana, 1985).

Método	Talud natural	Precorte	Voladura suave	Voladura o mecánico	Voladura deficiente
F4	+15	+10	+8	0	-8

Según sea el valor del índice SMR se obtienen 5 clases de estabilidad definidas en la Tabla 4.9. Por otro lado, los mecanismos de estabilización que se aplican a los taludes se agrupan en 6 diferentes clases, como se muestran a continuación (González de Vallejo et al., 2002):

- $SMR > 65$: sin mecanismos de estabilización.
- $70 > SMR > 45$: protección (zanjas de pie, vallas de pie o de talud; redes sobre la superficie del talud).
- $75 > SMR > 30$: refuerzo (bulones; anclajes).
- $60 > SMR > 20$: hormigón (hormigón de relleno, contrafuertes y/o vigas. Muros de pie).
- $40 > SMR > 10$: drenaje (superficial; profundo).
- $30 > SMR > 10$: Reexcavación (tendido, muros de contención).

Tabla 4.9.-Clases de estabilidad según el SMR (Romana, 1985).

Clase No.	V	IV	III	II	I
SMR	0-20	21-40	41-60	61-80	81-100
Descripción	Muy mala	Mala	Normal	Buena	Muy buena
Estabilidad	Totalmente inestable	Inestable	Parcialmente estable	Estable	Totalmente estable
Roturas	Grandes roturas por planos continuos o por la masa	Juntas o grandes cuñas	Algunas juntas o muchas cuñas	Algunos bloques	Ninguna
Tratamiento	Reexcavación	Corrección	Sistemático	Ocasional	Ninguno

4.3.- MÉTODOS DE ESTABILIZACIÓN

El objetivo principal de un estudio de estabilidad de taludes, es diseñar medidas de prevención, control, remediación y/o estabilización para reducir los niveles de amenaza y riesgo. Se han desarrollado gran cantidad de técnicas probadas para el manejo de los taludes inestables o los deslizamientos (Fig. 4.1). Generalmente, los beneficios más significativos desde el punto de vista de reducción de amenazas y riesgos, se obtienen con las medidas de prevención (Suárez, 1998).

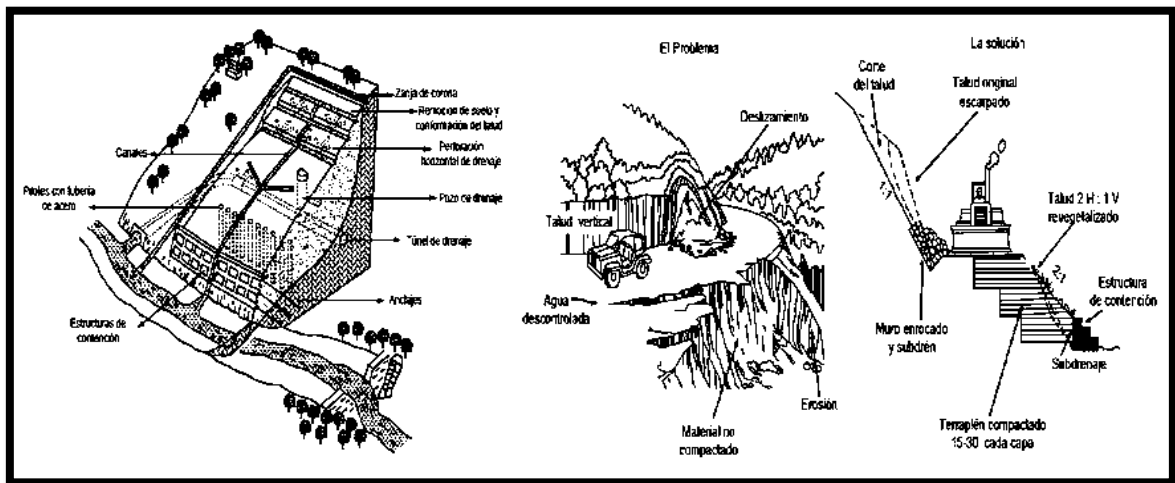


Figura 4.1.- Algunas técnicas de remediación y soluciones de estabilidad de taludes (Suárez, 1998).

Abramson et al., (1995) menciona que los métodos de estabilización de taludes en general, reducen las fuerzas actuantes, aumentan las fuerzas de resistencia, o ambos. Las fuerzas actuantes pueden reducirse mediante la excavación de material de la parte apropiada de la inestabilidad del terreno y el drenaje de agua para reducir las presiones hidrostáticas que actúan en la zona inestable. Las fuerzas de resistencia se pueden aumentar implementando las siguientes acciones:

- Drenaje que aumenta la resistencia al corte del terreno.
- Eliminación de los estratos débiles u otras zonas potenciales de falla.
- Construcción de estructuras de contención u otros soportes.
- Provisión de refuerzo in situ del terreno.
- El tratamiento químico (mejoramiento de suelos) para aumentar la resistencia al corte del terreno.

4.3.1.- Descarga

La descarga es una técnica para reducir las fuerzas actuantes dentro de una masa de deslizamiento. El tipo más común de descarga es la excavación de la cabeza de un deslizamiento. En el caso en el que la construcción de un muro de contención convencional puede inducir a la inestabilidad del talud, materiales de relleno ligeros se pueden utilizar para disminuir las fuerzas desequilibrantes causadas por el terraplén (Abramson et al., 1995).

4.3.1.1.- Excavación

La excavación es un método común para aumentar la estabilidad de un talud mediante la reducción de las fuerzas actuantes que contribuyen a los movimientos. Las actividades que se pueden realizar son:

- Remover el material de la parte superior del talud (Fig. 4.2a).
- Construcción de bermas (Fig. 4.2b).
- Eliminar todos los materiales inestables o potencialmente inestables.
- Reducción de la pendiente del talud (Fig. 4.2c).

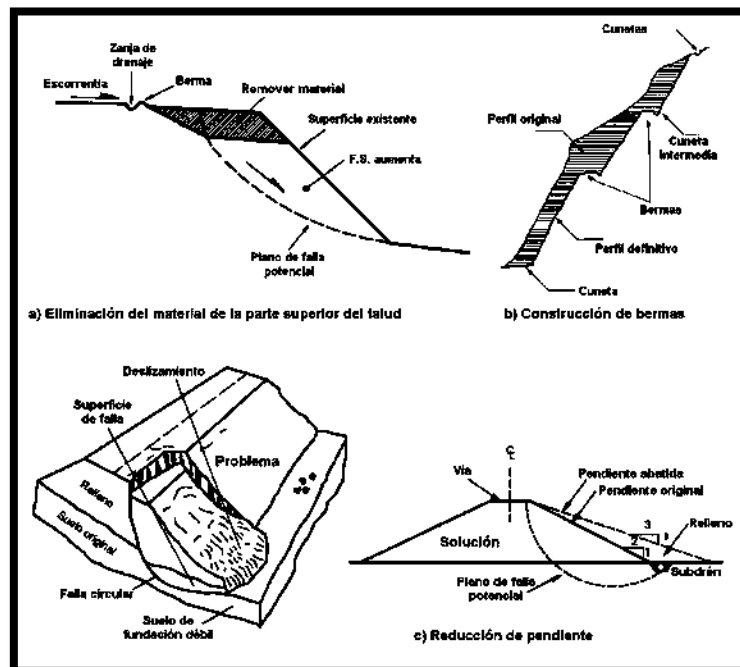


Figura 4.2.- Métodos de estabilización por excavación.

4.3.1.2.- Relleno con material ligero

En la construcción de terraplenes, el relleno con material ligero puede reducir la fuerza actuante del talud y por lo tanto aumentar la estabilidad. Los materiales ligeros, tales como escoria, cenizas, caucho de neumático triturado, espuma de poliestireno, y conchas marinas, se han utilizado con éxito (Fig. 4.3). La selección del tipo de material ligero depende de su costo y la disponibilidad en áreas locales (Abramson et al., 1995).

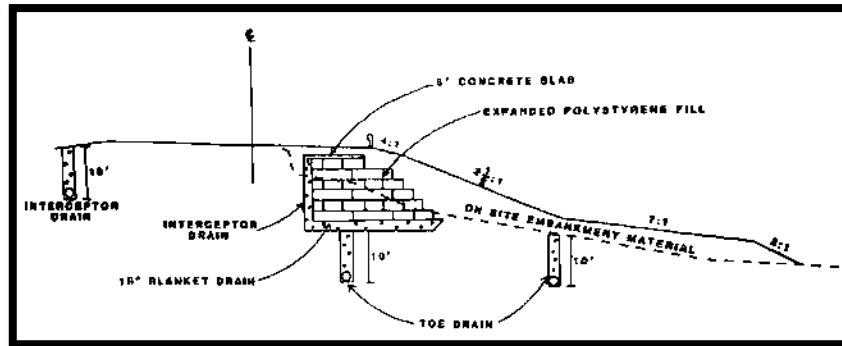


Figura 4.3.- Terraplén con relleno de poliestireno para disminuir peso (Abramson et al., 1995).

4.3.2.- Contrafuertes

Es una técnica utilizada para contrarrestar las fuerzas actuantes en un talud, colocando un peso considerable en la parte baja del talud o del deslizamiento para darle fuerza. Los contrafuertes consisten en la construcción de:

- Rellenos de suelo y roca.
- Llaves de corte.
- Rellenos mecánicamente estabilizados.
- Muros de llantas.
- Muros gaviones.

4.3.2.1.- Relleno de suelo y roca

El relleno de suelo y roca es una técnica que se utiliza para proporcionar suficiente peso muerto cerca de la punta de un talud inestable para evitar el movimiento. Al colocarse la carga adicional al pie del movimiento, se generan fuerzas de fricción y un momento resistente en dirección contraria al fenómeno, aumentando el factor de seguridad (FS). Para asegurar que funcione a largo plazo, se debe realizar una adecuada cimentación. Cuando los recursos están disponibles y se pueden encontrar a

nivel local, este método es la forma más práctica para detener el movimiento de un talud inestable (Fig. 4.4).

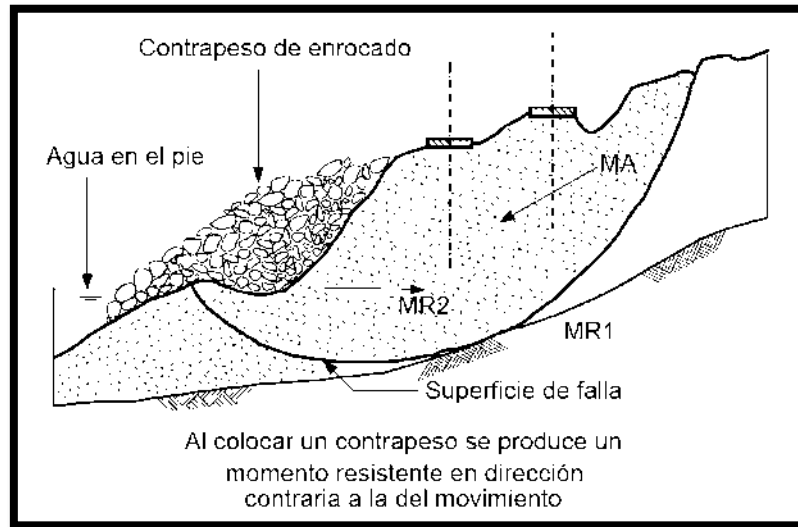


Figura 4.4.- Contrapeso para la estabilización de un deslizamiento activo (Suárez, 1998).

4.3.2.2.- Llaves de cortante

Esta técnica se utiliza a veces para proporcionar resistencia al deslizamiento conjuntamente con un relleno de roca y suelo o rellenos mecánicamente estabilizados. El propósito principal de una llave de cortante es forzar a que el círculo crítico de falla se forme a mayor profundidad, de preferencia en un estrato más resistente (suelo duro o manto rocoso). Este método se hace muy práctico, si el estrato resistente está a sólo unos metros por debajo de los suelos blandos.

La construcción de una llave de cortante requiere la excavación de una zanja atravesando la superficie de falla en todo el ancho del pie del talud, la zanja se rellena de material de alta resistencia. Su funcionamiento se basa en el aprovechamiento de la alta resistencia del relleno, en comparación con la del suelo natural, a la vez que la zanja puede funcionar como un subdrén (Fig. 4.5). Al momento de construir, se debe tener cuidado de no socavar aún más el pie del talud. Esto se puede hacer con el diseño de un sistema de apuntalamiento en la zanja y excavando sólo pequeñas secciones a la vez. El material de relleno utilizado para las zanjas es de preferencia roca angulosa y dura, y normalmente se utiliza geotextil para evitar la erosión interna y la migración de finos.

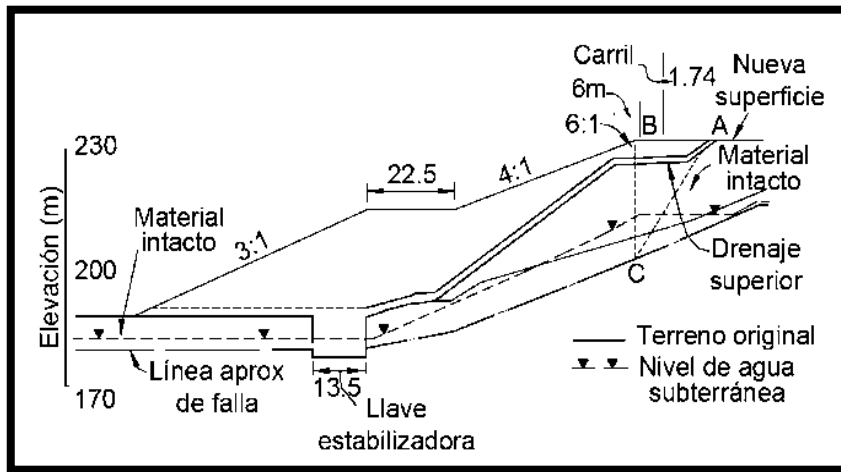


Figura 4.5.- Efecto de la estabilización de una clave de cortante (Schuster & Krizek, 1978).

4.3.2.3.- Terraplén mecánicamente estabilizado

El diseño de terraplenes mecánicamente estabilizados (MSE, por sus siglas en inglés) implica el uso de suelo de relleno y tiras metálicas delgadas, placas de concreto, malla metálica o malla geosintética de refuerzo para formar una masa de gravedad capaz de soportar grandes cargas o restricción impuesta (Fig. 4.6). La cara del talud puede ser vertical o inclinada, y el material de relleno queda confinado detrás de las tiras de metal, placas de concreto, concreto lanzado. La malla metálica o el geosintético a veces se envuelven alrededor del suelo en la cara del talud entre las capas de refuerzo.

Esta técnica debe ser diseñada de tal manera que tenga estabilidad interna y externa. La estabilidad interna requiere que la estructura del suelo reforzado sea coherente y auto-estable bajo la acción de su propio peso y las fuerzas aplicadas externamente. El refuerzo debe tener un tamaño y espaciado entre sí, de tal forma que no permita la falla a tensión bajo los esfuerzos que serán aplicados, y no se salga de la masa del suelo. Para la estabilidad externa, debe cumplir con los mismos criterios de diseño que un muro de contención convencional. Es decir, debe resistir las fuerzas que puedan causar falla por volteo, deslizamiento en o por debajo de la base, y la inestabilidad global. Se han desarrollado diferentes enfoques de diseño; algunos se basan en el análisis de las condiciones de falla, mientras que otros utilizan un enfoque de esfuerzos de trabajo.

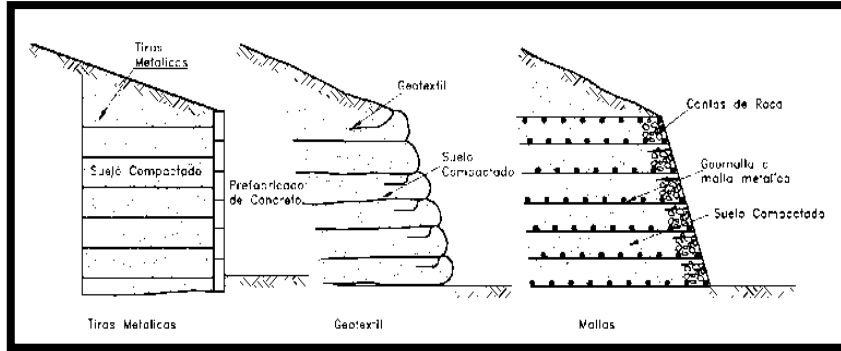


Figura 4.6.- MSE usados para estabilizar un talud (Suárez, 1998).

4.3.2.4.- Muros con llantas usadas

Los muros en llantas usadas conocidos como PneuSol o Tiresoil consisten en rellenos de suelo con llantas de caucho usadas y embebidas en el material (Fig. 4.7). Las llantas son unidas entre sí por sogas de refuerzo. Generalmente, se utilizan sogas de polipropileno y se conoce de la utilización de elementos metálicos (Abramson et al., 1995).

Generalmente, el análisis interno de los muros con llantas es el de un muro armado. Tanto los elementos de anclaje como los de retención superficial del suelo son construidos con llantas. Varias de las llantas en la superficie del talud son conectadas por medio de sogas de acuerdo a una determinada distribución. Como las llantas en la superficie están conectadas a las llantas de anclaje, se genera una fuerza de acción en la soga que las conecta. Si este refuerzo es lo suficientemente fuerte para no fallar a tensión y la resistencia de la extracción de la llanta es mayor que la fuerza de fricción, entonces la estructura permanecerá estable (Suárez, 1998).

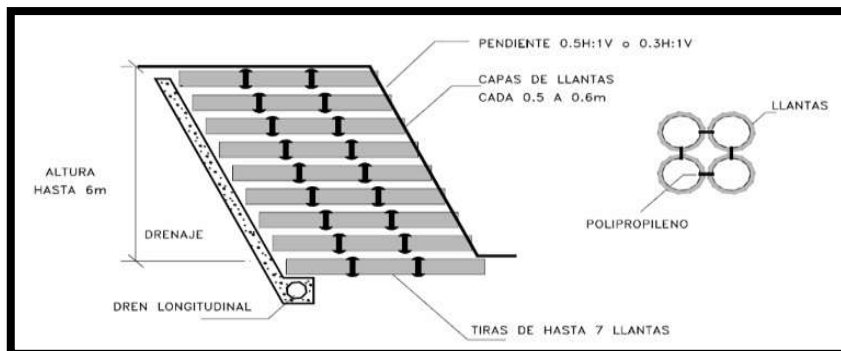


Figura 4.7.- Esquema de un muro de llantas usadas (Hausmann, 1992).

4.3.2.5.- Muros gaviones

Los gaviones son cajones de malla de alambre galvanizado que se rellenan de cantos de roca (Fig. 4.8). Algunas de las ventajas de un muro en gaviones son las siguientes:

- Simple de construir, mantener, demoler o reparar y se utilizan las rocas disponibles en el sitio.
- Se puede construir sobre cimientos débiles.
- Su estructura es flexible y puede tolerar deformaciones diferenciales mayores que otro tipo de muros. Fácil alivio de presiones de agua y soportan movimientos sin pérdida de eficiencia.

Se emplean tres tipos de mallas diferentes, hexagonales o de triple torsión, electrosoldada y elaborada simple. El principal problema consiste en que las mallas pueden presentar corrosión en suelos ácidos (de PH menor a 6). Existe una gran cantidad de tamaños de malla disponible para formar las cajas. Generalmente, se utilizan cajas de 2m. x 1m. x 1m. La forma básica es trapezoidal.

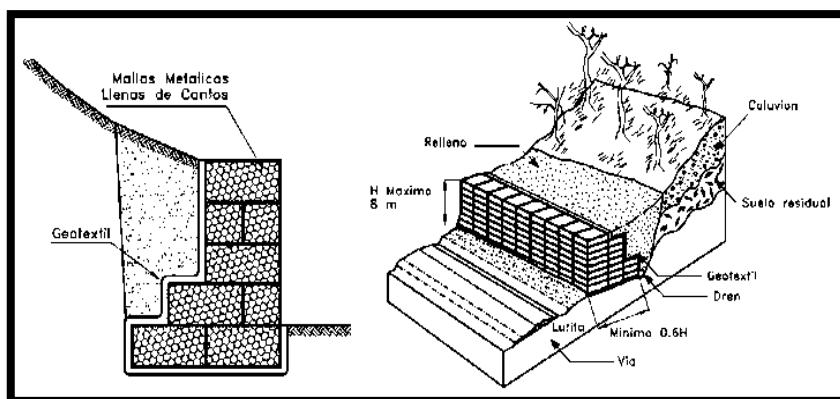


Figura 4.8.- Esquemas de muros gaviones para estabilizar un talud (Suárez, 1998).

4.3.3.- Drenaje

Los métodos de estabilización de deslizamientos que contemplen el control del agua, tanto superficial como subterránea son muy efectivos y son generalmente, más económicos que la construcción de grandes obras de contención, en cuanto tienden a desactivar la presión de poro, considerada como el principal elemento desestabilizante de los taludes. El drenaje reduce el peso de la masa y al mismo tiempo aumenta la resistencia del talud al disminuir la presión de poro (Suárez, 1998).

El drenaje puede ser superficial o profundo. El objetivo principal es el de disminuir la presión de poro, eliminar las fuerzas hidrostáticas desestabilizantes y en esa forma aumentar la resistencia al corte. El factor de seguridad (FS) de cualquier superficie de falla que pasa por debajo del nivel de agua puede ser mejorado por medio de un subdrenaje (Abramson et al., 1995). Los sistemas más comunes para el control del agua son:

- I. Zanjas de coronación o canales colectores
- II. Cortinas subterráneas.
- III. Drenes interceptores.
- IV. Subdrenes horizontales o de penetración.
- V. Galerías de drenaje.
- VI. Drenes verticales.
- VII. Trincheras estabilizadoras.
- VIII. Pantallas de drenaje.
- IX. Pozos de drenaje.

Las condiciones hidrogeológicas y climáticas rigen la efectividad de los sistemas de drenaje. En el caso del subdrenaje es muy importante el monitoreo después de su construcción, ya que es muy susceptible al deterioro por taponamiento o desgaste. El monitoreo se realiza mediante la instalación de piezómetros antes de construir el sistema, que permite observar el efecto del subdrenaje y a largo plazo dar información sobre la eficiencia.

El volumen de agua recolectada no es necesariamente un indicativo de su efecto, debido a que en suelos poco permeables, se puede obtener una reducción muy importante en las presiones de poro y por lo tanto un aumento en el factor de seguridad, con muy poco flujo de agua hacia el sistema de subdrenaje. En masas de roca el flujo de agua generalmente, está determinado por las juntas y por lo tanto, cualquier sistema de drenaje debe estar destinado a interceptarlas (Suárez, 1998).

4.3.3.1.- Drenaje superficial

El objetivo principal del drenaje superficial es reducir la infiltración de la escorrentía, evitando a la vez la erosión. Este sistema debe captar la escorrentía tanto de la cuenca hidrológica de la parte superior del talud, como la propia y llevar el agua a un sitio seguro y lejos del movimiento del talud.

Caudal o gasto de escorrentía (litros/seg)

La escorrentía recogida depende de varios factores, algunos de estos son: intensidad de lluvia, área de drenaje, pendiente y longitud de los taludes a drenarse, entre otros. Para el diseño del gasto (litros/seg) de la cuenca, generalmente se recomienda para obras de drenaje la utilización del método racional, debido a que los gastos calculados por la fórmula (Fórmula 4.4) tienen intrínsecamente un factor de seguridad mayor que otros métodos.

$$Q = \frac{K i A}{3600} \quad 4.4$$

Donde:

- Q = Caudal recolectado (litros/seg).
- i = Intensidad de lluvia de diseño (mm/hora, la cual depende del tiempo de concentración).
- A = Área a drenar (m²).
- K = Coeficiente de escorrentía.

Suárez (1998), menciona que para taludes, la Geotechnical Engineering Office (1984), recomienda utilizar un K = 1.0, el cual representa una sobreestimación de la escorrentía pero es muy efectiva para tener en cuenta los procesos de sedimentación de los sistemas, especialmente por la presencia de bloques o cantos.

Canales o zanjas de corona (cunetas)

Las zanjas en la corona o parte alta de un talud son utilizadas para interceptar y conducir adecuadamente la escorrentía, evitando su paso por el talud. Estas no deben construirse cerca del borde superior del talud, para evitar que se conviertan en el comienzo y guía de un deslizamiento, en cortes carreteros recientes, esto puede producir la falla de la corona del talud o escarpe, así como generar una nueva superficie de falla en un deslizamiento antiguo (Fig. 4.9).

Las zanjas en la corona deben contar con suficiente pendiente para garantizar un rápido drenaje y se recomienda que sean totalmente impermeabilizadas. Estas requieren de una visita de supervisión previa a la temporada de lluvias o después de un

sismo, para verificar si se presentan fisuras o grietas en el impermeabilizante y por ende darle el adecuado mantenimiento.

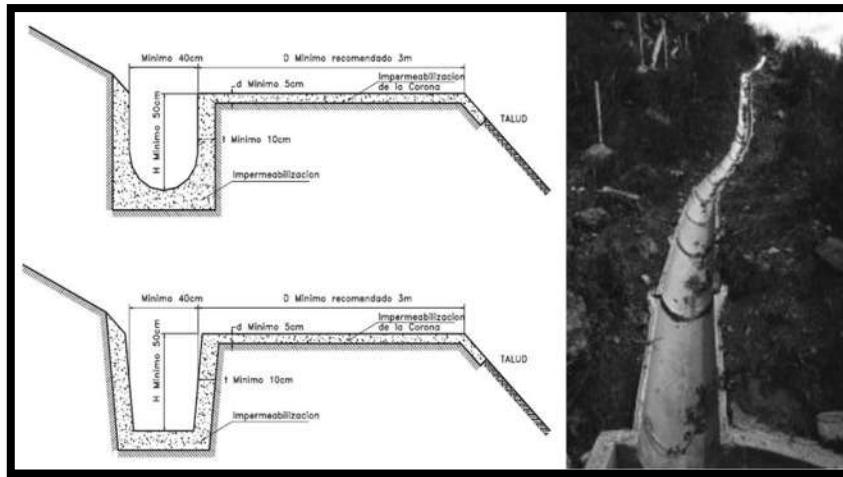


Figura 4.9.- Detalle de zanjas de coronación para el control de escorrentía en un talud (Suárez, 1998).

Canales colectores en espina de pescado

Se acostumbra construir canales colectores en espina de pescado para disminuir la infiltración de agua en las áreas arriba de la zanja de coronación del talud, los cuales conducen las aguas recolectadas, por la vía más directa hacia afuera de las áreas vulnerables del talud, entregándolas generalmente a canales en gradería (Fig. 4.10). Y al igual que las zanjas de coronación, deben de impermeabilizarse adecuadamente.

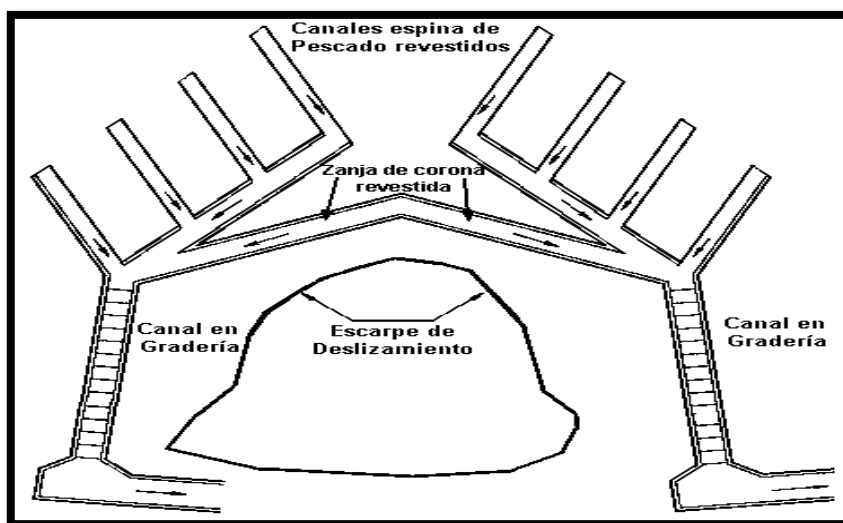


Figura 4.10.- Esquema en planta de canales colectores espina de pescado (Suárez, 1998).

Canales interceptores a mitad de talud

Este tipo de sistema está recomendado para suelos susceptibles a la erosión. Se recomienda construir canales interceptores en todas y cada una de las bermas intermedias del talud (Fig. 4.11). Estos canales deben revestirse apropiadamente conduciendo las aguas a graderías de disipación de energía. Así mismo, deben tener una pendiente tal que impida la sedimentación de materiales. Las bermas deben ser lo suficientemente anchas para que exista un sobre ancho de protección para los canales, en el caso de producirse derrumbes de las coronas de los taludes resultantes.

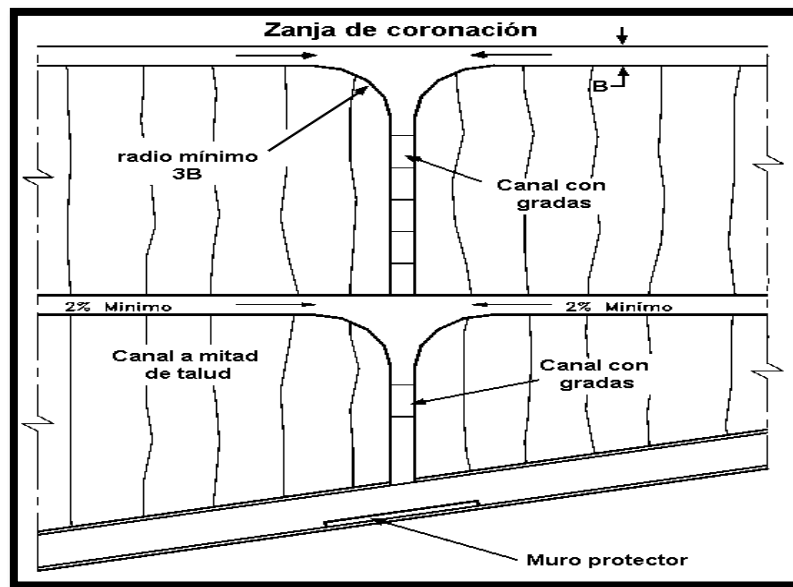


Figura 4.11.- Esquema de entrega de canales interceptores a mitad de talud (Suárez, 1998).

4.3.3.2.- Drenaje subterráneo

El drenaje subterráneo tiene por objeto disminuir las presiones de poro o impedir que estas aumenten. La cantidad de agua recolectada por un sistema de subdrenaje depende de la permeabilidad de los suelos o rocas y de los gradientes hidráulicos. Cuando se instala un dren, generalmente el nivel piezométrico disminuye al igual que el gradiente hidráulico, lo cual disminuye el caudal inicial recolectado por los drenes (Abramson et al., 1995). Estos métodos son más rentables si se incluyen en el diseño y construcción inicial de la obra, que implementarlos como medidas correctivas durante o después de la construcción.

Drenes horizontales o de penetración

Un dren horizontal o subdren de penetración consiste en una tubería perforada colocada a través de una masa de suelo, mediante una perforación profunda subhorizontal o ligeramente inclinada, con la cual se busca abatir el nivel freático hasta un nivel que incremente la estabilidad del talud (Fig. 4.12). La principal ventaja es que son rápidos y simples de instalar y se puede obtener un aumento importante del FS del talud en muy poco tiempo. Las perforaciones se realizan a inclinaciones de 5% hasta 20% de pendiente de inicio, pero a medida que avanza la perforación el peso de la tubería hace que esta se deflecte y poco a poco va disminuyendo esta pendiente. Un dren de 60 metros de longitud puede quedar hasta dos metros por debajo del nivel de dren propuesto (Suárez, 1998).

La perforación cuenta con un diámetro de aproximadamente 3 a 4 pulgadas, donde albergará tubería perforada con agujeros circulares o ranuras en sentido transversal. Los tubos utilizados son metálicos, de polietileno o PVC con diámetros de 2" a 3" comúnmente. Los orificios de la tubería se hacen generalmente, en diámetros de 5 a 1.5 milímetros con una densidad de 15 a 30 agujeros por metro de tubería.

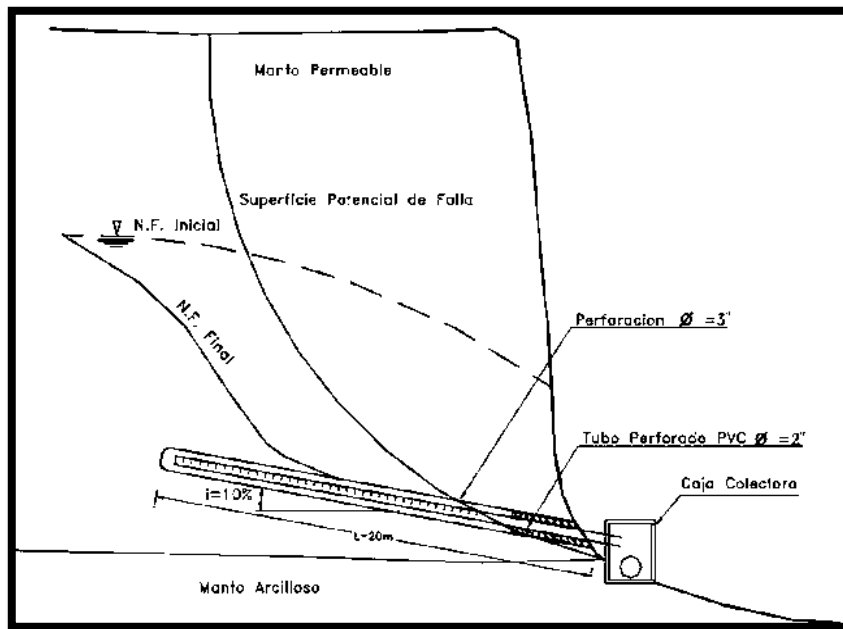


Figura 4.12.- Esquema general de colocación de un subdrén de penetración (Suárez, 1998).

Colchones de drenaje

Los colchones de drenaje son capas de material drenante que se utilizan cuando se tiene una capa delgada (menor a 3 metros) de material de mala calidad saturada, a una profundidad no mayor de 4.5 metros de un terraplén propuesto, y por debajo de esta se encuentra un estrato de material de mejor calidad (Fig. 4.13). El fondo de la excavación debe estar cubierta con una capa de material grueso permeable de 15 a 60 centímetros de espesor envuelto por dos mantos de geotextiles con un tubo perforado incrustado en él para capturar el flujo. Para evitar el taponeo de los agujeros por la vegetación, el metro y medio del extremo de salida del tubo no debe ser perforado (Abramson et al., 1995).

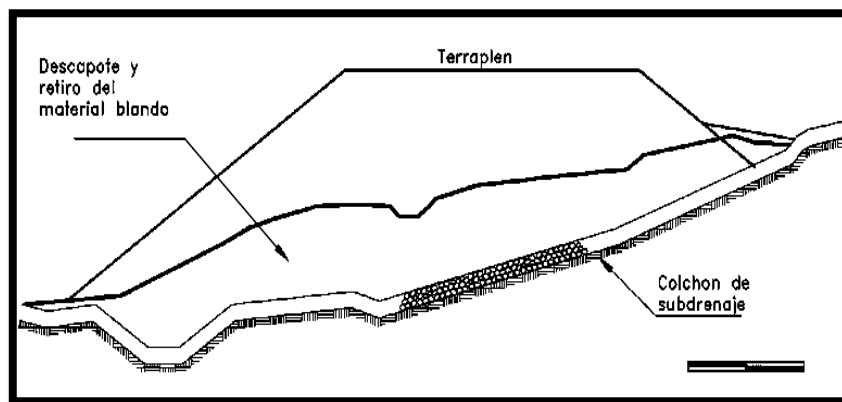


Figura 4.13.- Diagrama de un colchón de drenaje colocado debajo de un terraplén (Suárez, 1998).

Trincheras estabilizadoras

Las trincheras estabilizadoras son zanjas profundas y anchas construidas generalmente, con maquinaria pesada de movimiento de tierras que en su fondo y/o paredes laterales lleva un colchón de filtro, un dren interceptor o un sistema de drenes tipo espina de pescado. La zanja posteriormente se rellena con enrocado o con material común de acuerdo a las necesidades específicas del caso. Generalmente, la trinchera se excava a profundidades superiores a las de la superficie de falla (Fig. 4.14). Este tipo de subdrenes en ocasiones, no ha tenido éxito porque al excavar se activan deslizamientos de tierra de gran magnitud. El sistema de trinchera trabaja como un dren interceptor profundo y en su diseño deben tenerse en cuenta los requisitos de este tipo de drenes (Suárez, 1998).

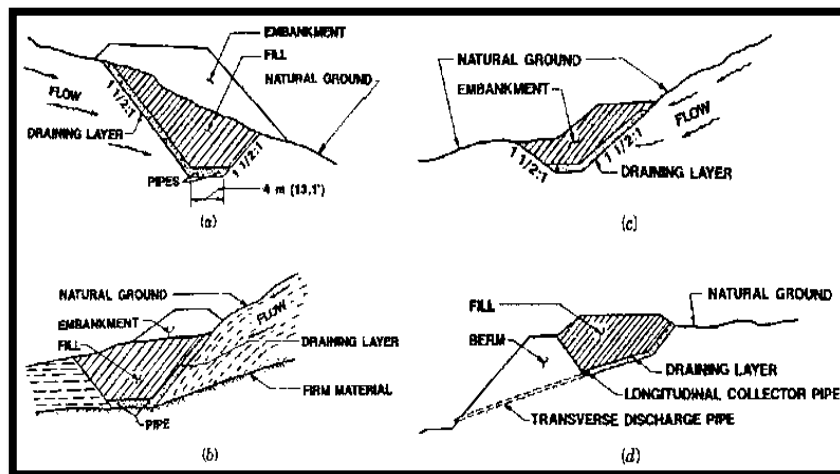


Figura 4.14.- Diferentes tipos de trincheras estabilizadoras: a) Trinchera debajo de un terraplén. b) Trinchera para descender a un estrato firme, proporcionando tanto el drenaje y el apoyo. c) Trinchera dentro del terraplén. d) Trinchera con berma lateral, que muestra un tubo de descarga transversal (Rodríguez et al., 1988).

Pantallas de drenaje

Las pantallas de drenaje son estructuras que se colocan sobre la superficie del talud para impedir la erosión que ocasiona la exfiltración de agua subterránea (Fig. 4.15). Su apariencia es muy similar a un muro de contención, estas estructuras constan de tres elementos básicos:

- I. **Filtro sobre la superficie del talud.-** Este filtro puede ser material granular o geotextil con material grueso, el cual se coloca cubriendo toda el área de exfiltraciones. Este filtro debe cumplir las especificaciones indicadas para filtros en subdrenes de zanja.
- II. **Estructura de contención o retención.-** Esta estructura tiene por objeto mantener en su sitio el filtro y ayudar a la contención de la masa de suelo sobre la cual actúa el gradiente hidráulico, al aflorar el agua. La estructura de contención puede ser un muro en gaviones, enrocado, muro criba, etc.
- III. **Subdren colector.-** Este subdren se coloca en el pie del talud para recoger el agua captada por la pantalla y conducirla a un sitio seguro.

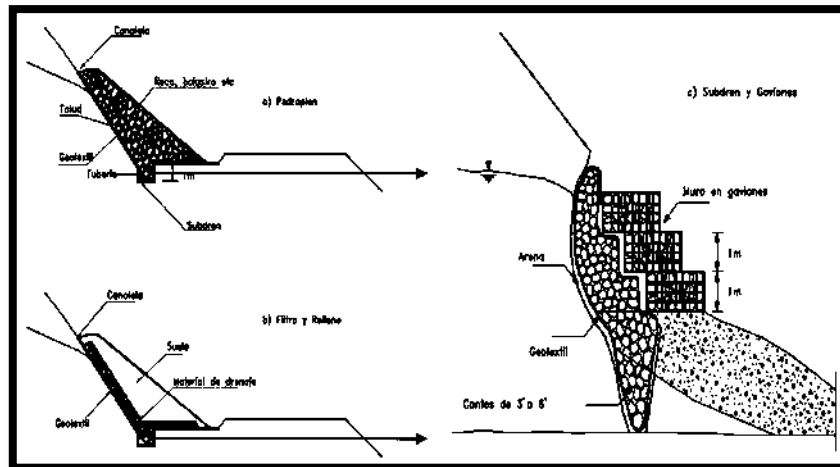


Figura 4.15.- Subdrenes de pantalla: a) Pedraplen; b) Filtro y relleno; c) subdrén y gaviones (Suárez, 1998).

Galerías de drenaje

Un túnel de drenaje, también llamado galería de drenaje, se considera cuando el talud es tan grande y requiere de un número sustancial de drenes horizontales, cuando el agua subterránea está a una profundidad tal que es imposible de alcanzar por métodos de excavación abierta o cuando la topografía hace que los drenes horizontales sean poco prácticos (Abramson et al., 1995). Los túneles son eficaces para corregir zonas inestables de grandes proporciones, pero tienen relativamente altos costos de construcción (Fig. 4.16).

Valore (1996) citado por Suárez (1998) menciona que el uso de galerías de drenaje para mejorar las condiciones de estabilidad de taludes, para el caso de presiones muy altas de poros es común para la estabilización de grandes deslizamientos.

Las galerías de drenaje deben tener una sección adecuada para facilitar su construcción y se colocan generalmente, por debajo de la posible zona de falla y en la parte inferior del acuífero que se desea controlar. Para fijar su ubicación se requiere un estudio geotécnico detallado. Cuando la permeabilidad de los materiales en sentido vertical, es mayor debido a la orientación de las discontinuidades, el agua fluye fácilmente hacia la galería pero cuando la orientación de los estratos es horizontal el agua puede pasar sobre la galería sin dirigirse hacia ella (Suárez, 1998).

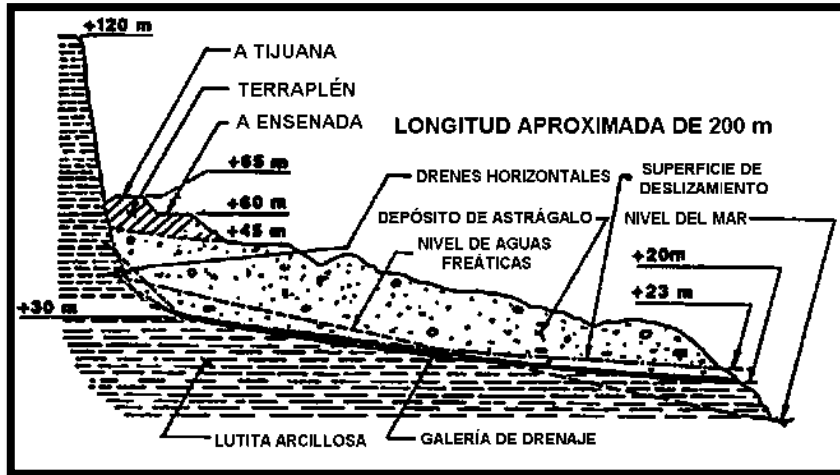


Figura 4.16.- Sección transversal de la galería de drenaje en la carretera Tijuana-Ensenada (Rodríguez et al., 1988).

Pozos verticales de drenaje

La función principal de los pozos verticales de drenaje es disminuir la presión de poro en las capas que están en el fondo del subsuelo, a estas capas no se puede llegar por los métodos de excavación a cielo abierto o con drenes horizontales, debido a las dificultades de construcción y los altos costos que conlleva. Los pozos verticales de drenaje son orificios verticales con un diámetro de aproximadamente de 40 a 60 cm, dentro del orificio se coloca un tubo perforado con un diámetro de 10 a 20 cm. El espacio anular entre el pozo y el tubo debe ser llenado con material filtro. Para eliminar el agua acumulada en los pozos se requiere de un sistema de bombeo y frecuente mantenimiento, por lo cual es costoso. Alternativamente, se pueden utilizar drenes horizontales para la eliminación de agua, en la Figura 4.17 se muestra un ejemplo de esta alternativa (Abramson et al., 1995).

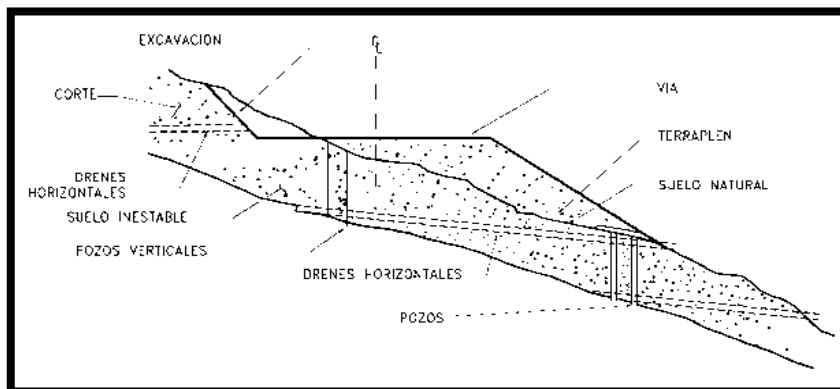


Figura 4.17.- Combinación de pozos verticales con drenes horizontales (Rodríguez et al., 1988).

Subdrenaje de estructuras de contención

En las estructuras de contención se debe evitar la presión que genera el agua, siendo necesario la construcción de un subdrenaje detrás de los muros. El sistema de drenaje debe diseñarse para el flujo esperado sin que se presente taponamiento del sistema. El sistema de drenaje puede consistir en colchones de drenaje, pantallas, subdrenes, interceptores o incluso subdrenes horizontales de penetración (Fig. 4.18). Como regla general la permeabilidad del filtro debe de ser 100 veces mayor que la permeabilidad del material que conforma al talud. Todos los sistemas de subdrenaje deben diseñarse con factores de seguridad para caudales iguales o superiores a diez, con el objeto de garantizar la efectividad del sistema en el caso de que aparezcan flujos superiores inesperados.

Para los casos en los cuales la pared es impermeable como sucede con los muros de concreto, se deben construir huecos de drenaje o lloraderos para impedir que se genere presión de poro exagerada detrás de la pared. Los lloraderos normalmente tienen un diámetro de 75 mm y un espaciamiento no mayor de 1.5 metros horizontalmente y un metro verticalmente. La hilera más baja de lloraderos debe estar aproximadamente a 30 centímetros por encima del pie del muro (Suárez, 1998).

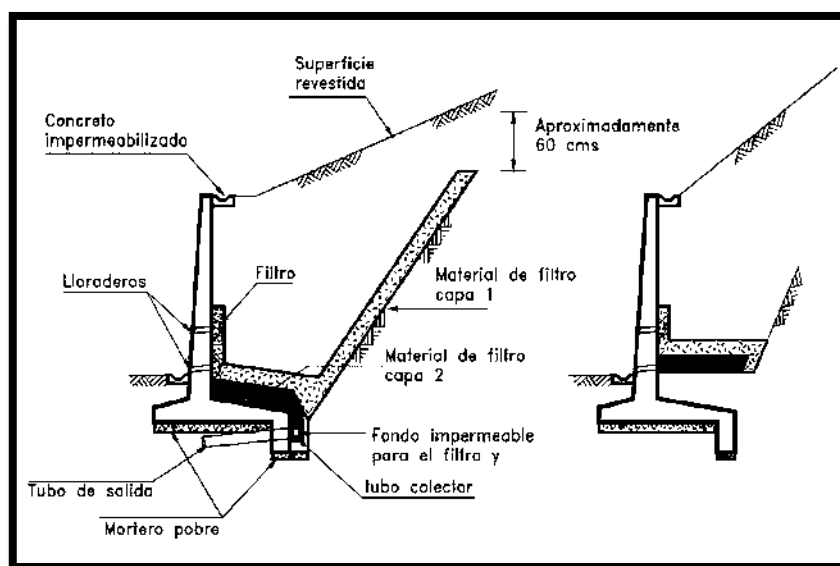


Figura 4.18.- Subdrenaje de muro de contención (Suárez, 1998).

4.3.4.- Reforzamiento (Refuerzos)

El reforzamiento se hace mediante la introducción de elementos resistentes al terreno que proporcionan un aumento a la resistencia al corte. Los sistemas que se pueden implementar para lograr el reforzamiento son:

- Introducir elementos que mejoran la resistencia del terreno en la superficie de rotura (por ejemplo micropilotes o columnas de grava).
- Introducir elementos que aumentan las fuerzas tangenciales de rozamiento en la superficie de rotura (por ejemplo anclajes).

4.3.4.1.- Anclajes

En los últimos años el uso de anclajes de acero para estabilizar taludes se ha vuelto muy popular, son elementos formados por cables o barras de acero que se anclan a zonas estables del talud (Fig. 4.19a). En taludes rocosos fracturados se utilizan como medida muy efectiva para estabilizar masas o bloques deslizantes. Las cabezas de los anclajes pueden unirse en superficie con vigas de concreto, de forma que trabajan solidariamente distribuyendo las fuerzas estabilizadoras más uniformemente sobre el talud (Fig. 4.19b).

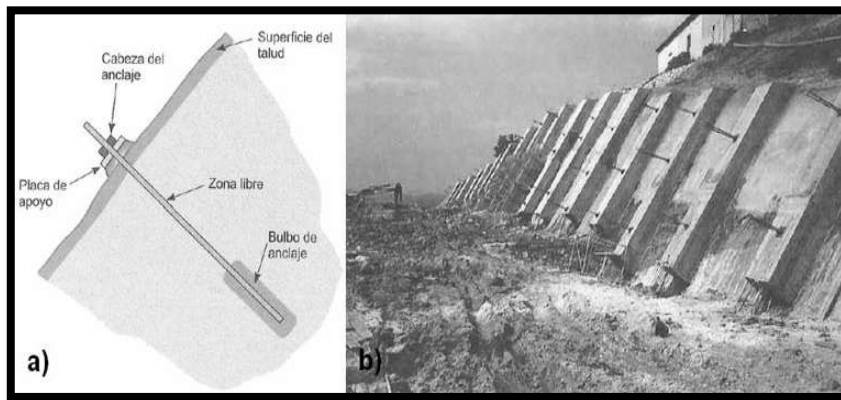


Figura 4.19.- Formas de anclar: a) Esquema de las partes de un anclaje; b) Anclajes unidos con viga de concreto (González de Vallejo et al., 2002).

Para casos de suelos o macizos rocosos de baja resistencia que se encuentran afectados por una inestabilidad general, se emplea un sistema muro-anclaje, se construye un muro de concreto armado en la cara del talud y sobre él se colocan las cabezas de los anclajes, con lo que se consigue repartir las fuerzas que transmiten

estos elementos al terreno. En ocasiones, el muro se sustituye por una pantalla de pilotes (Fig. 4.20). Existen tres tipos de anclajes de acuerdo a su forma de trabajo:

- I. Pasivos.- El anclaje comienza a trabajar al producirse el movimiento del bloque que se sostiene o del terreno.
- II. Activos.- El anclaje se tensa tras su instalación hasta su carga admisible.
- III. Mixtos.- El anclaje se tensa tras su instalación hasta una carga inferior a su carga admisible.

La longitud de los anclajes puede ser de varios metros, generalmente de 15 a 40 m, con una capacidad de carga entre 60 y 120 toneladas, la fuerza de anclaje se calcula para alcanzar un coeficiente de seguridad adecuado.

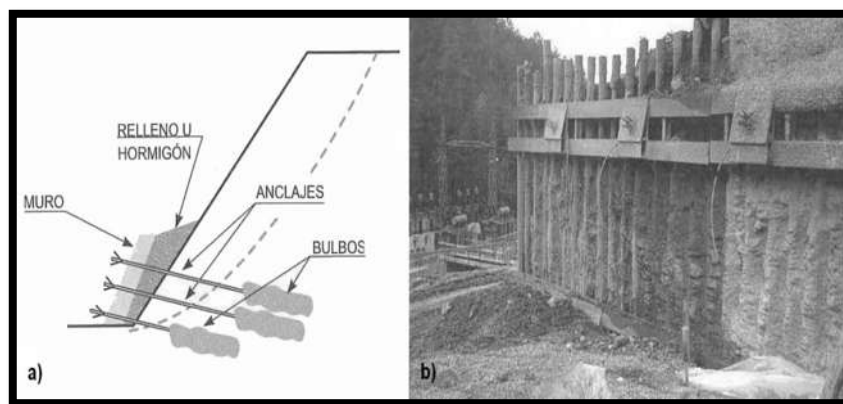


Figura 4.20.- Estructuras ancladas: a) Muro de concreto armado anclado; b) Pantalla de pilotes anclada (Modificado de González de Vallejo et al., 2002).

4.3.4.2.- Columnas de grava

Aboshi et al., (1979) y Goughnour et al., (1990) citados por Abramson et al., (1995) mencionan que las columnas de grava se pueden utilizar para estabilizar o prevenir deslizamientos de suelo. Esta técnica consiste en remplazar o desplazar el suelo in situ por columnas de gran diámetro de grava compactada, mediante la técnica de vibrosustitución. El vibrador es introducido hasta alcanzar la profundidad requerida y el hueco resultante se rellena con material granular sin finos (Fig. 4.21). Además las columnas de roca, también funcionan como desagües eficientes de grava al proporcionar una vía para el alivio de presión de poro, lo que aumenta la fuerza de los suelos arcillosos.

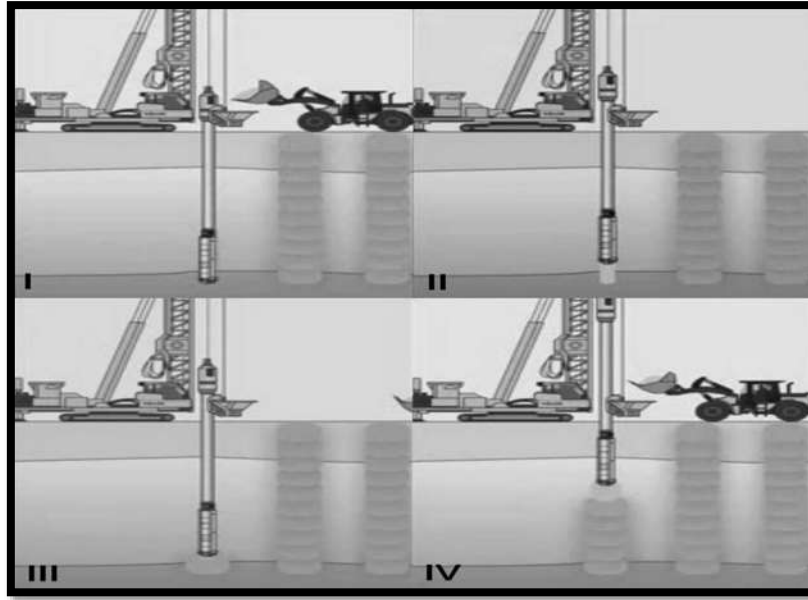


Figura 4.21.- Método de vibrosustitución: I) Introducción de vibrador hasta el nivel deseado y llenado de tolva con grava; II) Inyección de grava; III) Compactación del material introduciendo el vibro al material inyectado; IV) Recarga de tolva que suministra la grava.

4.3.4.3.- Micropilotes reticulados

Los micropilotes reticulados fueron desarrollados en Italia y se utilizan para crear un bloque rígido monolítico de suelo reforzado a una profundidad por debajo de la superficie crítica de rotura (Abramson et al., 1995). Los micropilotes usados de esta manera son similares a los sistemas de anclajes. La principal diferencia es que el comportamiento de micropilotes está influenciado significativamente por su disposición geométrica. Abramson et al., (1995) menciona que Lizzi (1985) realizó ensayos en modelos y en campo, donde se demostró que el efecto de grupo y de la red de un sistema de micropilotes reticulados, proporciona mayores capacidades de carga y cortante que un sistema de pilotes verticales estrechamente espaciados (Fig. 4.22).

Los micropilotes suelen tener un diámetro entre 12 y 15 cm y longitudes que alcanzan los 15-20 m; van armados con un tubo de acero que se rellena mediante una inyección de cemento. El sistema de perforación permite atravesar fácilmente materiales rocosos (González de Vallejo et al., 2002).

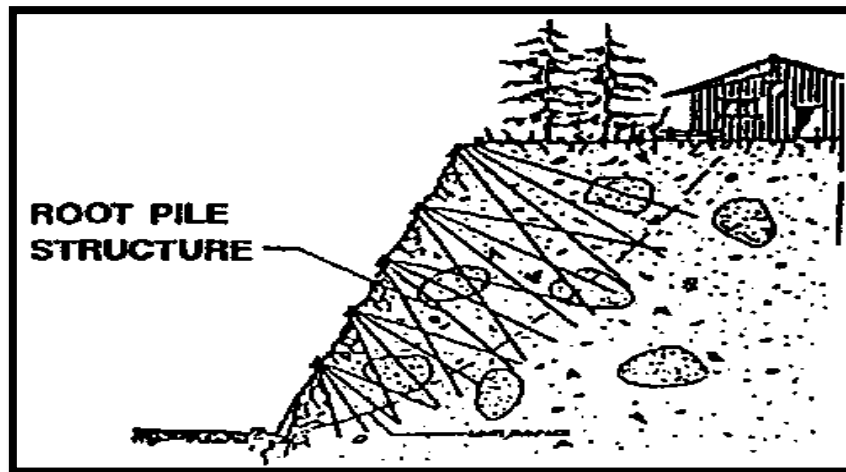


Figura 4.22.- Raíces de micropilotes (Lizzi, 1985).

4.3.5.- Muros y elementos de contención

El uso de estas estructuras se presenta cuando se requiere hacer un corte o un relleno, y no se cuenta con el espacio o derecho de vía suficiente para darle la pendiente al talud que garantice que será estable. Los muros se construyen al pie del talud como elementos resistentes, de contención o sostenimiento, siendo efectivos frente a inestabilidades superficiales, además que protegen la zona del pie del talud ante la erosión.

Los tipos de muros de contención incluyen:

- Muros de gravedad y voladizos.
- Pilotes hincados.
- Pilas.
- Tablestacas.

El propósito de una estructura de contención es el resistir las fuerzas ejercidas por la tierra contenida, y transmitir esas fuerzas en forma segura a la fundación o a un sitio por fuera de la masa analizada de movimiento. En el caso de un deslizamiento de tierra el muro ejerce una fuerza para contener la masa inestable y transmite esa fuerza hacia una cimentación o zona de anclaje por fuera de la masa susceptible de moverse. Las deformaciones excesivas o movimientos de la estructura de contención o del suelo a su alrededor deben evitarse para garantizar su estabilidad (Suárez, 1998).

4.3.5.1.- Muro de gravedad y voladizos

Los muros se clasifican en dos grandes bloques, los rígidos que son muros de concreto reforzado, de concreto normal o concreto ciclópeo y los flexibles como los muros de gaviones, de llantas y cribas, esta clasificación está basada en la adaptación del muro a los pequeños movimientos que sufre el terreno, donde está desplantado. En este inciso se mencionan solamente los muros rígidos, porque los flexibles fueron explicados en el inciso “4.3.2 Contrafuertes” del presente capítulo.

Los muros rígidos son estructuras, generalmente de concreto, que no permiten deformaciones importantes sin romperse. Por lo que se desplantan sobre suelos competentes que transmitan fuerzas de su cimentación al cuerpo del muro y de esta forma generar fuerzas de contención (Fig. 4.23). El empleo de estas estructuras para estabilizar deslizamientos es una práctica común en todo el mundo, pero su éxito ha sido limitado por la dificultad que existe en el análisis de cada caso en particular, y por diferencias entre las fuerzas que actúan sobre el muro y las estimadas en el diseño del muro con los criterios de presiones activas, utilizando las teorías de Rankine o Coulomb. Suárez (1998), menciona que es común que en un deslizamiento rotacional, donde la fuerza actuante en el pie tiene una componente vertical importante hacia arriba, levanta el muro y son muchos los casos conocidos de fracasos en el empleo de muros para controlar deslizamientos rotacionales. Pero para deslizamientos traslacionales son ampliamente recomendados para estabilizar la zona, siempre y cuando, se desplante por debajo de posibles o reales superficies de falla, y sea capaz de resistir las cargas del deslizamiento, adicionándole un FS mayor a 2.

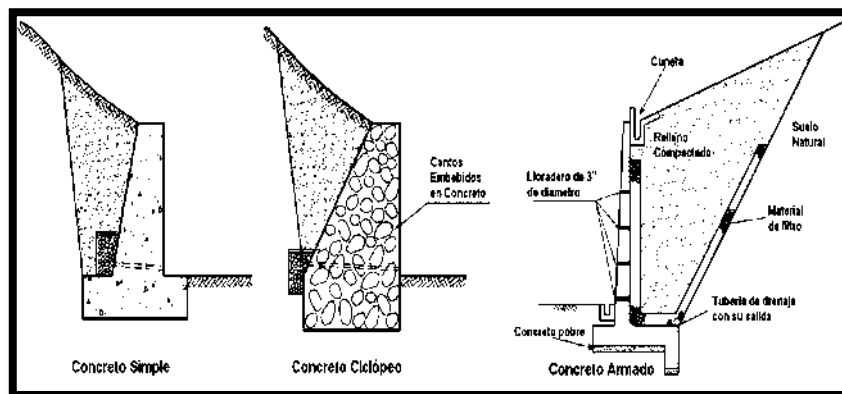


Figura 4.23.- Tipos de muros rígidos (Modificado de Suárez, 1998).

4.3.5.2.- Pilotes

El sistema de pilotes hincados ha sido utilizado para estabilizar deslizamientos activos pocos profundos y en suelos que no fluyan entre los pilotes (Fig. 4.24). En deslizamientos profundos no se utilizan, porque generalmente se producen fuerzas laterales muy grandes que no pueden ser resistidas fácilmente por los pilotes.

El muro de pilotes debe ser hincado sobre suelo firme y competente para evitar que se arranque o incline. En ocasiones, se adiciona a este sistema, una losa en la superficie de concreto armado para arriostrar los pilotes y detener el flujo de suelo entre ellos. Los diámetros de los pilotes varían de 0.65 a 2 m.

Roman (1996) citado por Suárez (1998), menciona que el diseño de los pilotes supone la ocurrencia de presiones de tierra sobre el pilote arriba de la superficie de falla y de reacción de subrasante por debajo de esta. Internamente los pilotes se diseñan a flexión y a cortante. Para determinar el espaciamiento entre pilotes y su longitud de empotramiento dentro del suelo quieto se deben cumplir las siguientes condiciones:

- a) La presión lateral sobre el pilote debe ser menor que su capacidad de soporte bajo cargas horizontales.
- b) El suelo entre pilotes no debe ser extruido.

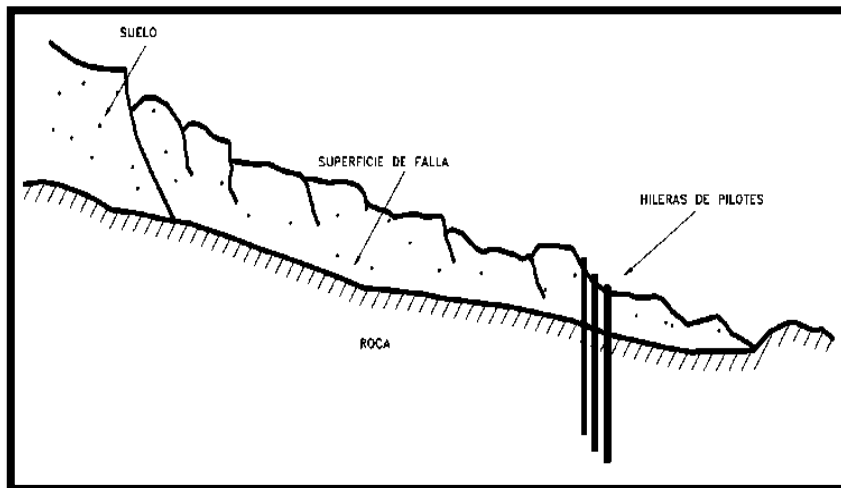


Figura 4.24.- Uso de pilotes para estabilizar deslizamientos (Zaruba & Mencl, 1982).

4.3.5.3.-Pilas

Las hileras de pilas, por lo general de 2 a 5 metros de diámetro, son utilizadas para estabilizar taludes en zonas urbanas, debido a la limitación de espacio para implementar otro tipo de mecanismo de estabilización. Se deben desplantar sobre estratos competentes y por debajo de la superficie de falla crítica. Para utilizar el efecto de arco entre las pilas éstas generalmente, se colocan a una distancia de hasta 3 diámetros entre sí.

El sistema consiste en la construcción de filas de pilas fundidas in situ de más de un metro de diámetro a un espaciamiento similar a su diámetro. Las pilas se excavan en el suelo o roca y se unen entre sí por medio de vigas formando una estructura reticular. Se pueden construir al pie del movimiento, en la parte media o en la parte alta de los deslizamientos. La resistencia de las pilas puede aumentarse construyéndole anclajes en su parte posterior, bien sea perforados o como cables unidos a muertos de concreto (Suárez, 1998).

Brandl, (1996) citado por Suárez (1998), reporta la utilización de pozos de cimentación (en francés caissons) de 6 m x 4 m y profundidad de 25 m para estabilizar un deslizamiento en un esquistos meteorizado con zonas miloníticas (Fig. 4.25). Estos caissons fueron construidos en etapas ayudados por concreto lanzado para permitir su hincado. Los caissons de concreto armado se diseñaron como una pared, utilizando la teoría de presión de tierras y la teoría de reacción de la subrasante. Dentro de los caissons se construyeron anclajes profundos.

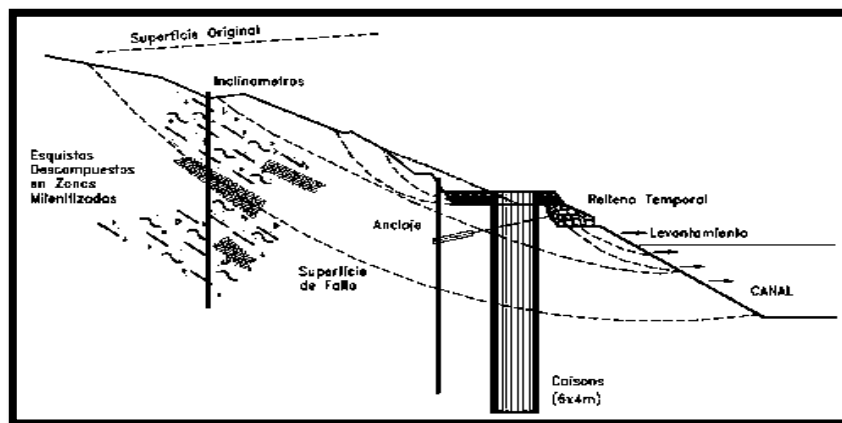


Figura 4.25.- Utilización de pilas o caissons para estabilizar un deslizamiento (Brandl, 1996).

4.3.5.4.-Tablestaca

Las tablestacas son estructuras de contención hincadas, delgadas y esbeltas las cuales trabajan generalmente a flexión empotradas o ancladas (Fig. 4.26). Pueden ser de acero, de concreto o de madera. Este tipo de sistema se instala habitualmente en suelos no cohesivos, pero rara vez en suelos cohesivos con consistencia natural de blanda a media debido a la preocupación de la capacidad de retención de la carga a largo plazo.

De acuerdo con Weatherby y Nicholson (1982) citados por Abramson et al., (1995), las tablestacas instaladas en suelos con resistencias a la compresión no confinada superiores a 1 tonelada por pie cuadrado y un índice de consistencia, I_c , mayor que 0,8 no experimentan una pérdida significativa de la carga o movimiento con el tiempo. El índice de consistencia se define como lo muestra la fórmula 4.5:

$$I_c = \frac{LL - \omega}{LL - LP} \quad 4.5$$

donde,

LL= Límite líquido.

LP= Límite plástico.

ω = Contenido de humedad del suelo en campo.

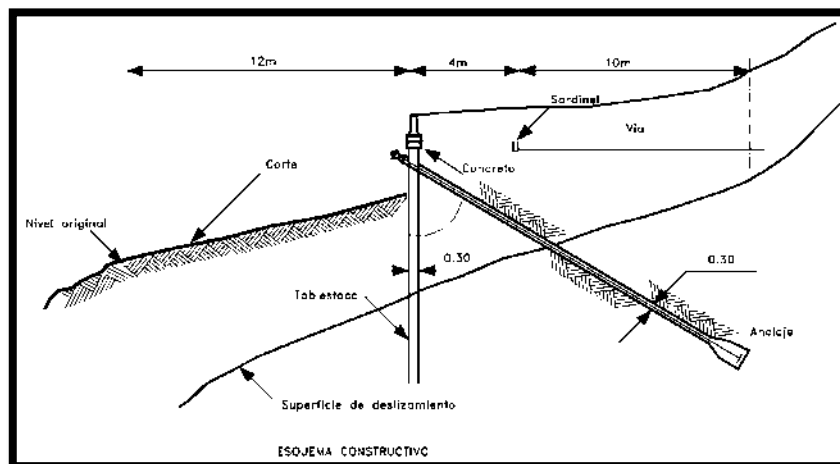


Figura 4.26.- Sección transversal del sistema de tablestacas que se usó para corregir deslizamiento en la Av. New York en Washington, DC (Weatherby & Nicholson, 1982).

4.3.6.- Vegetación

La vegetación (hierba, arbustos, y árboles) es altamente eficaz y ventajoso para fines de estabilización del suelo (Fig. 4.27). La remoción de tierra para la construcción de cortes y terraplenes, inevitablemente elimina la cubierta vegetal y los suelos superficiales quedan expuestos y susceptibles a la escorrentía y al ataque del viento (erosión). La vegetación estabiliza la superficie del suelo por el entrelazamiento de sus raíces, minimiza la filtración de la escorrentía en el suelo mediante la interceptación de la lluvia, y retarda la velocidad de escorrentía. Además, la vegetación puede tener una influencia indirecta sobre la estabilidad profunda por el agotamiento de la humedad del suelo, la atenuación de la profundidad de penetración de las heladas, y proporcionar un hábitat favorable para el establecimiento de la vegetación de raíces más profundas como arbustos y árboles (Abramson et al., 1995).

La estabilización biotécnica y la bioingeniería de suelos tienen en común el uso de materia viva (vegetación), sin embargo, la ingeniería de estabilización biotécnica emplea además de la vegetación, algunos elementos estructurales prefabricados de tipo mecánico que se acoplan entre sí para lograr la estabilización definitiva de un talud o un cuerpo de tierra (Fig. 4.28). Los nuevos sistemas de ingeniería empleados para la estabilización biotécnica, frecuentemente se combinan con elementos biológicos (plantas) para lograr una sinergia entre ellos, que ayude a prevenir la erosión y los deslizamientos en taludes y obras de tierra (Centeno, 1985).

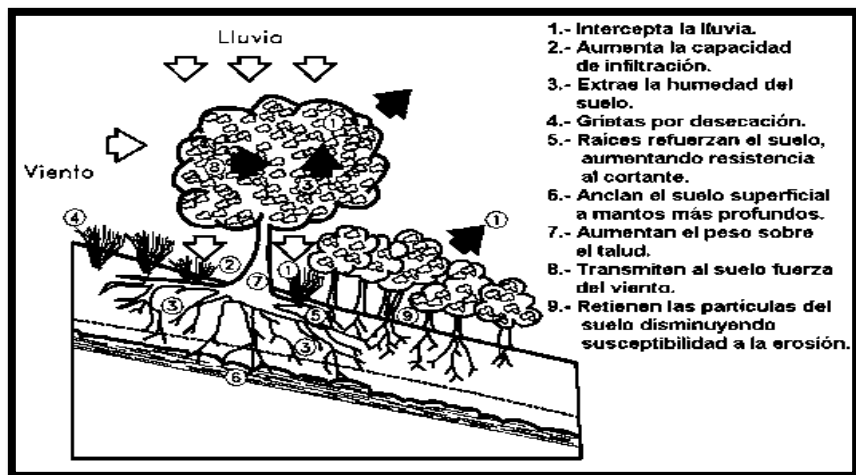


Figura 4.27.- Efectos de la vegetación sobre la estabilidad de un talud. 1-4 Mecanismos hidrológicos; 5-9 Mecanismos mecánicos (modificado de Greenway, 1987).

El efecto universalmente aceptado en la implementación de vegetación en la estabilidad de taludes, es la protección contra la erosión en todos los casos y con todo tipo de vegetación. Barker et al., (1994) citado por Suárez (1998), reportó ratas (cociente entre dos unidades distintas) de erosión de 12 toneladas de suelo por hectárea en Malasia, en el primer año, después de cortado un bosque tropical. Las ratas de erosión aumentan con el tiempo, a medida que las raíces se descomponen. Algunos de los efectos negativos que genera la utilización de vegetación son la apertura de grietas en los macizos rocosos y que algunas plantas favorecen a mantener al terreno húmedo, facilitando la formación de altos niveles freáticos.

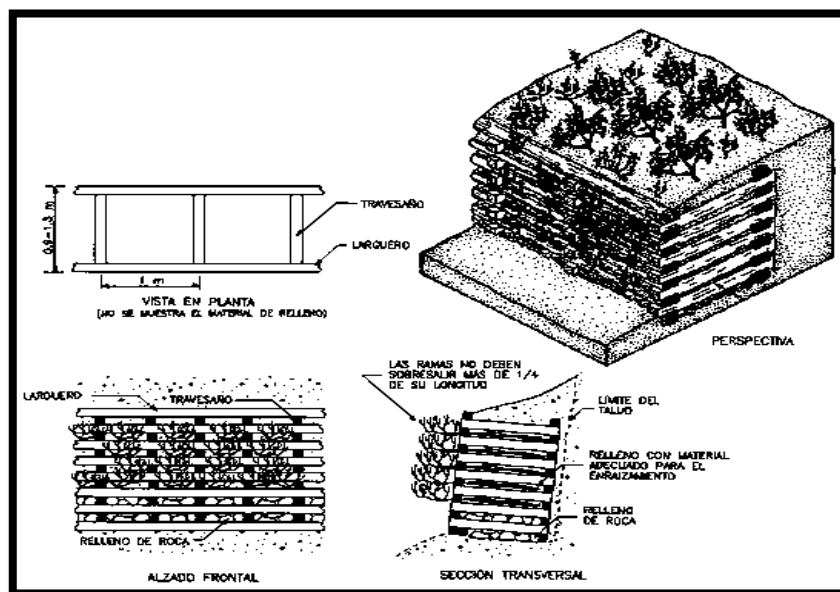


Figura 4.28.- Muro criba vegetado (Mataix, 2003).

Gray y Sotir (1996), clasificaron los diferentes tipos de suelo en base a su susceptibilidad de generar erosión, los agruparon de más propensos a menos propensos, basándose en el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS): limo de baja compresibilidad (ML), arena limosa (SM), arena arcillosa (SC), limo de alta compresibilidad (MH), suelo orgánico de baja compresibilidad (OL), arcilla de baja plasticidad (CL), arcilla de alta plasticidad (CH), grava limosa (GM), arena bien graduada (SW), grava mal graduada (GP) y grava bien graduada (GW). Concluyendo que la erodibilidad (susceptibilidad que tiene un suelo a erosionarse) depende de su granulometría y de los índices de plasticidad.

En lo referente al aumento de la resistencia al cortante que proporcionan las raíces de la vegetación, Suárez (1998) menciona que en la literatura se encuentran informes contradictorios, relacionados con el efecto de las raíces sobre la resistencia al cortante de los suelos. Mientras Gray (1974) observa que las raíces aumentan la resistencia al cortante por incremento de la cohesión aparente del suelo, reportando incrementos de resistencia hasta de 3 a 4 veces, Yagi et al., (1994) encontraron en pruebas de laboratorio que no existe prácticamente ninguna variación en el ángulo de fricción y la cohesión por la presencia de raíces o el aumento del porcentaje volumétrico de raíces en el suelo. Sin embargo, Gray y Ohashi (1983), indicaron que la orientación de las raíces a un ángulo de 60 grados con la superficie de cortante aumenta a un máximo la resistencia al cortante, equivalente a la dirección principal de tensión, lo cual se entiende como una resistencia generada por la tensión en las raíces.

4.3.6.1.- Bioingeniería de suelos

A diferencia de la estabilización biotécnica, la bioingeniería de suelos es un término más específico que se refiere principalmente a la utilización de las plantas vivas y partes de plantas solas. Esquejes vivos y los tallos son deliberadamente incrustados y dispuestos en el suelo o en estructuras de tierra, donde sirven como refuerzos del suelo, desagües hidráulicos, barreras al movimiento de la tierra, y bombas hidráulicas. Técnicas tales como estaquillado, fajinas, escalones de matorral, también se pueden usar en conjunción con geotextiles tejidos o no, y con geomallas fabricadas a partir de polímeros o materiales naturales (fibra de coco o yute).

Estaquillado (Estacas vivas)

El estaquillado consiste en introducir en el suelo esquejes de plantas leñosas, capaces de arraigar y desarrollar una planta adulta, de longitud y grosor suficiente para que puedan ser clavadas en el suelo como estacas (Fig. 4.29). Generalmente se utilizan estaquillas de sauce (*Salix* sp.) o chopo (*Populus* sp.). Este tipo de plantas enraízan rápidamente y comienzan a drenar el talud al poco tiempo de ser instaladas, y además son capaces de desarrollarse en sustratos carentes totalmente de suelo (Mataix, 2003). Esta técnica está especialmente recomendada para reparar pequeños deslizamientos y

asentamientos originados por un exceso de humedad en el suelo, en sitios en los que las condiciones de inestabilidad no sean graves.

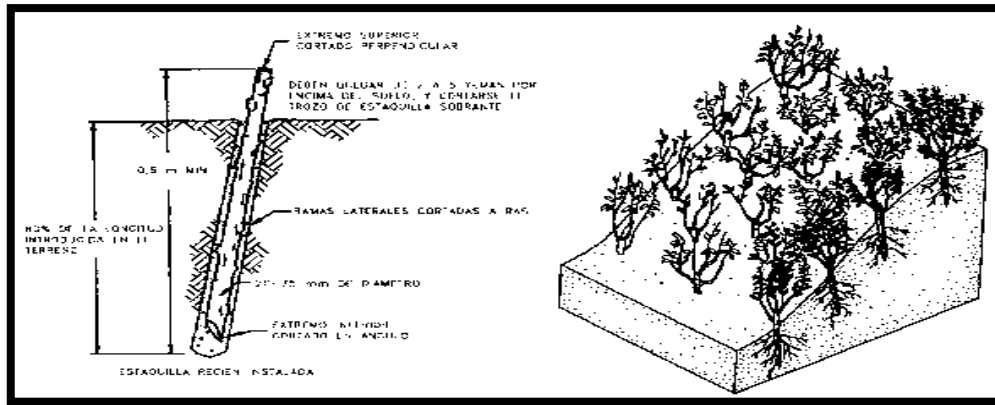


Figura 4.29.- Estaquillado (Mataix, 2003).

Fajinas vivas

Son manojos de tallos y ramas de material vegetal enraizable que se atan y se colocan en zanjas poco profundas, excavadas transversalmente siguiendo el contorno del talud, después recubriéndolas parcialmente de tierra, las cuales se fijan con estacas de madera inerte o estaquillas de la misma especie de las fajinas, como lo muestra la Figura 4.30 (Gray & Sotir, 1996). Representan una técnica de estabilización muy efectiva que protege los taludes frente a deslizamientos superficiales (75 cm de profundidad) y que permite escalonar o banquear la pendiente de los taludes cuando la excavación es difícil.

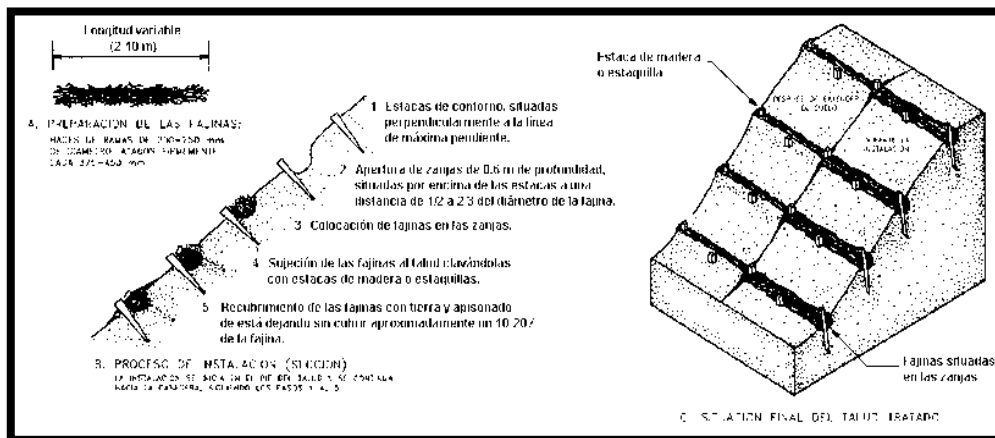


Figura 4.30.- Instalación de fajinas en un talud (Modificado de Mataix, 2003).

Escalones de matorral

Esta técnica consiste en situar ramas de especies leñosas con capacidad para enraizar en pequeñas zanjas o entre capas sucesivas de tierra a lo largo de la pendiente de los taludes, de manera que formen una especie de terrazas o escalones (Fig. 4.31). Esta técnica difiere de las fajinas en la orientación de las ramas y la profundidad a la que éstas se sitúan. En los escalones de matorral las ramas se orientan más o menos perpendicularmente al perfil del talud y se introducen hasta dos metros dentro de él, mientras que las fajinas se sitúan paralelas al perfil del talud y se entierran muy someramente (Gray & Sotir, 1996).

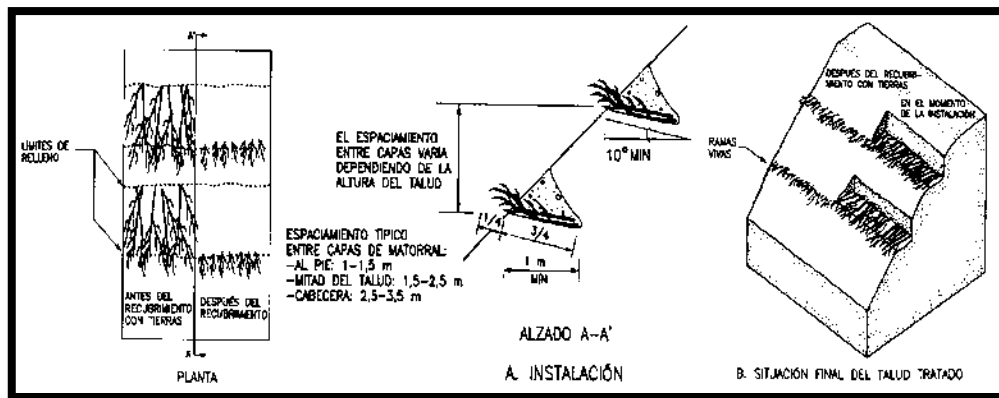


Figura 4.31.- Escalones de matorral (Modificado de Mataix, 2003).

Paquetes de matorral

Es una técnica que se utiliza para reparar las depresiones ocasionadas por pequeños deslizamientos. Consiste en rellenar la depresión que se quiere reparar con capas alternas de ramas de matorral y tierras de relleno compactadas (Fig. 4.32). Sólo puede utilizarse en áreas de deslizamiento menores de 1 m de profundidad y/o 2 m de anchura (Gray & Sotir, 1996).

Esta técnica es efectiva para el refuerzo y la estabilidad frente a movimientos en masa en taludes de pequeño tamaño. Las ramas actúan como tirantes que refuerzan el suelo, tras ser instaladas. Cuando comienzan a crecer y desarrollan follaje, frenan la escorrentía y disipan su energía erosiva, y las raíces enlazan el material de relleno y lo anclan al sustrato de suelo natural, formando una masa unificada.

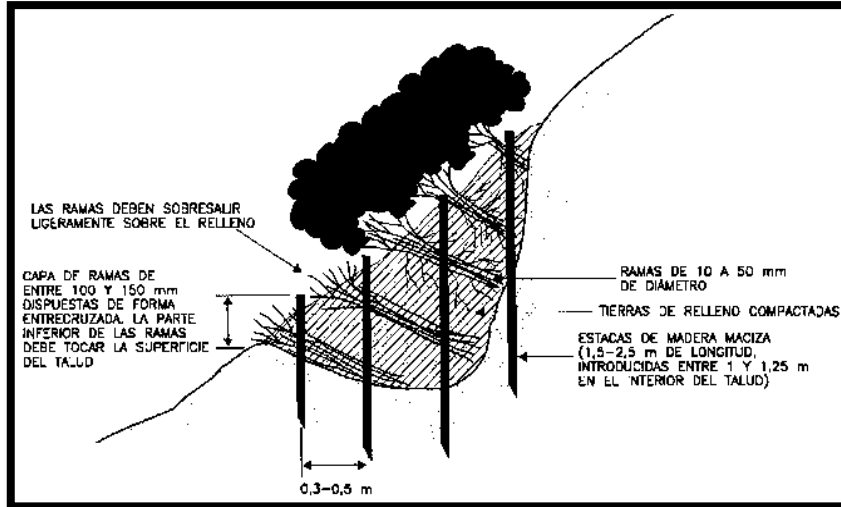


Figura 4.32.- Paquetes de matorral (Mataix, 2003).

Reparación de cárcavas con material vivo

Es una técnica muy parecida a la de los paquetes de matorral, pero más adecuada para reparar depresiones ocasionadas por erosión superficial, como arroyos profundos y cárcavas. Consiste en rellenar el reguero o la cárcava que se pretende reparar con capas alternas de ramas y tierras compactadas (Fig. 4.33). Las ramas proporcionan un efecto inmediato de refuerzo del suelo tras su instalación, disminuyendo la velocidad de circulación del agua de escorrentía y actúan como una barrera-filtro que retiene el material arrastrado.

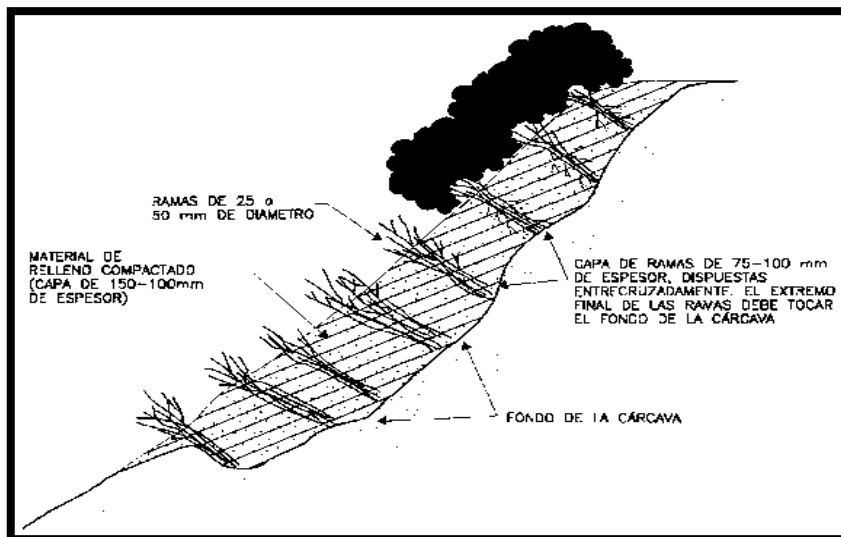


Figura 4.33.- Reparación de cárcavas con material vivo (Mataix, 2003).

4.3.6.2.- Estabilización biotécnica

Este término se refiere al uso de inclusiones naturales, vivo o inerte, para reforzar el suelo y estabilizar las pendientes. El término protección de taludes con biotécnica describe el uso integrado o combinado de la vegetación viva y componentes estructurales o mecánicos inertes. Los componentes inertes incluyen hormigón, madera, roca, geotextiles y geomallas (Yamanouchi, 1986).

Enrocado con vegetación

Esta técnica consiste en introducir estaquillas de matorral a través de las juntas y huecos que dejan las piedras que recubren el talud, hasta clavarlas firmemente en el mismo (Fig. 4.34). El estaquillado puede realizarse una vez concluido el revestimiento del talud o de forma simultánea con su ejecución, la segunda opción facilita la colocación de las estaquillas pero a la vez complica la colocación de las rocas, además de que pueden salir dañadas las estaquillas al momento de verter las rocas (Gray & Sotir, 1996).

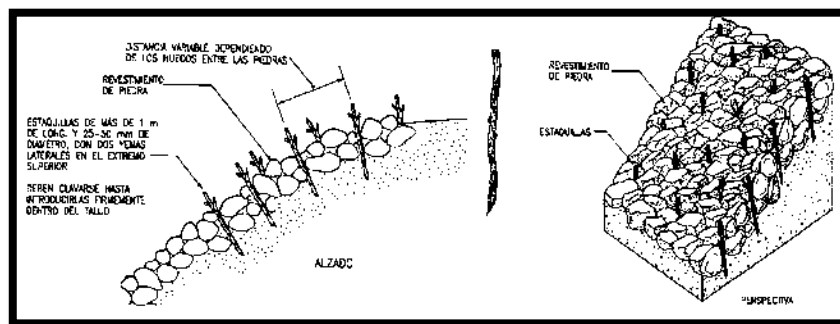


Figura 4.34.- Enrocado con vegetación (Mataix, 2003).

Colchones de gaviones con vegetación (Colchones Reno)

Los colchones de gaviones son pocos profundos, consisten en contenedores rectangulares fabricados a partir de una de malla hexagonal de acero galvanizado reforzado. Los contenedores rectangulares se colocan atados entre sí sobre la cara del talud y luego se rellenan de roca para formar una capa de revestimiento. Las estaquillas de material enraizable se insertan hasta la capa de suelo por los espacios abiertos entre las rocas, ayudando así a anclar el revestimiento del gavión al suelo para que trabajen conjuntamente.

Enrejados vivos

Es una estructura tridimensional en enrejado construida con madera, que se ancla a la superficie del talud y se rellena con tierras. En los vacíos que deja esta estructura, alternando con las capas de relleno, se instalan capas de ramas de matorral, con una disposición similar a la de los escalones de matorral (Fig. 4.35).

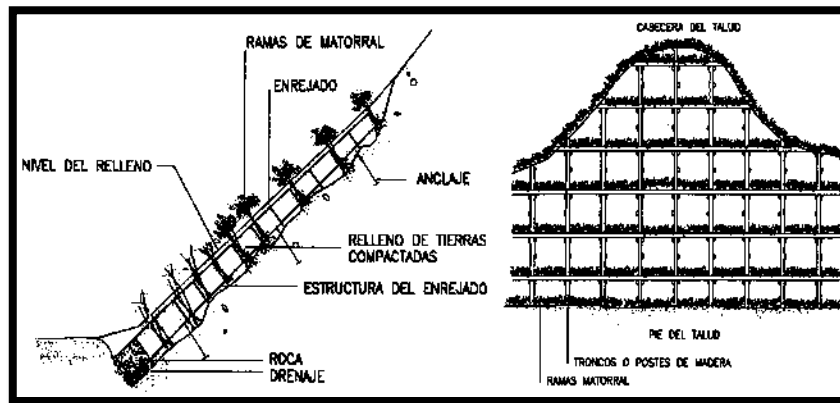


Figura 4.35.- Enrejados vivos (Gray & Sotir, 1996).

Muros de gaviones con vegetación

Para revegetar los muros construidos con gaviones, se pueden colocar ramas de matorral en capas horizontales entre los gaviones, como se muestra en la Figura 4.36. Otro método es insertar las estaquillas en los contenedores metálicos mientras son rellenos, pero este procedimiento es más difícil de implementar.

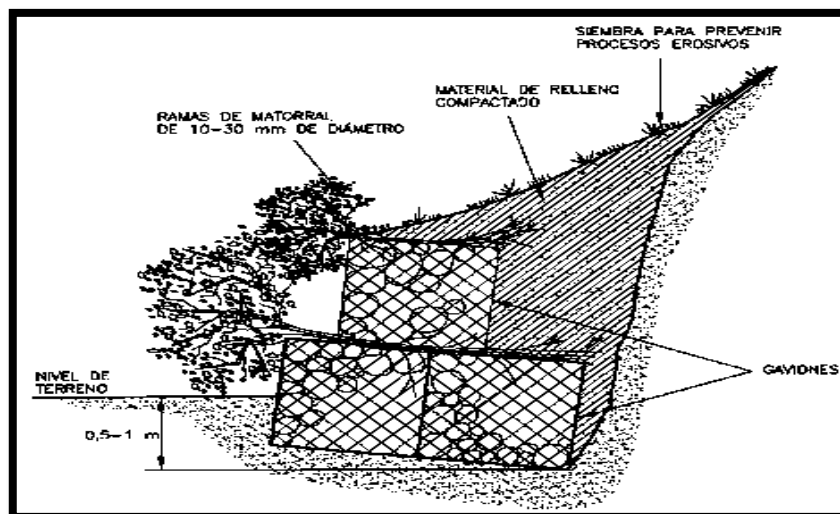


Figura 4.36.- Muros gaviones con vegetación (Gray & Sotir, 1996).

4.3.7.- Protección de la superficie del talud

El objetivo principal de la protección de la superficie del talud, es impedir la infiltración de agua en el talud para mantenerlo seco o parcialmente seco y evitar la erosión. Las medidas de protección incluyen concreto lanzado, suelo cemento, bloques de mampostería, enrocado (Rip-Rap) y recubrimiento con productos sintéticos.

El concreto lanzado es una mezcla de cemento y agregados, los cuales se pueden colocar en seco o por vía húmeda (Fig. 4.37a). Generalmente, se coloca una malla de refuerzo previamente al lanzado del concreto. Se debe tener especial cuidado en las consecuencias de procesos de expansión y contracción, los cuales pueden destruir por agrietamiento la superficie de los taludes. Para facilitar el drenaje, se deben construir huecos o lloraderos que atraviesen la superficie de recubrimiento y en esta forma evitar las presiones de poro por represamiento de agua subterránea (Abramson et al., 1995).

El recubrimiento en suelo cemento puede mejorar las condiciones de permeabilidad de un talud haciéndolo relativamente impermeable y, en de esta forma disminuyendo la infiltración. En Hong Kong y los países del Sureste Asiático, utiliza con mucha frecuencia un recubrimiento llamado “Chunam Plaster”, el cual consiste en una mezcla de cemento, cal y suelo, generalmente, en las siguientes proporciones: una parte de cemento Portland, tres partes de cal hidratada y veinte partes de suelo residual de granito o suelos volcánicos (Geotechnical Control Office, 1984). Generalmente, el Chunam se aplica en dos capas cada uno de aproximadamente 3 cm. La primera capa es escarificada antes de colocar la segunda, dejando un tiempo de aproximadamente de 24 horas entre las dos capas.

La mampostería puede consistir en bloques de concreto o en piedra pegada con concreto o mortero. Las juntas entre bloques adyacentes generalmente, se rellenan con un mortero 3 a 1 o se utiliza vegetación. En el caso de recubrimiento utilizando concreto o mortero se deben dejar lloraderos para evitar la acumulación de aguas subterráneas.

El enrocado o Rip-Rap consiste en colocar sobre la superficie del talud piedra suelta acumulada la una sobre la otra, con el objeto específico de proteger contra la erosión (Fig. 4.37b).

Usualmente por debajo del Rip-Rap se coloca un geotextil no tejido como elemento de protección adicional. El Rip-Rap puede colocarse a mano o al volteo. Generalmente, al colocarse al volteo el espesor de la capa es menor pero en cualquier caso no debe ser inferior a 12 pulgadas. El tamaño de las piedras depende de la pendiente del talud, pudiéndose colocar piedras de mayor tamaño en pendientes menores (Suárez, 1998).

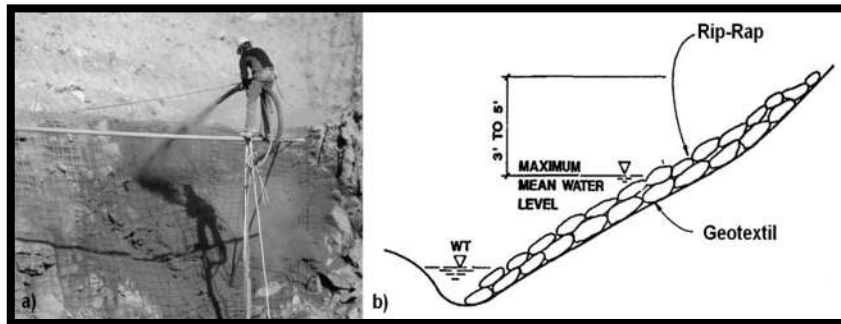


Figura 4.37.- Protección de la superficie del talud: a) Concreto lanzado; b) Técnica Rip-Rap.

4.3.8.- Mejoramiento de suelos

El mejoramiento de suelos se lleva mediante inyecciones, tratamientos térmicos, magmificación, congelación del suelo y compactación profunda, los cuales aumentan la resistencia y disminuye la permeabilidad del suelo.

Las inyecciones pueden consistir de materiales cementantes, tales como el cemento y la cal o de productos químicos tales como silicatos, ligninos, resinas, acrylamidas y uretanos. Generalmente, las inyecciones de cemento o de cal se utilizan en suelos gruesos o en fisuras abiertas y los productos químicos en materiales menos permeables. Antes de decidir sobre la utilización de una inyección, debe investigarse que el material realmente pueda penetrar dentro de los vacíos o fisuras (Suárez, 1998).

La penetrabilidad de las inyecciones químicas depende de su viscosidad, presión de inyección y periodo de inyección, así como la permeabilidad del suelo inyectado (Bodocsi y Bourers, 1991). Los suelos con materiales de más de 20% de finos generalmente, no son inyectables incluso por productos químicos.

La estabilización térmica consiste en pasar gases a temperaturas cercanas a 1000°C por ductos o huecos dentro del suelo. Lo que endurece al suelo debido a que a temperaturas superiores a los 400°C ocurren cambios en la estructura cristalina de los minerales de arcilla, especialmente la pérdida de elementos OH. Estos cambios son irreversibles y producen modificaciones sustanciales en las propiedades físicas de los suelos.

El proceso de Magmificación consiste en fundir el suelo a temperaturas de cristalización de más de 5000°C , en tal forma que se produce un magma artificial, el cual se enfría y cristaliza posteriormente para convertirse en roca (Fig. 4.38a). Este procedimiento ha sido desarrollado por la NASA y actualmente está en experimentación por universidades de los Estados Unidos (Suárez, 1998). El proceso incluye dos etapas así:

1. Perforar huecos verticales de varias pulgadas de diámetro en el suelo.
2. Introducir y luego retirar de la perforación, un cilindro o pistola magmificadora accionada por corriente eléctrica, la cual convierte en magma el suelo aproximadamente en un radio de un metro de distancia del hueco.

La pistola magmificadora utiliza tres rayos similares a los rayos laser, los cuales al entrelazarse producen las temperaturas suficientes para convertir el suelo en magma.

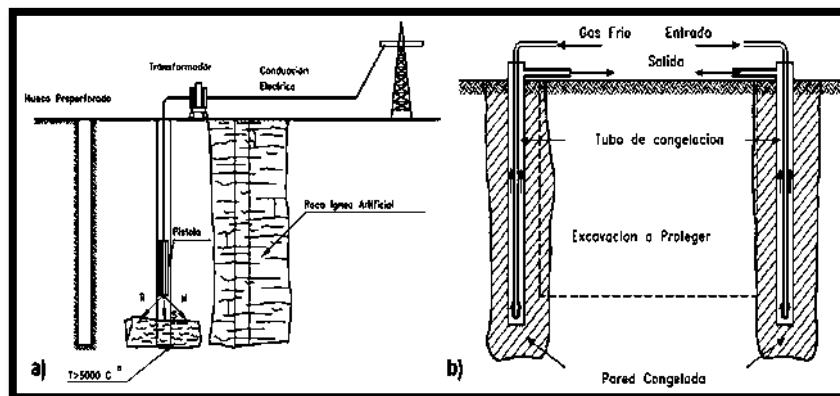


Figura 4.38.- Técnicas de mejoramiento de suelos: a) Proceso de magmificación; b) Diagrama de procedimientos de congelación del suelo (Modificado de Suárez, 1998).

La congelación del suelo consiste en disminuir la temperatura del terreno en tal forma que el agua se convierte en hielo. Generalmente, la congelación se emplea en excavaciones en suelos blandos saturados, esta técnica permite la formación de una pared provisional, la cual se mantiene estable durante la excavación (Fig. 4.38b). La congelación depende de las características geológicas e hidrológicas del sitio, y los tipos de suelo presentes, así como de sus propiedades térmicas y contenido de aguas.

El incremento de la densidad o compactación de un suelo se puede lograr a grandes profundidades con la implementación de pilotes de compactación, vibrocompactación profunda, compactación dinámica y compactación con explosivos.

4.3.9.- Métodos aplicados a taludes en roca

Normalmente hay siete métodos de reparación que se utilizan para estabilizar taludes en roca: limpieza y saneo, protección contra desprendimientos, reducción de la pendiente, refuerzo y sujeción (anclajes), contrafuertes, protección de la superficie y drenaje. Prácticamente los métodos mencionados son aplicables tanto para suelo como para roca, con excepción de los dos primeros, que su objetivo principal es evitar la caída de rocas sobre la vía de comunicación.

La limpieza y saneo, es una técnica que consiste en escalar el talud por parte de personal especializado, detectar fragmentos de roca o bloques inestables y provocar su caída; su éxito depende de la accesibilidad del lugar. Requiere la inspección frecuente de los tramos potencialmente peligrosos, constituyendo un procedimiento aceptable para las vías de poco tránsito y baja frecuencia de accidentes. En el caso de carreteras, tiene el inconveniente del posible deterioro de la superficie de rodadura de la calzada tras el impacto de las rocas a eliminar. Es de señalar que esta tarea, en general, se ejecuta como paso inicial en los emplazamientos en los cuales se aplicará alguna de las soluciones de estabilización y protección.

La estabilización y protección contra desprendimientos de bloques de roca se realiza con la colocación de mallas de alambre de triple torsión, mallas o redes de cables y mallas reforzadas con cables, y con la construcción de cunetas junto al pie del talud, pantallas o barreras (estáticas o dinámicas) y túneles falsos.

El revestimiento del talud rocoso con mallas metálicas de triple torsión, es un tratamiento eficaz y que ha sido muy utilizado en las carreteras y autopistas de todo el mundo. Teniendo en cuenta la proximidad de la malla al talud, la densidad de anclado y la forma de colocación, se pueden clasificar en mallas colgadas o adosadas al terreno.

Las mallas colgadas evitan que las rocas que se desprendan de lo alto del talud, tomen velocidad y que al tropezar con los salientes vuelen y caigan directamente sobre la calzada, encauzando su movimiento lentamente entre la pared rocosa y la malla hasta el pie del talud, donde los bloques se acumulan. En la zona de la corona del talud la malla se puede sujetar mediante un cable anclado al terreno mediante anclajes de 16 a 25 mm de diámetro. En la cara del talud la malla se mantiene libre y en la parte inferior usualmente se amarra a todo lo largo con barras de acero grueso para garantizar su contacto con la ladera, o bien con cables y anclajes. La parte inferior de la malla se termina a 0.5 - 1 m por encima del pie del talud para facilitar el mantenimiento.

En las mallas adosadas se emplean esencialmente los mismos materiales que para las mallas colgadas, pero varía el principio de colocación. Se trata de una protección activa pegada a la superficie del talud, de tal manera que estén la mayor cantidad de puntos del talud en contacto con la malla. Por lo que se colocarán anclajes, cada 16 - 20 m², como máximo y se intentará, en la ejecución que quede lo más ceñida posible al terreno, colocando las fijaciones en los puntos interiores o cavidades de la cara del talud, su principal objetivo es no permitir que los fragmentos de roca, que se encuentran inestables se muevan, previniendo fenómenos de inestabilidad local que pueden comprometer la estabilidad del conjunto. Es totalmente compatible con cualquier técnica de revegetación que se desee aplicar, ya que se consigue un efecto de fijación del terreno, lo que permite el crecimiento de vegetación.

Las mallas o redes de cables se emplean cuando existen situaciones en los cuales el peso de los bloques que se encuentran inestables, no puede ser soportado por mallas de triple torsión. Se construyen fundamentalmente de 8 mm de diámetro y claros que varían entre 200 - 300 mm. Tienen como característica su alta resistencia, facilidad de montaje y posibilidades de adhesión a la superficie por su flexibilidad.

Los tipos de soluciones anteriores (malla colgada y malla adosada), fundamentalmente la malla adosada, se pueden combinar con un refuerzo exterior con cables trenzados que forman una macro malla anclada, que envuelve toda la superficie y que se teje en forma de cordón de entre los anclajes. Esta técnica se denomina malla reforzada con cables, el cableado de la malla constituye un refuerzo que ayuda a distribuir el área de trabajo de la malla sobre el talud aumentando su capacidad de retención.

Cuando se presentan escenarios donde no se puede garantizar la estabilidad del macizo rocoso y se prevé el desprendimiento de fragmentos de roca que pueden llegar a la vía en caída libre, dando saltos o rodando, se realiza la construcción de una cuneta al pie del talud o de amplias bermas en el caso de taludes de gran altura. La cuneta permite recolectar las rocas que caen evitando que lleguen a la vía, es un método sencillo y efectivo. Estas cunetas se suelen complementar con una barrera o pantalla para detener bloques o fragmentos, que pueden rebotar y llegar a la calzada (Fig. 4.39). La trayectoria de los fragmentos o bloques, dependerá de su forma, volumen, rugosidad de la superficie y pendiente del talud, entre otros factores.

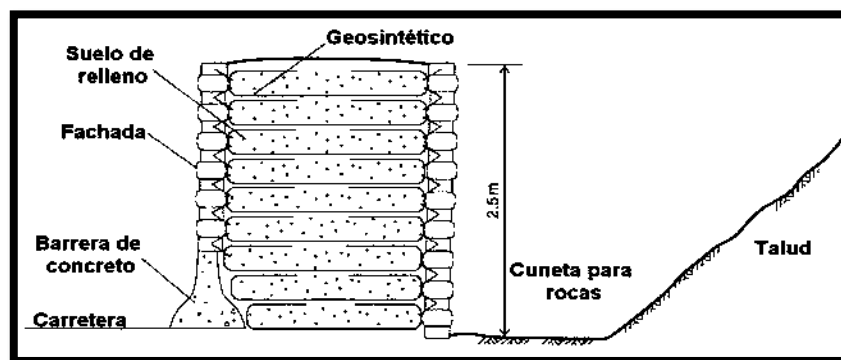


Figura 4.39.- Barrera para caída de rocas construida con suelo y geosintético con altura de 2.5 m con capacidad de energía de 950 kJ (Barrett and White, 1991).

Las barreras o pantallas de acuerdo con la forma de soportar el impacto de las rocas o fragmentos, se pueden denominar estáticas, rígidas o dinámicas. A la vez, las dinámicas se dividen de acuerdo a su deformación en elasto-plástica y elástica.

Una pantalla estática es el conjunto de elementos que se pueden emplear para detener los desprendimientos de rocas, su principio de funcionamiento está basado en el empleo de soluciones potentes a base de elementos rígidos y de gran inercia que se oponen al paso de las rocas y las detienen. Dentro de estas soluciones se pueden incluir: muros de hormigón, muros gaviones, pantallas de perfiles laminados y pantallas metálicas (Fig. 4.40).

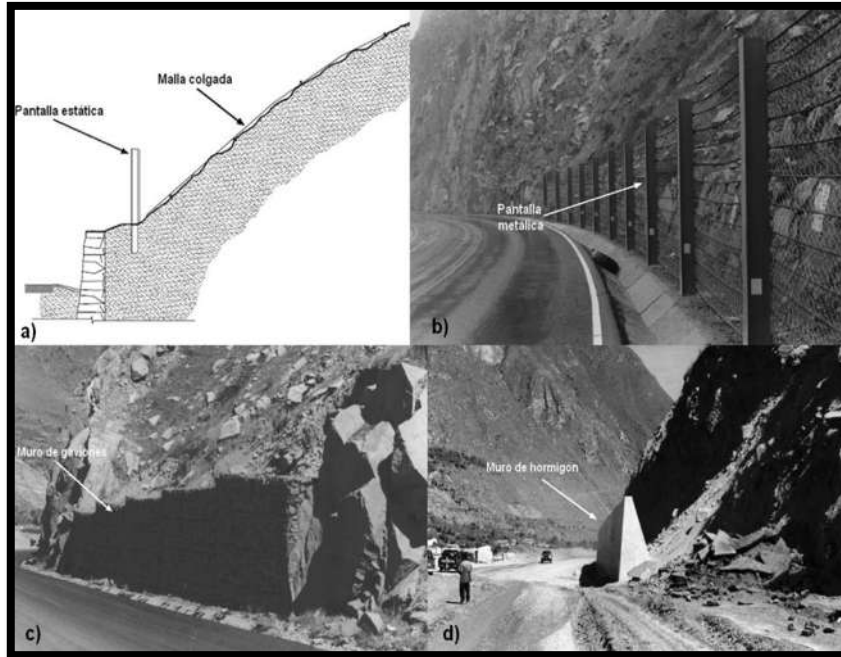


Figura 4.40.- Barreras estáticas: a) Esquema de una pantalla estática trabajando en conjunto con una malla colgada; b) Pantalla metálica; c) Muro de gaviones; d) Muro de hormigón.

Las pantallas dinámicas elásticas: tienen un comportamiento elástico disipando la energía cinética de las rocas en energía elástica de sus componentes, recuperándose después del impacto. Trabajan con rangos de energía hasta 500 kJ (Fig. 4.41a).

Las pantallas dinámicas elasto-plásticas: tienen una zona inicial de comportamiento elástico, y una vez superado el umbral máximo comienzan a comportarse de forma plástica mediante la deformación de algunos elementos. Trabajan con rangos de energía hasta 5000 kJ (Fig. 4.41b).

Otra técnica de protección son las galerías dinámicas que son básicamente iguales a las pantallas dinámicas verticales, salvo que su posición se sitúa próxima a la horizontal, inmediatamente por encima de la zona a proteger a modo de galería o tejado. Atendiendo a la función que realicen, pueden ser de retención o de desviación. En el caso de galerías dinámicas de retención es muy importante al decidir la altura de instalación, respetar el gálibo mínimo cuando la red de captación reciba un impacto de energía igual a la capacidad nominal del sistema (Fig. 4.42).

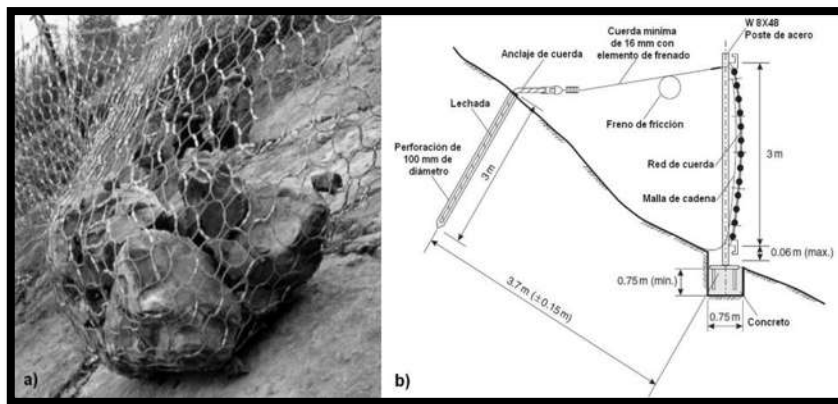


Figura 4.41.- Pantalla dinámicas: a) pantalla dinámica de deformación elástica después de un desprendimiento; b) Esquema de una pantalla dinámica de deformación elasto-plástica (Transportation Research Board, 1996).

Los túneles falsos pueden resultar económicamente factibles en escenarios topográficos donde se prevén importantes avalanchas de rocas o nieve. Esta solución es muy segura, pero su empleo ha sido restringido a lugares en los que resulta viable la colocación de pantallas, debido a su alto costo de construcción.

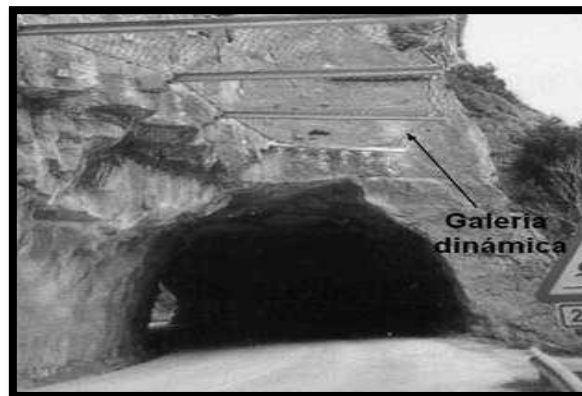


Figura 4.42.- Galería dinámica instalada en la vía Montserrat-Barcelona, España.

5.- APLICACIÓN DE SOFTWARE PARA EL MODELADO DE ESCENARIOS

En el Capítulo cuatro, se habló sobre los métodos empíricos para determinar la estabilidad de taludes y el riesgo de manera cualitativa y cuantitativa, que estos representan para la población. Así, como las propuestas de mecanismos de estabilización. Pero el ingeniero, no debe de fiarse a un solo método de diseño, sino que debe de optar por al menos dos métodos diferentes para poder cotejarlos y concluir con un diseño óptimo, resultado de la mezcla de un método empírico y otro teórico.

Los métodos empíricos presentados anteriormente son el resultado de un gran número de experiencias prácticas sobre casos históricos y proporcionan un criterio técnico veraz y actual. En cuanto al método teórico, los criterios analíticos de resistencia y deformabilidad del terreno son fundamentales, puesto que incluyen una relación entre la resistencia del terreno y los esfuerzos existentes, con la esperanza de la determinación de factores de seguridad.

5.1.- ROCLAB

RocLab es un programa de computación de libre distribución desarrollado por Rocscience Inc., que permite determinar los parámetros de resistencia del macizo rocoso, de acuerdo al criterio de rotura generalizado de Hoek-Brown.

La última versión del criterio de rotura de Hoek-Brown (2002), conjuntamente con su implementación en el programa RocLab, resuelven algunos de los puntos anteriormente confusos en el criterio, entre ellos se destacan:

- La aplicabilidad del criterio a macizos rocosos muy poco resistentes, y
- El cálculo de los parámetros equivalentes del criterio de Mohr-Coulomb, a partir de la envolvente de rotura de Hoek-Brown.


Las propiedades determinadas por RocLab, se pueden emplear como datos de entrada en programas de análisis numérico, tales como Phase2 (análisis de elementos finitos y diseño de soportes para excavaciones) o Slide (análisis de estabilidad de taludes mediante equilibrio límite).

Con el programa RocLab se pueden realizar las siguientes tareas:

- I. Determinar parámetros de resistencia.
- II. Proyectar envolventes de rotura.
- III. Estimación de parámetros de entrada.
- IV. Resultados de ensayos triaxiales.
- V. Parámetros equivalentes de Mohr-Coulomb.
- VI. Muestreador de esfuerzos.
- VII. Muestreador de parámetros de Mohr-Coulomb Instantáneos.
- VIII. Exportar datos e imágenes.

El empleo que se le dio en este estudio, fue la estimación de los parámetros de entrada (σ_{ci} , GSI, m_i y D) y determinar los parámetros de resistencia, de acuerdo al criterio de rotura de Mohr-Coulomb (c y ϕ).

El procedimiento para usar el programa se describe a continuación:

- Cada uno de los parámetros utilizados como entrada en el criterio de Hoek-Brown **σ_{ci}** (resistencia a la compresión no confinada de la roca intacta), **m_i** (parámetro de la roca intacta), **GSI** (índice de resistencia geológica) y **D** (factor de perturbación), se pueden estimar mediante tablas y ábacos.
- A estas tablas y ábacos se puede acceder seleccionando el botón selector () ubicado junto a los cuadros de edición de la introducción de datos en la barra lateral (Fig. 5.1).

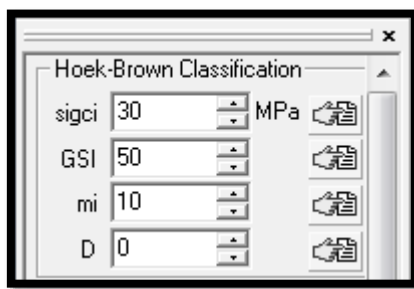


Figura 5.1.- Cuadro de introducción de datos del programa RocLab.

- Cuando se seleccione un botón selector, aparecerá una tabla o ábaco, que permitirá determinar un valor adecuado para el parámetro deseado (Fig. 5.2, 5.3, 5.4 y 5.5).

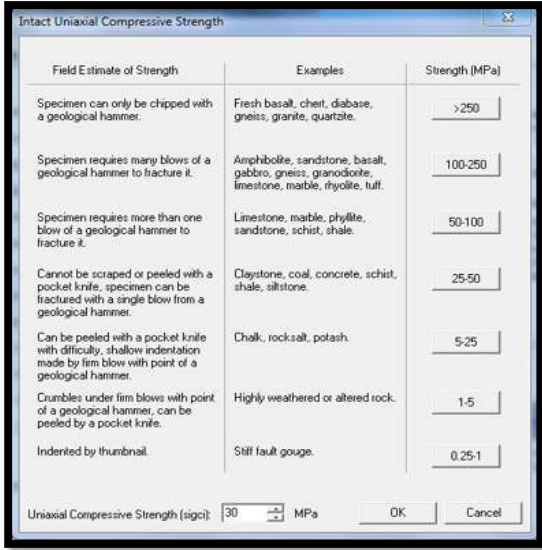


Figura 5.2.- Diálogos para la estimación de sigci.

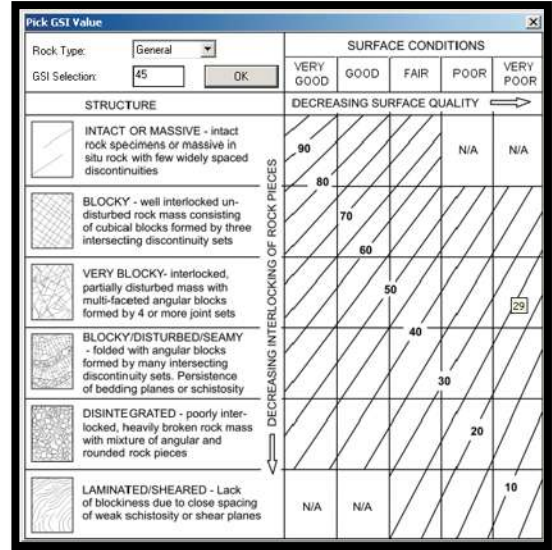


Figura 5.3.- Diagrama de clasificación GSI.

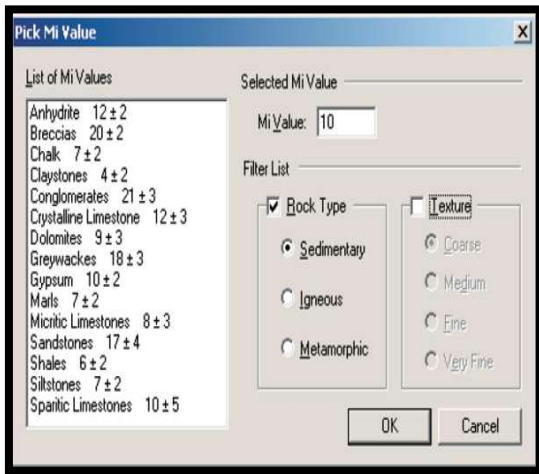


Figura 5.4.- Diálogos para la estimación de mi.

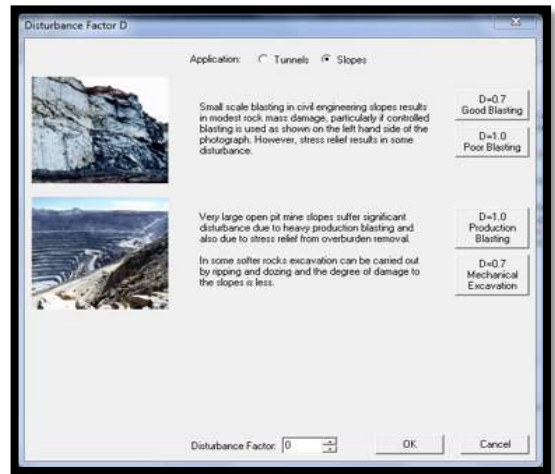
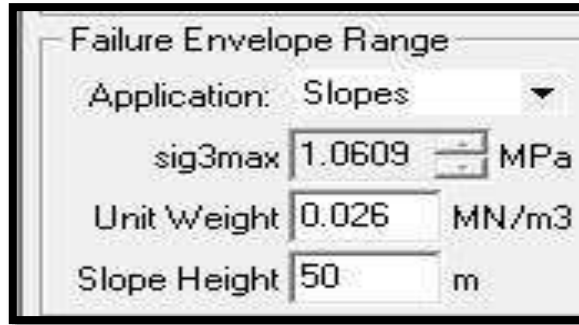


Figura 5.5.- Diálogos para la estimación de D.

- Una vez que se ha determinado un valor (por ejemplo de sigci, GSI, mi o D), se debe seleccionar OK en la ventana de diálogo. El valor se introducirá de forma automática en el área de introducción de datos de la barra lateral, y RocLab recomputará los resultados.
- Enseguida se selecciona la aplicación para taludes (Slopes), se introduce el dato del peso volumétrico del material en mega newton por metro cúbico y la altura del talud en metros (Fig. 5.6). Los datos de salida se mostrarán en la barra lateral (Fig. 5.7), y las envolventes de rotura correspondientes también se calcularán (Fig. 5.8).



Failure Envelope Range

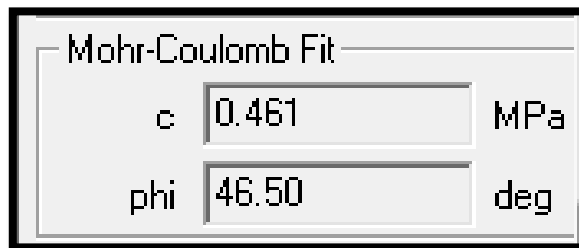
Application: Slopes

sig3max 1.0609 MPa

Unit Weight 0.026 MN/m³

Slope Height 50 m

Figura 5.6.- Datos de entrada del material y altura del talud.



Mohr-Coulomb Fit

c 0.461 MPa

phi 46.50 deg

Figura 5.7.- Parámetros resistentes por criterio de Mohr-Coulomb.

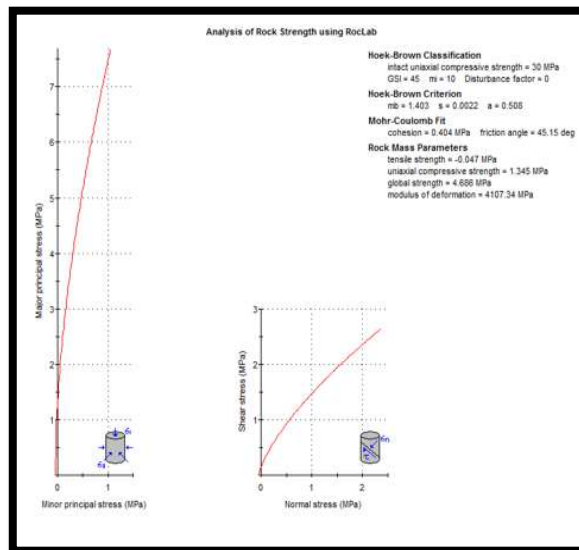


Figura 5.8.- Envolturas de rotura.

Los parámetros de resistencia obtenidos con este procedimiento caracterizaron las propiedades del material rocoso de los taludes y se utilizaron en el programa Slide para analizar su comportamiento, en distintos escenarios donde se puede afectar su estabilidad.

5.2.- ANÁLISIS CINEMÁTICO CON DIPS

Piteau & Peckover (1978) citados por Armas (2004), mencionan que analizar la estabilidad de un talud realizado en macizos rocosos fracturados, es parte de dos procesos. El primero es analizar la fábrica estructural del corte realizado para determinar si la orientación de las discontinuidades podría resultar en inestabilidad del talud bajo consideración, a lo cual conocemos como orientación desfavorable de éste con respecto a las discontinuidades. Esta determinación es realizada por medio del análisis estereográfico de la fábrica estructural que se denomina análisis cinemático. Ya que ha sido determinada la cinemática en la cual se tiene la posibilidad de rotura del talud. El segundo paso requiere un análisis de estabilidad por el método de equilibrio límite para comparar las fuerzas resistentes a la rotura contra las fuerzas actuantes de la rotura del talud. El rango entre estos dos sistemas de fuerzas se denomina como factor de seguridad FS.

Como se explicó en el Párrafo 2.4.6.2 “Movimientos en taludes artificiales”, existen 4 mecanismos de rotura (plana, cuña, vuelco y pandeo) controlados por las discontinuidades. Para poder hacer el análisis tridimensional de las familias de discontinuidades, se necesita hacer este tipo de proyección en un plano bidimensional. Para tal efecto existen dos tipos de proyecciones esféricas: una es la red estereográfica de Lambert o Schmidt, y la otra es la proyección de Wulff. En nuestro trabajo se empleó la falsilla de Schmidt.

El estereograma permite la representación de la orientación de planos de discontinuidad en términos de dirección del plano o dirección del buzamiento (α) con respecto al Norte, y el buzamiento (ψ , ángulo con respecto a la horizontal). Así, los planos pueden ser representados en el estereograma como círculos mayores, polos o vectores de buzamiento (Lisle & Leyshon, 2004).

De forma similar, podemos representar el ángulo de rozamiento o fricción (ϕ) como un círculo menor (Fig. 5.9), llamado como de fricción (el rozamiento actúa en todas las direcciones) que se separa de la circunferencia exterior (que representa la horizontal) con un ángulo que es precisamente el ángulo de rozamiento del material (Lisle & Leyshon, 2004).

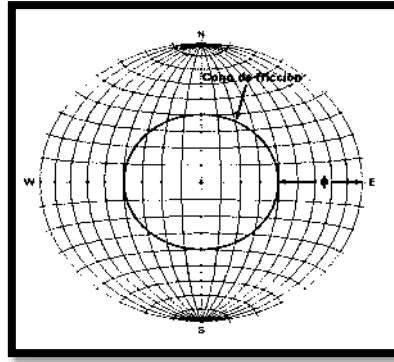


Figura 5.9.- Cono de fricción con ángulo de rozamiento de 50° en la Falsilla de Schmidt.

El análisis cinemático se llevó a cabo con el programa Dips desarrollado por Rocscience Inc. del cual se obtuvo una licencia educativa. El programa Dips está diseñado para realizar análisis y visualizar información estructural, de igual modo que si usáramos una red estereográfica.

Para ingresar registros de las discontinuidades en el programa DIPS, debemos generar un nuevo archivo (FILE->NEW), de este modo se generará una planilla tipo excel con dos columnas y cien filas. En caso de que el número de filas no fuese suficiente, DIPS permite agregar nuevas filas, como si fuera un archivo excel.

Por default las columnas vienen configuradas para recibir valores de dip (buzamiento) y dip direction (dirección del buzamiento), sin embargo en SETUP->JOB CONTROL es posible cambiar el tipo de dato a ingresar, pudiendo elegir entre las siguientes opciones: dip/dipdirection, strike/dipr, strike/dipl y trend/plunge (Fig. 5.10).

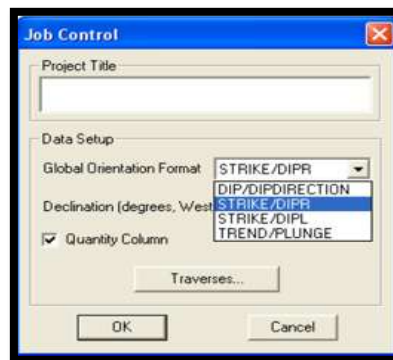


Figura 5.10.- Ventana de diálogos para seleccionar el tipo de registros a ingresar.

Una vez ingresado la información, es posible visualizarlos al interior de una red estereográfica en VIEW->POLE PLOT. De este modo se abrirá una nueva ventana con la red estereográfica y los polos ploteados en ellas (Fig. 5.11). Realizando clic derecho sobre la red aparecerán varias opciones, y entre las que nos interesan tenemos:

- DISPLAY OPTIONS, donde el usuario puede configurar los colores de la red, grillas, polos, fondo, etc. (Fig. 5.12).
- STERENET Opciones, donde se configura el tipo de proyección, es decir se puede elegir entre una red equiangular o equiareal, y adicionalmente seleccionar el hemisferio en donde plotear los polos (Fig. 5.13).

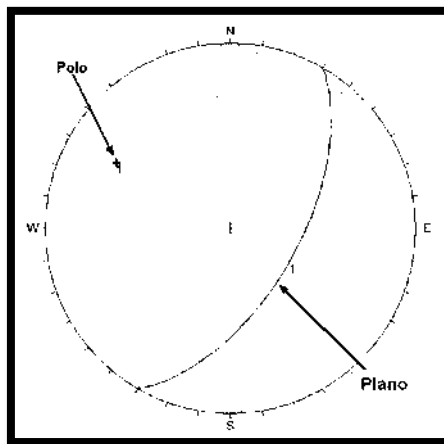


Figura 5.11.- Representación de un polo y un plano de discontinuidad, en la falsilla de Schmidt.

EN VIEW->ALL PLANES, es posible seleccionar si se desea visualizar solo los polos, solo planos o ambos juntos. Además TOOLS->STEREONET OVERLAY nos permite visualizar la grilla completa de la proyección estereográfica.

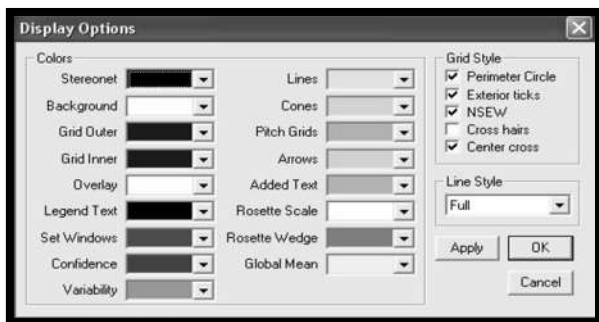


Figura 5.12.- Ventana para configurar características.



Figura 5.13.- Ventana para selección de falsilla.

5.3.- GEOESTUDIO (SEEP/W)

Como se mencionó en el Párrafo 3.3.1.5 referente al ensayo de corte directo, donde indica que es importante determinar la Curva Característica de Succión en el Suelo (SWCC), con la finalidad de poder entender su comportamiento, esto para los suelos no saturados

La curva característica de succión en un suelo se puede obtener con mediciones en laboratorio o se puede estimar a partir de otras propiedades del suelo, como la granulometría o la plasticidad (Fredlund et al., 2002). La SWCC no presenta la misma forma y posición, es decir para trayectorias de humedecimiento del suelo, que para trayectorias de secado del suelo, creando una “histéresis” al graficar ambas curvas.

La curva característica de succión del suelo en trayectoria de secado fue caracterizada por White et al., (1970) citado por Fredlund (2000). En la SWCC en términos del grado de saturación existen tres zonas claramente identificables, como se muestra en la Figura 5.14, una zona de efecto de borde, una zona de transición y una zona de saturación residual. Existen dos puntos característicos que marcan el límite entre cada etapa, el valor de entrada de aire y el grado de saturación residual.

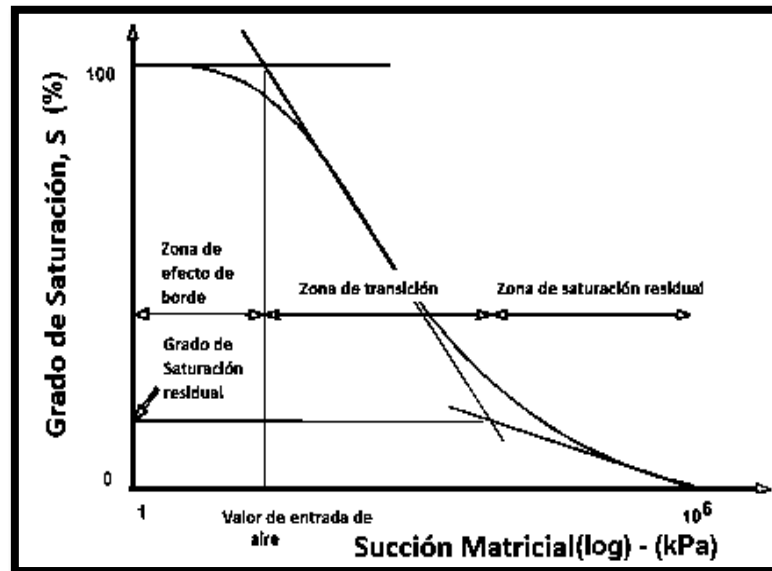


Figura 5.14.- Curva característica de succión en un suelo (Meza, 2012).

En la zona de efecto de borde, la gráfica es inicialmente horizontal, es decir, el suelo permanece saturado. El valor de entrada de aire, es la succión requerida para que el aire entre a los poros más grandes del suelo y se inicia la desaturación o pérdida de la saturación. En este punto se inicia la zona de transición, en la cual existe una interfase aire-agua, pero el agua se encuentra de manera continua. Finalmente, al seguir disminuyendo el contenido de agua dentro de los poros, se llega al grado de saturación residual, donde se inicia la zona de saturación residual. El grado de saturación residual corresponde al contenido de agua para el cual, la fase líquida deja de ser continua y los poros se encuentran ocupados principalmente por aire (Meza, 2012).

La curva característica de succión del suelo se estimó a partir de las propiedades del suelo como la granulometría y la plasticidad, utilizando el software SEEP/W de la familia Geoestudio, obteniendo los valores de succión del suelo para cada contenido volumétrico de agua, el software resuelve la fórmula 5.1 propuesta por Fredlund & Xing en 1994, la cual está en términos del contenido volumétrico de agua.

$$\theta = C(\Psi) \left\{ \frac{\theta_s}{\ln \left[e + \left(\frac{\Psi}{a} \right)^n \right]} \right\}^m \quad 5.1$$

donde

θ = contenido volumétrico de agua a cualquier valor de succión.

Ψ = es la succión en el suelo en kPa.

$C(\Psi)$ = función de corrección.

θ_s = contenido volumétrico de agua del suelo en estado de saturación.

e : base de logaritmo natural: 2.71828...

a : succión relacionada con el valor de entrada de aire (punto de inflexión de la curva).

n : parámetro del suelo relacionado con la pendiente de la curva en el punto de inflexión.

m : parámetro de ajuste relacionado con los resultados cerca del contenido residual de agua.

La función de corrección $C(\Psi)$ obliga que la curva pase por una succión de 10^6 kPa, cuando el contenido de agua es nulo. Este comportamiento es común en todos los suelos (Fredlund, 1964). La función de corrección está definida por la fórmula 5.2.

$$C(\Psi) = \left[1 - \frac{\ln \left(1 + \frac{\Psi}{\Psi_r} \right)}{\ln \left(1 + \frac{1\,000\,000}{\Psi_r} \right)} \right] \quad 5.2$$

donde Ψ_r es el valor de succión que corresponde al contenido residual del agua. La succión residual puede ser estimada en 1,500 kPa para la mayoría de los suelos, aunque el valor real es desconocido. El procedimiento en el software para realizar la estimación de la curva característica de succión del suelo fue el siguiente:

- Crear un nuevo proyecto con SEEP/W, con tipo de análisis Steady-State.
- Se da clic sobre KeyIn y seleccionar Materials, se agrega un nuevo material con modelo Saturated/Unsaturated. Se da clic sobre el diálogo del Vol. Water Content Fn para agregar una nueva función (Fig. 5.15).

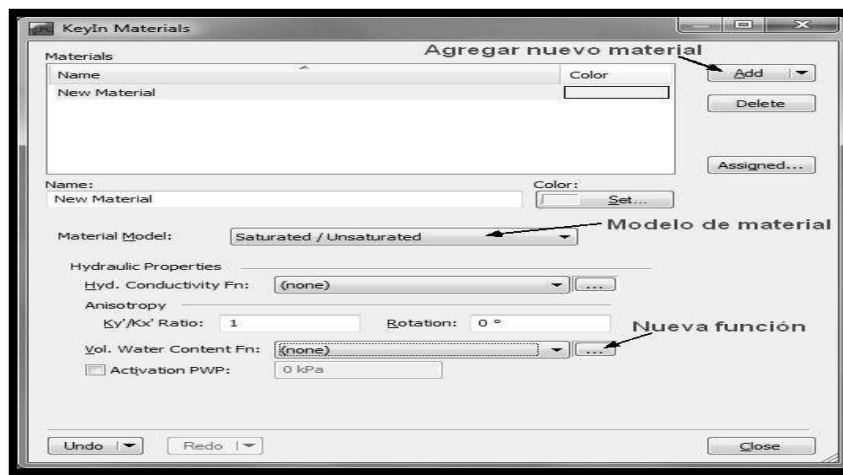


Figura 5.15.- Ventana para selección de propiedades hidráulicas del material.

- Se introducen los valores obtenidos en laboratorio de los ensayos de granulometría (D_{10} y D_{60}), límites de Atterberg (límite líquido) y contenido de humedad del material en condiciones saturadas de los especímenes elaborados

para el ensayo de corte directo (Fig. 5.16). El software genera automáticamente la gráfica de Succión matricial vs Contenido volumétrico de agua (Fig. 5.17).



Figura 5.16.- Ventana para estimar función del contenido volumétrico del agua.

➤ Se da clic sobre el diálogo de Hyd. Conductivity Fn para estimar la función de conductividad hidráulica, estimándolo con el método de Fredlund & Xing, donde se selecciona la nueva función de Succión matricial vs Contenido volumétrico de agua y se introduce el valor de la permeabilidad (K) obtenido en laboratorio (Fig. 5.18). El software genera automáticamente la gráfica de Succión matricial vs permeabilidad.

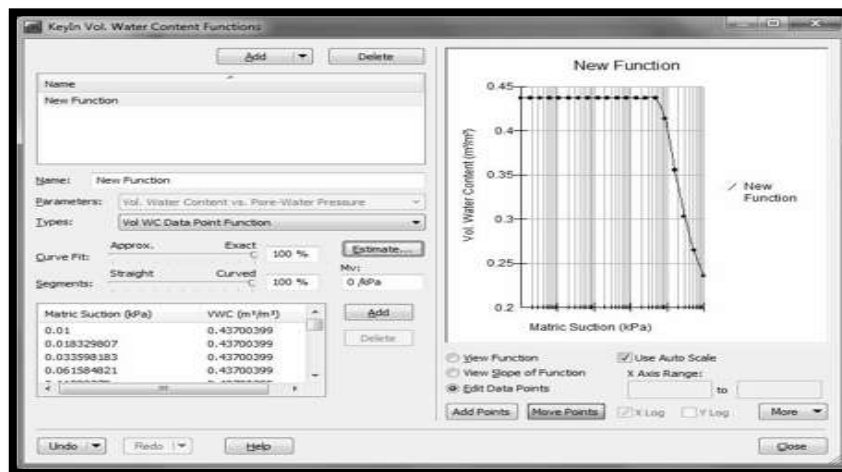


Figura 5.17.- Función de Succión matricial vs Contenido volumétrico de agua.

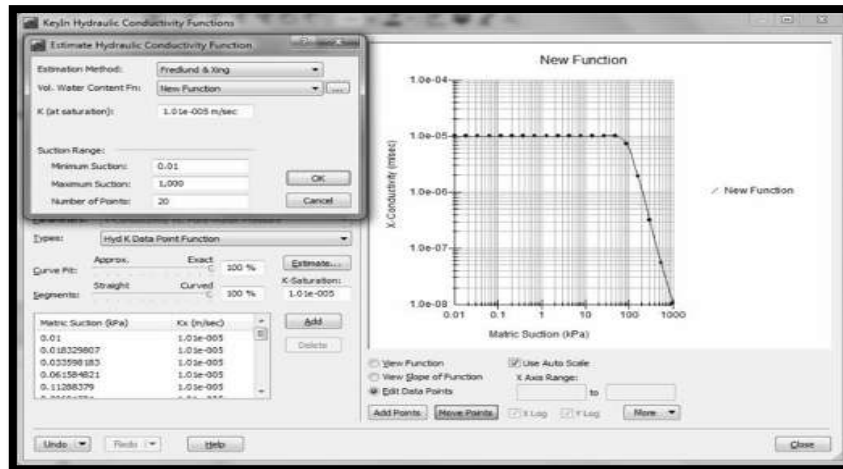


Figura 5.18.- Ventana de diálogo para estimar la función de conductividad hidráulica.

Los valores obtenidos en las dos funciones, se utilizarán en el software Slide para definir las propiedades hidráulicas del material. De la función de succión vs contenido volumétrico se obtendrán los valores correspondientes de succión para cada contenido de agua de los especímenes del ensayo de corte directo para generar la envolvente de succión vs esfuerzo cortante, y obtener el ángulo ϕ_b .

5.4.- SLIDE

El software Slide pertenece a la familia de programas de Rocscience Inc. y al igual que el software Dips y RocFall, se cuenta con licencia educativa para poder implementarlos en nuestra investigación.

Slide 6.0 es un programa de estabilidad de taludes en 2D para evaluar el factor de seguridad (FS) o la probabilidad de falla, de las superficies de falla circulares o no circulares en los taludes de suelo o roca.

Las características que incluye el programa Slide son:

- Métodos de búsqueda de superficie críticos para superficies de deslizamiento circulares o no circulares.
- Métodos de análisis que incluyen métodos de equilibrio límite como Bishop, Janbu, Spencer, GLE / Morgenstern-Price.
- Facilidad de empleo de múltiples materiales.
- Materiales anisotrópico y de Mohr-Coulomb no lineales.

- Análisis probabilístico. Calcula la probabilidad de falla, e índice de fiabilidad.
- Análisis de sensibilidad.
- Aguas Subterráneas. Superficies piezométricas, factores R_u , presión de poro en redes, análisis de elementos finitos para filtración, el exceso de presión de poro (método B-bar).
- Análisis en elemento finito de la filtración de agua subterránea para condiciones estables o transitorias.
- Tensión en grieta (seco o con agua).
- Cargas externas (lineal, distribuida o sísmica).
- Diseño de soportes (Anclajes, geotextiles, pilas, pilotes).
- Análisis posterior de la fuerza de soporte que se requiere para un determinado FS.
- Ver cualquiera o todas las superficies generadas en el análisis.
- Resultados detallados de los análisis, se pueden trazar para superficies deslizantes individuales.

Como se mencionó en las características que incluye el programa Slide, este permite realizar análisis en superficies individuales o una búsqueda de superficie crítica, para intentar encontrar la superficie de desplazamiento con el FS más bajo.

En Slide, hay tres métodos de búsqueda disponible para superficies de desplazamientos circulares: Grid Search (Búsqueda de cuadrícula), Slope Search (Búsqueda de talud) o Auto Refine Search (Búsqueda de refinación automática). Usaremos Grid Search, el cual es un método de defecto.

La generación de los modelos en esta investigación, se realizó de la siguiente manera:

- Se creó un nuevo archivo, haciendo clic en la pestaña Analysis y seleccionando Project Settings. Se abrió un diálogo para configurar el proyecto, este diálogo contiene la configuración general (unidades, dirección de falla, cantidad de materiales y soportes), método de análisis, método de capa freática, condiciones transitorias por mencionar algunas.
- Se seleccionó en unidades métricas, tiempo en días, permeabilidad en metros por segundo. Los métodos usados fueron Bishop y Janbu simplificados para el cálculo del FS y water Surfaces, para la filtración del agua subterránea con condiciones transitorias hasta de 90 días, se debe activar la casilla de advanced.

- A continuación se deben definir los materiales, se da clic sobre Properties y seleccionar Define Materials. El diálogo de las propiedades de materiales permite asignar nombre, color y peso volumétrico del material, y se debe de escoger el tipo de método para el cálculo del esfuerzo cortante, para esta investigación se utilizó Mohr-Coulomb por lo que permitió ingresar el ángulo de fricción interno y cohesión, y por tratarse de suelos parcialmente saturados se requiere también del valor de entrada de aire y ángulo ϕ^b (Fig. 5.19).
- Crear el contorno externo dando clic sobre Boundaries y seleccionar Add External Boundary. Enseguida se agrega los contornos de los materiales, en la misma pestaña pero ahora seleccionando Add Material Boundary. Se asignan los materiales, haciendo clic derecho en el mouse y escogiendo el tipo de material.
- Se da clic sobre la pestaña Transient Groundwater en la parte inferior del programa para configurar la red de flujo y asignar las propiedades hidráulicas del material. Ya estando en la pestaña, se da clic derecho en el ratón sobre el material y se selecciona la opción Hydraulic Properties, abriendo la ventana del diálogo que se muestra en la Figura 5.20 y se da clic en New, para generar un nuevo modelo con los valores (succión matricial vs permeabilidad y succión matricial vs contenido volumétrico de agua) obtenidos en el programa SEEP/W de Geostudio, que se introducen en las tablas del diálogo de la Figura 5.21.

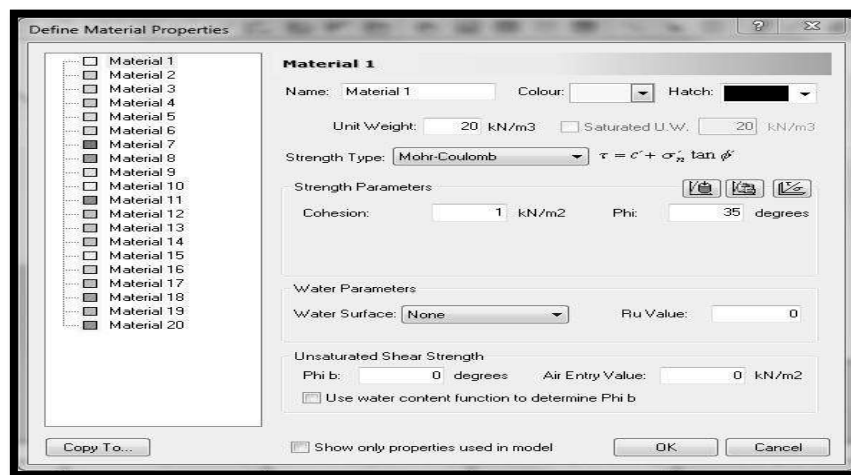


Figura 5.19.- Ventana de diálogo para configurar propiedades resistentes de los materiales.

- Una vez configuradas las propiedades, se genera la malla de elemento finito para poder realizar el análisis. Para crearla se da clic sobre la pestaña de Mesh y se selecciona Discretize and Mesh, automáticamente el programa la genera.

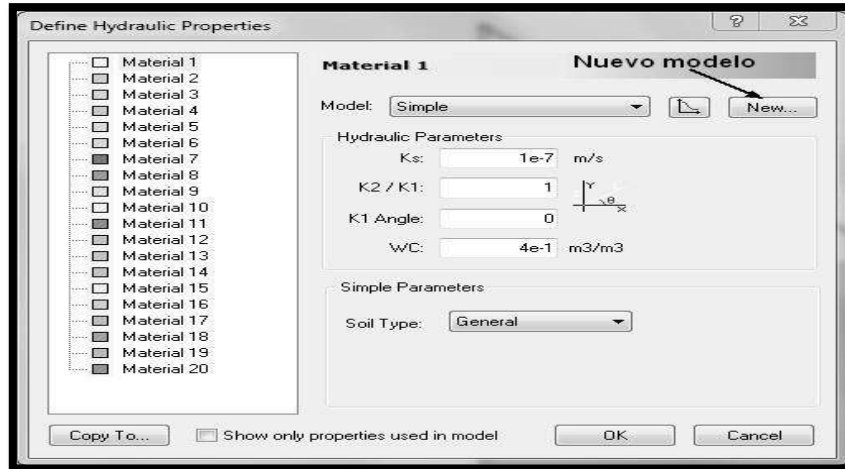


Figura 5.20.- Diálogos para configurar las propiedades hidráulicas de los materiales.

- Por último, se configuran las condiciones de contorno que definen el problema de capa freática que se desea resolver. Se va a la pestaña Mesh y selecciona la opción Set Boundary Conditions, los modelos solo son afectados por la infiltración normal del agua de las precipitaciones (Fig. 5.22). En la pestaña de Slope Stability se da clic en Loading y se selecciona Seismic Load, para agregar una carga sísmica de acuerdo a la zona de estudio y poder modelar lo que sucedería si se presentan dos eventos naturales (ciclón y sismo) al mismo tiempo.

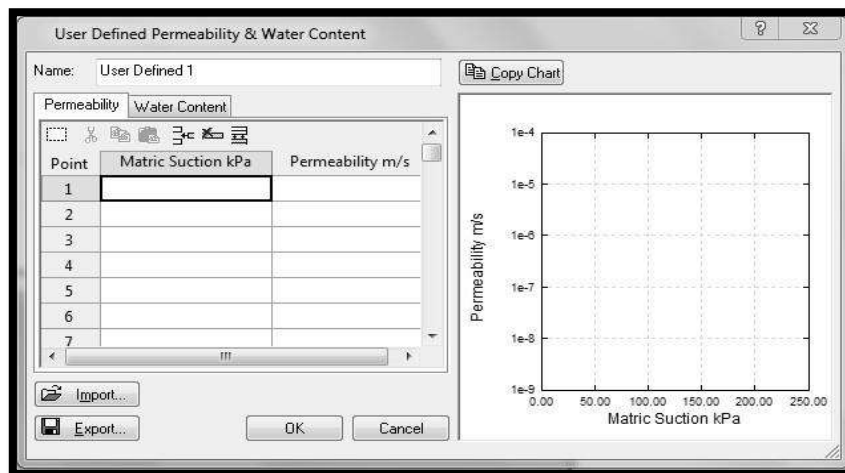


Figura 5.21.- Ventana de diálogo para definir la permeabilidad y contenido volumétrico de agua del material.

- Se guarda el archivo y se da clic sobre la pestaña Analysis y se selecciona Compute, para que el programa realice el modelo planteado.

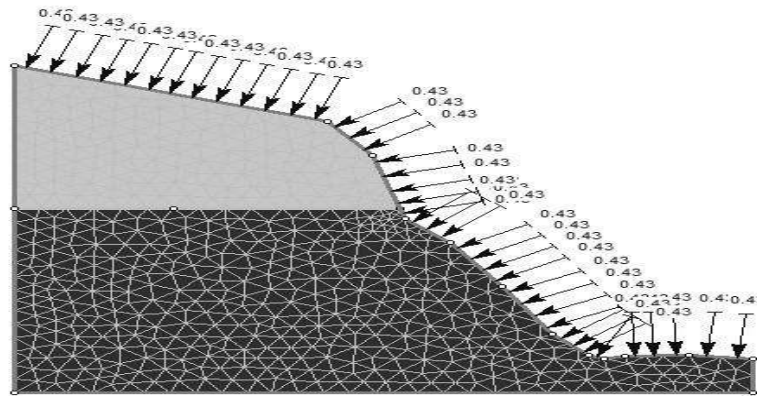


Figura 5.22.- Modelo de talud con malla de elemento finito e infiltración normal de 0.43 m/d.

- Para ver los resultados se da clic sobre la pestaña Analysis y se selecciona Interpret.

Ya analizados los modelos, se hacen propuestas de mecanismos de estabilización para los perfiles inestables, y en caso necesario se vuelve a analizar para comprobar que el FS se incremente, dando un valor aceptable, de acuerdo a los métodos de equilibrio límite.

5.5.- ROCFALL

El análisis de caída de bloques de roca se estudia por medio de técnicas que permiten obtener una probable trayectoria del bloque, desde su desprendimiento hasta su ubicación final. Adicionalmente, otras variables como la energía y velocidad del impacto, pueden ser observadas. Este proceso físico de caída de rocas obedece a las leyes de Newton y a la teoría de colisiones o choques (Goldsmith, 1960). RocFall permite el desarrollo matemático de estas leyes y teorías, facilitando el cálculo de las trayectorias más probables de la caída de bloques de roca para ciertas condiciones iniciales conocidas (Falchetta, 1985).

RocFall es un programa de partícula basado en el análisis estadístico y diseñado para evaluar el riesgo ante desprendimientos de rocas en taludes en dos dimensiones. Con este programa se puede evaluar la energía, velocidad y altura de rebote en cualquier punto del talud al igual que la localización final de las rocas desprendidas, que es el factor que más interesa. No toma en cuenta el efecto del tamaño del bloque, la

forma y el momento angular de la roca en los resultados finales. En cambio, el modelo tiene la ventaja que los cálculos se realizan con extremada rapidez. Además, permite incluir distribuciones estadísticas de los parámetros de entrada (Rocscience, 2002).

RocFall está compuesto por tres secciones distintas en el análisis de la caída de las rocas: el algoritmo de la partícula, el algoritmo de proyección y el algoritmo de deslizamiento. El algoritmo de la partícula asegura que todos los parámetros de la simulación son válidos, establece todas las condiciones iniciales para preparar los algoritmos de proyección y deslizamiento, finalmente realiza el algoritmo de proyección. En el resto de la simulación, hasta que la roca se detiene, se emplea el algoritmo de proyección y deslizamiento (Rocscience, 2002).

El modelado en RocFall necesita de ciertos parámetros de entrada para poder llevarse a cabo, los cuales son: velocidad angular, coeficiente de restitución normal, rugosidad del talud, ángulo de fricción y coeficientes de restitución. La interface del programa RocFall es muy similar al Slide. Para realizar un análisis típico en RocFall se debe seguir el siguiente procedimiento, el cual se realiza en pocos minutos.

- Definir la geometría del talud.
- Definir los materiales que conforman el talud (Fig. 5.23).
- Asignar el tipo de material, según su morfología del talud.
- Definir la zona del talud donde se detectan posibles desprendimientos.
- Calcular el análisis.
- Graficar los resultados (Fig. 5.24).

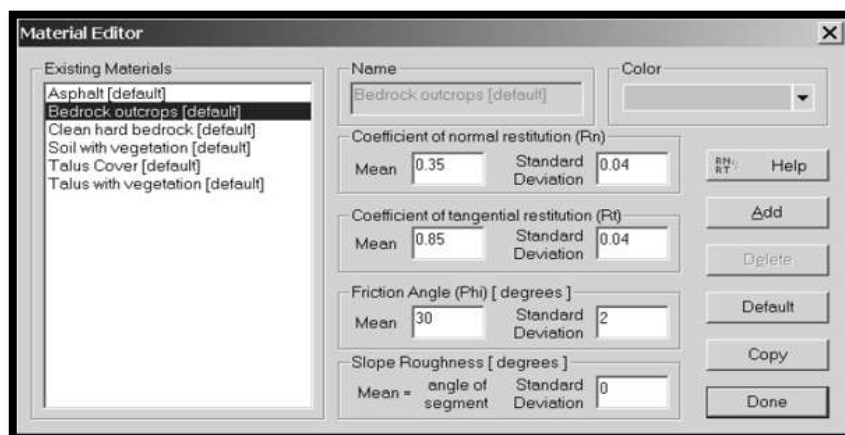


Figura 5.23.- Ventana para definir los materiales.

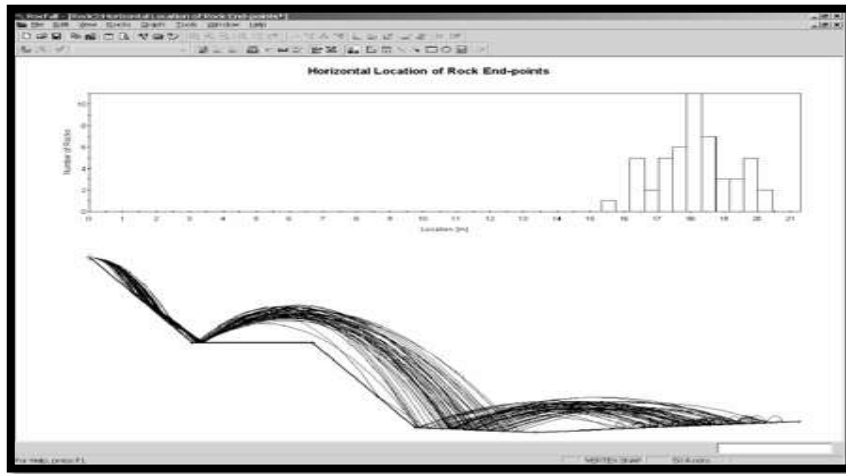


Figura 5.24.- Gráfica de resultados del modelo, con su distancia de llegada de los bloques.

6.- RESULTADOS

6.1.- DESCRIPCIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO

La zona de estudio se localiza en el tramo carretero Morelia – Cd. Hidalgo perteneciente a la carretera federal No. 15 mejor conocida como Mil Cumbres, esta carretera cruza por 6 Municipios, los cuales son: Morelia, Charo, Tzitzio, Indaparapeo, Queréndaro y Ciudad Hidalgo, ubicados en la parte Norte y Noreste del estado de Michoacán.

Al revisar el atlas nacional de riesgos realizado por el Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED) disponible en su portal web, se detectó que se encuentra cerca de los límites de la región potencial de deslizamiento de taludes naturales denominada Eje Neovolcánico y pertenece a la zona "C" de la regionalización sísmica de CFE. A la vez, se consultó el mapa digital de México V6 creado por el INEGI, donde se pudieron ubicar las fallas y fracturas cercanas al tramo carretero, dando un total de dos fallas y seis fracturas (Fig. 6.1).

Una vez obtenida esta información sobre la zona, se realizó un recorrido sobre el tramo carretero para identificar en campo, si alguna falla o fracturamiento estaba ocasionando alguna inestabilidad de los taludes que conforman el trazo. La falla de la Paloma, con dirección E-O es una falla geológica activa de origen regional, que pasa al norte (muy retirado) del sitio en cuestión. En la zona en estudio se puede apreciar un pequeño asentamiento en la carpeta asfáltica, lo que se atribuye al mismo movimiento de la ladera, considerando que los taludes tienen una altura insignificante. El segundo problema geológico es una fractura que inicia en la localidad “El Alamo” con sentido N – S perteneciente al municipio de Charo, en este tramo se localizaron 4 taludes con manifestaciones de inestabilidad, 2 cercanos al inicio del fracturamiento y los otros dos en la localidad “Los Cantiles” a 400 metros en dirección Oeste, tomando como referencia el eje del fracturamiento (Fig. 6.1). No se continuó con el recorrido debido a

que estos taludes eran bastos para el objetivo de nuestra investigación, por lo que se decidió analizar los taludes localizados en la localidad de “Los Cantiles”, ya que representan mayor riesgo para los habitantes de dicha localidad y usuarios que transitan la carretera. Por lo anterior se les asignaron el nombre de Los Cantiles 1 y Los Cantiles 2.



Figura 6.1.- Tramo carretero Morelia – Cd. Hidalgo, Carretera Federal No. 15.

El sitio de estudio pertenece al municipio de Charo que se encuentra en la parte norte del estado de Michoacán, entre los paralelos 19°32' y 19°48' de latitud norte; los meridianos 100°54' y 101°07' de longitud oeste; altitud entre 1300 y 2800 m. La fisiografía está conformada por 68.12% de la provincia Eje Neovolcánico y el 31.88% por la Sierra Madre del Sur, los rangos de temperatura van de los 14°C a los 20°C, con registro de precipitación de 700 – 1200 mm y clima Templado subhúmedo con lluvias en verano, de mayor humedad (53.81%), semicálido subhúmedo con lluvias en verano, de humedad media (26.19%), templado subhúmedo con lluvias en verano, de humedad media (18.95%) y templado subhúmedo con lluvias en verano, de menor humedad (1.05%). La geología del municipio se puede observar en la Figura 6.2, la cual está compuesta por roca Ígnea extrusiva: andesita-brecha volcánica intermedia (47.48%), brecha volcánica intermedia (16.64%), toba ácida (9.53%), volcanoclástica (4.78%), dacita-toba ácida (4.78%), andesita (3.67%), toba intermedia-brecha volcánica (2.81%), basalto (0.36%) y dacita-brecha volcánica ácida (0.33%); Roca Sedimentaria: arenisca-conglomerado (1.69%), limonita-arenisca (1.42%) y conglomerado (1.16%) y suelo aluvial (4.33%) y lacustre (0.01%) (SGM, 2009).

El punto de interés se sitúa en la parte SE del municipio de Charo, en los límites con los municipios de Tzitzio e Indaparapeo, sus coordenadas geográficas son $100^{\circ} 55' 25.82''$ W, $19^{\circ} 39' 34.77''$ N, con elevación sobre el nivel del mar de 2240 m. La precipitación media anual es de 1200 mm, con una temperatura de 16°C siendo un clima templado subhúmedo con lluvias en verano, de mayor humedad (53.81%), la clase de roca es andesita y brecha andesítica intermedia, con una capa de suelo luvisol. El uso de suelo en la parte superior e inferior de los taludes es agrícola (Huerta de aguacate).

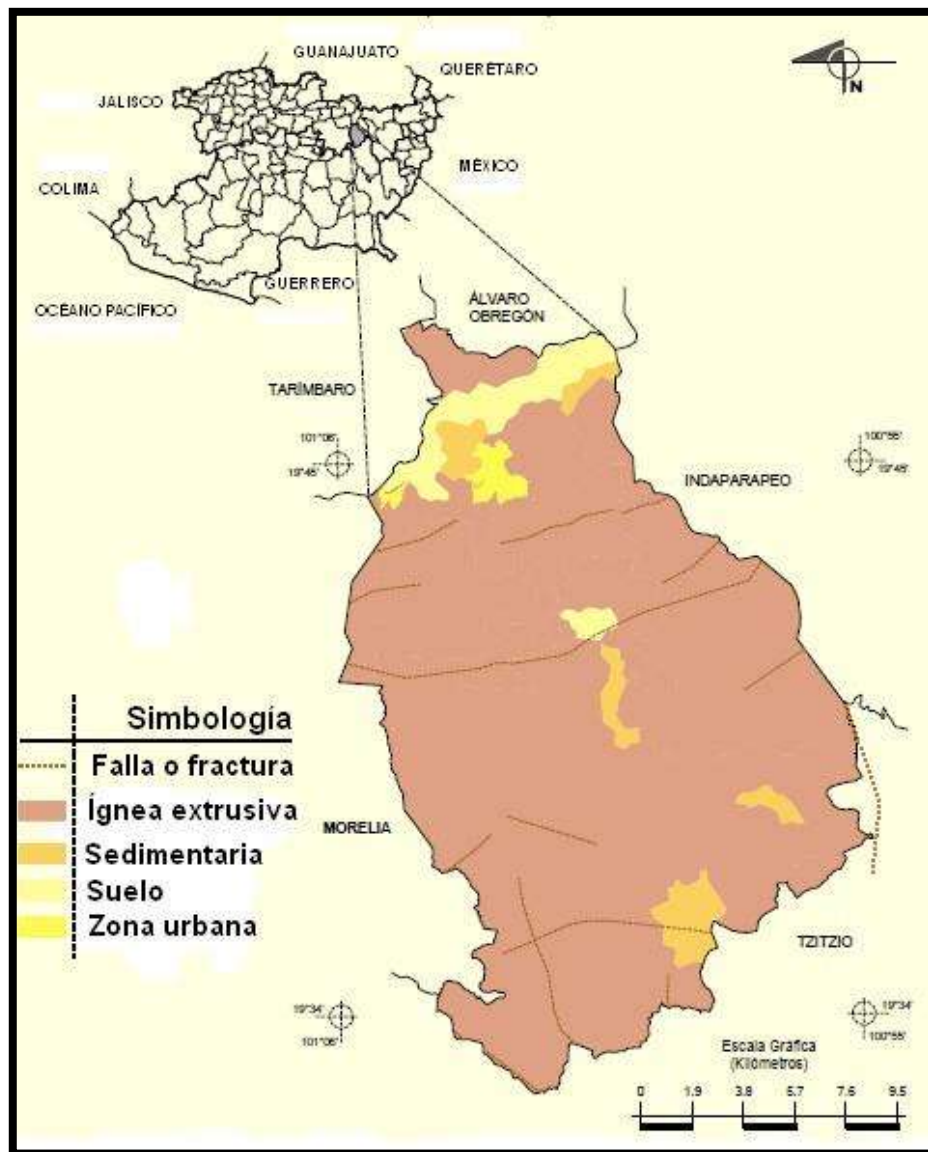


Figura 6.2.- Carta geológica del municipio de Charo, Michoacán (SGM, 2009).

6.2.- ESTUDIOS IN SITU

Localizados los dos taludes inestables, se realizaron varias visitas, con la finalidad de llevar a cabo los estudios in situ. Los estudios que se efectuaron consistieron en un reconocimiento de campo (caracterización de la matriz rocosa, zonificación en base criterios litológicos-estructurales y descripción de las discontinuidades) y un levantamiento topográfico de los dos taludes.

6.2.1.- Levantamiento topográfico

El levantamiento topográfico se realizó en el mes de mayo para facilitar su ejecución, obteniendo la morfología de los taludes. La Tabla 6.1 contiene la información más relevante del levantamiento topográfico de ambos taludes. La Figura 6.3 muestra la conformación del talud “Los Cantiles 1”, detallando los límites de las zonas de las diferentes litologías, obteniendo los espesores de cada estrato.

Tabla 6.1.- Descripción de las zonas que conforman los taludes.

Talud	Altura (m)	Longitud (m)	Inclinación (°)	Dirección (°)	Niveles	Descripción de la zona
Los Cantiles 1	25	60	85 ^{o1} 69 ^{o2}	137°	4	I. Bloques de roca andesita.
						II. Brecha volcánica intermedia andesítica.
						III. Roca andesita muy fracturada
						IV. Suelo.
Los Cantiles 2	21	70	72 ^{o3} 62 ^{o4}	95°	4	I. Bloques de roca andesita.
						II. Suelo.
						III. Brecha volcánica intermedia andesítica.
						IV. Roca andesita muy fracturada.

¹ Inclinación de la zona I y II del talud 1.

² Inclinación de la zona III y IV del talud 1.

³ Inclinación de la zona I, II y III del talud 2.

⁴ Inclinación de la zona IV del talud 2.

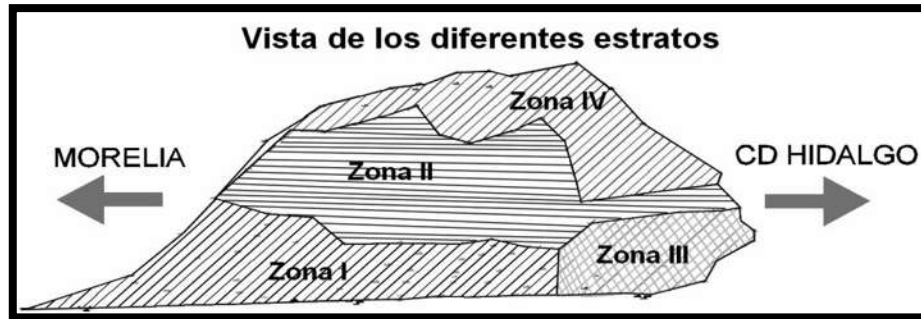


Figura 6.3.- Conformación del talud "Los Cantiles 1".

La conformación del talud "Los Cantiles 2" se detalla en la Figura 6.4, cuenta con 4 estratos de acuerdo a las litologías más abundantes. La descripción de cada uno, se menciona en la Tabla 6.1.

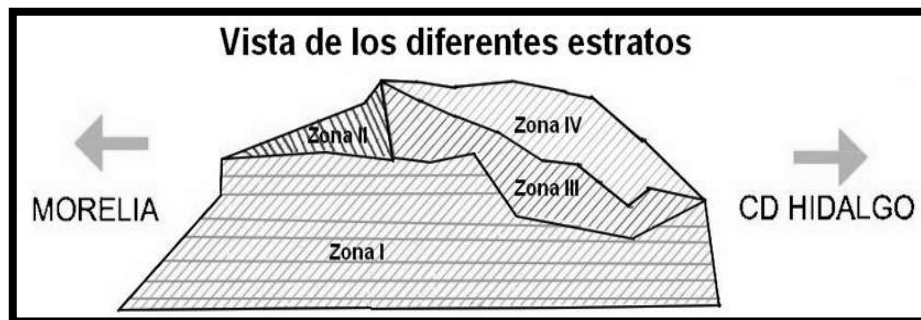


Figura 6.4.- Conformación del talud "Los Cantiles 2".

6.2.2.- Caracterización de la matriz rocosa en campo

La identificación de la roca se realizó de manera visual, comprobando la información de la carta geológica de la zona proporcionada por el Servicio Geológico Mexicano (SGM 2009). De acuerdo a lo anterior la roca de la zona corresponde a una roca andesita con diferentes grados de alteración.

El macizo rocoso de la zona I del talud "Los Cantiles 1" está constituido por bloques de gran tamaño de roca andesítica de grano fino un poco decolorada, con una resistencia a compresión simple de 36 MPa, este valor se determinó con el esclerómetro. En la zona II se identificó brecha volcánica intermedia andesítica de resistencia muy baja, disgregándose con un golpe del martillo geológico. La zona III está compuesta por andesita muy decolorada y altamente fracturada, debido al grado de alteración no se consiguió determinar su resistencia con el esclerómetro.

En el talud “Los Cantiles 2” se identificó en la zona I bloques de gran tamaño de roca andesítica un poco alterada y decolorada con una resistencia de 60 MPa. En la zona III se encontró brecha andesítica intermedia con signos de alteración y de baja resistencia. La zona con mayor fracturación se identificó en la zona IV del talud, el material de este estrato es una andesita alterada y muy fracturada, la resistencia no se determinó en campo por el alto grado de fracturación.

6.2.3.- Descripción de las discontinuidades

La metodología aplicada para este análisis se describió en el inciso 3.2.3 del capítulo 3, donde explica de manera detallada como obtener la información que muestran las Tablas A.1 y A.2 en el Anexo A.

Las discontinuidades de la zona I de ambos taludes presentan una abertura de 1 mm, en las otras zonas tienen una abertura de 2 mm. El material de relleno en las discontinuidades de las zonas bajas de ambos taludes presenta características similares, proveniente del deterioro de la brecha volcánica y de los bloques de andesita, su resistencia va de dura a muy dura. Las discontinuidades de la zona IV del talud 2 están rellenas de material proveniente de la capa vegetal y del deterioro de los fragmentos de andesita. Ambos macizos rocosos no presentan en sus discontinuidades flujo de agua, solo presenta un poco de humedad el relleno de la zona III del talud 1.

El perfil de rugosidad que predomina en las discontinuidades de la zona I del talud 1 es ondulado rugoso y en la zona III escalonado rugoso. Para las discontinuidades del talud 2, la zona I tiene un perfil de rugosidad de tipo ondulado rugoso y en la zona IV escalonado liso. Los tipos de perfiles se muestran en la figura 3.3 del capítulo 3.

6.3.- ESTUDIOS EN LABORATORIO

Del material recolectado durante las primeras visitas a campo, se llevó al laboratorio para realizar las pruebas correspondientes y lograr la caracterización a detalle de los materiales que conforman los dos taludes. Las pruebas fueron desarrolladas en el laboratorio de materiales “Ing. Luis Silva Rúelas” en los departamentos de Mecánica de rocas y suelo, de la Facultad de Ingeniería Civil en la Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo.

6.3.1.- Caracterización del suelo

Para la caracterización del suelo se empleó el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) explicado en el apartado 3.3.1 del capítulo 3. Las pruebas realizadas para la clasificación son granulometría y límites de Atterberg.

El material analizado del talud “Los Cantiles 1”, en la prueba de granulometría, nos arrojó que contiene 53.50% de partículas gruesas con un coeficiente de uniformidad de 8.57 y un coeficiente de curvatura de 0.71, tratándose de una arena mal graduada (SP); el 46.50% restante de la muestra se trata de un material fino, al cual se le realizaron los límites de Atterberg, obteniéndose los valores que se muestran en la Tabla 6.2, determinando que el material fino es una arcilla de alta plasticidad (CH). Apegándose al SUCS, el material se clasifica como una arena arcillosa (SC). Para el talud “Los Cantiles 2” se procedió de la misma manera, clasificando el material como una arena limosa (SM), en la Tabla 6.2 se puede observar los valores obtenidos en las pruebas. El Anexo B contiene las curvas granulométricas y en el Anexo C se pueden observar las curvas de fluidez del material.

Tabla 6.2.- Resultados de las pruebas para clasificar el suelo.

Prueba		Normativa	Los Cantiles 1	Los Cantiles 2
Granulometría	Partículas gruesas (%)	M-MMP-1-06-03	53.50	63.80
	Partículas finas (%)		46.50	36.20
	D ₁₀		0.11	0.12
	D ₃₀		0.26	0.29
	D ₆₀		0.90	0.70
	Coeficiente de Uniformidad (Adimensional)		8.57	5.83
	Coeficiente de Curvatura (Adimensional)		0.71	1.00
Límites de Atterberg	Límite líquido (%)	M-MMP-1-07-07	58.01	49.09
	Límite plástico (%)		23.52	35.89
	Índice plástico (%)		34.49	13.20
	Contracción volumétrica (%)		19.33	24.20
	Contracción lineal (%)		10.90	10.09
Clasificación SUCS			SC	SM

La densidad de sólidos (S_s) se llevó a cabo como lo indica el apartado 3.3.1.3 del capítulo 3, y debido a que en campo no se pudo determinar el peso volumétrico máximo seco del suelo. En laboratorio se realizó el ensayo Proctor estándar (apartado 3.3.1.4) de donde se obtuvo la humedad óptima y el peso volumétrico máximo seco para dicha humedad (Tab. 6.3). El Anexo D contiene los reportes del ensayo proctor estándar.

Tabla 6.3.- Resultados de la densidad de sólidos y ensayo Proctor estándar.

Talud	Material	S_s (Adimensional)	H_{opt} (%)	$\gamma_{d\ opt}$ (ton/m ³)
Los Cantiles 1	SC	2.52	27.20	1.43
Los Cantiles 2	SM	2.61	25.20	1.47

Con los datos de la Tabla 6.3, se elaboraron especímenes como lo indica el procedimiento explicado en el apartado 3.3.1.5 del capítulo 3 y ensayados con la prueba Consolidada- No drenada (CU) en el equipo de corte directo. Se ensayaron 3 especímenes por talud, cada uno con diferente esfuerzo normal pero con la misma velocidad de ensayo de 0.5 mm/min (Tab. 6.4), de esta prueba se obtuvo los valores de cohesión (C_{cu}) y ángulo de fricción interna (ϕ_{cu}) de cada material.

Tabla 6.4.- Esfuerzos normales aplicados a los especímenes.

Talud	Material	1 ^{er} σ_n (kg/cm ²)	2 ^{do} σ_n (kg/cm ²)	3 ^{er} σ_n (kg/cm ²)
Los Cantiles 1	SC	1.194	2.388	3.582
Los Cantiles 2	SM	1.030	2.058	3.092

Como se puede observar en la Tabla 6.4, los esfuerzos normales aplicados en cada etapa son diferentes para cada talud, esto se debe al nivel que se desea conocer y a los esfuerzos actuantes en el material. Esto se calcula con el nivel deseado y el peso volumétrico máximo seco del material que conforma al talud, comúnmente se calcula para la base del talud, a 2/3 y 1/3 de la altura del talud. Es decir, el talud “Los Cantiles 1” tiene una altura de 25 metros multiplicándola por el peso volumétrico máximo seco del material (1433 kg/cm²) obtenemos un esfuerzo de 35825 kg/m², convirtiendo el resultado a cm² se obtiene un esfuerzo de 3.582 kg/cm² que corresponde al 3^{er} esfuerzo aplicado. El 2^{do} esfuerzo corresponde a 1/3 de la altura del talud y el 1^{er} esfuerzo a 2/3 de la altura.

El ensayo consolidado-no drenado en el equipo de corte se divide en dos etapas, en la 1^{er} etapa se deja consolidar el espécimen aplicando un esfuerzo normal durante 24 hr, tiempo suficiente para que concluya la consolidación primaria. La Figura 6.5 muestra las curvas de consolidación de la arena arcillosa del talud “Los Cantiles 1”, aplicando diferentes esfuerzos normales. Las curvas de consolidación de la arena limosa del talud “Los Cantiles 2” se presenta en la Figura 6.6.

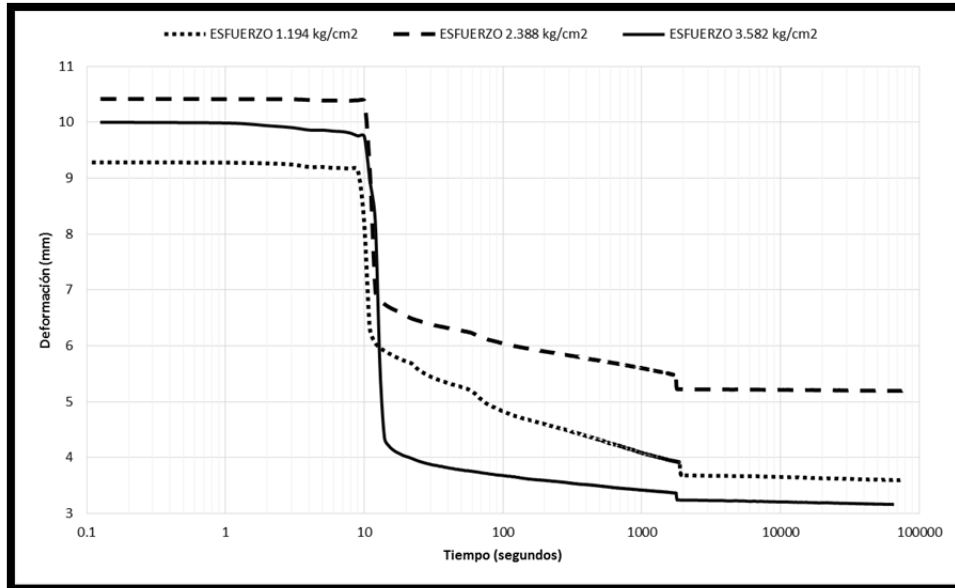


Figura 6.5.- Curvas de consolidación del talud “Los Cantiles 1”.

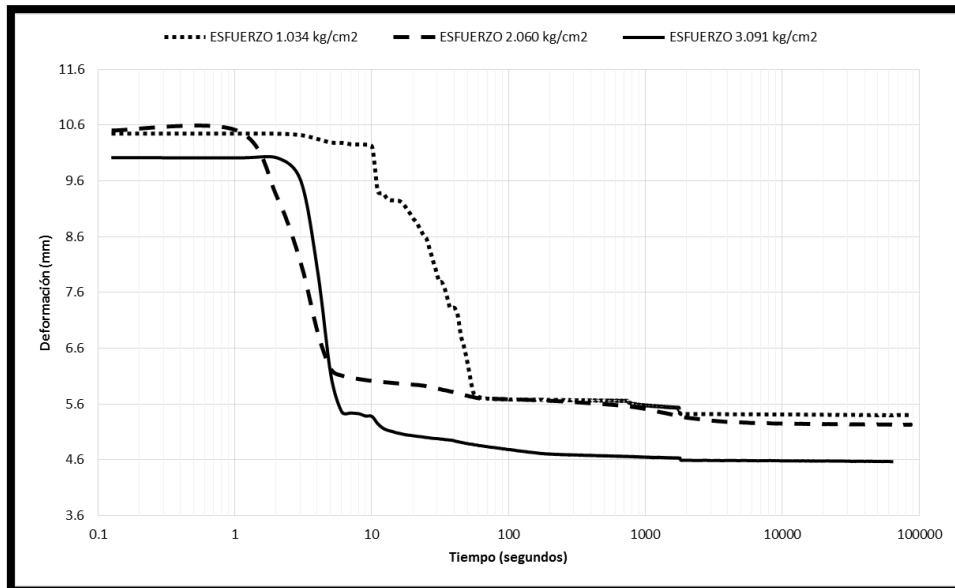


Figura 6.6.- Curvas de consolidación del talud “Los Cantiles 2”.

Como se puede observar en las Figuras 6.5 y 6.6, el material de cada talud presentó el mismo comportamiento en los tres ensayos de consolidación, alcanzando la estabilidad al mismo tiempo sin importar la diferencia de los esfuerzos aplicados. Al calcular la permeabilidad del material en cada ensayo se comprobó la relación que existe entre la profundidad en donde se encuentra el material y su permeabilidad, entre mayor profundidad menor permeabilidad.

La resistencia al corte se determina en la 2^{da} etapa, el equipo va reportando las deformaciones verticales y horizontales del espécimen, así, como la carga tangencial que se va aplicando. La Figura 6.7 son las gráficas generadas por el equipo de cómputo del equipo de corte directo, donde se visualiza el comportamiento del material y ubicar los posibles puntos de rotura. Las Figuras 6.7 y 6.8 corresponden al segundo ensayo aplicado al material del talud “Los Cantiles 1”, en donde se aplicó un esfuerzo normal de 2.388 kg/cm^2 . Con la información generada durante el ensayo, se realiza la gráfica esfuerzo cortante vs deformación horizontal (Fig. 6.8), donde se hace una corrección del área transversal en cada lectura, para obtener el valor exacto del esfuerzo cortante. La rotura del espécimen se presentó con una deformación horizontal de 0.719 mm alcanzando un esfuerzo cortante de 0.607 kg/cm^2 .

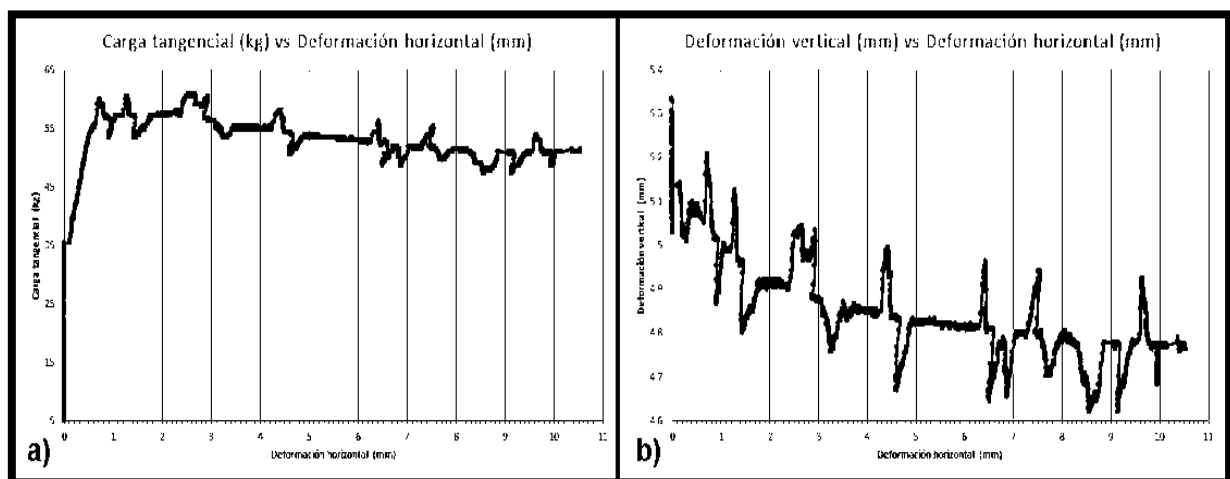


Figura 6.7.- Gráficas obtenidas con el equipo de corte directo: a) Carga tangencial vs deformación horizontal; b) Deformación vertical vs deformación horizontal.

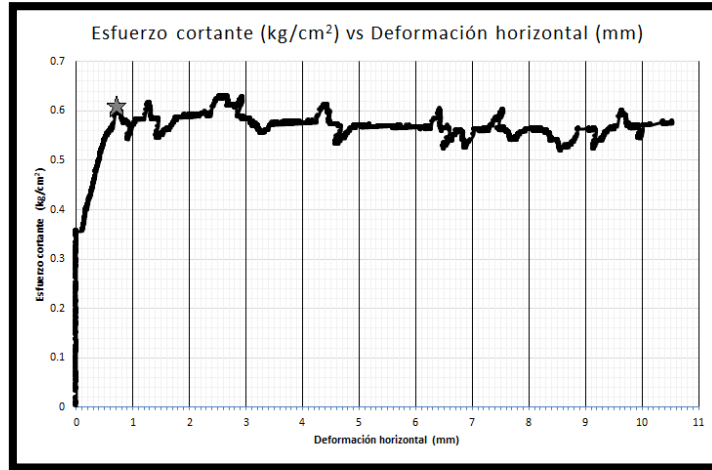


Figura 6.8.- Gráfica del esfuerzo cortante vs deformación horizontal.

Las Figuras 6.9 muestran las envolventes de los materiales de los dos taludes analizados, obtenidas con los resultados del equipo de corte directo, graficando los esfuerzos cortantes alcanzados antes de la rotura del espécimen con su esfuerzo normal aplicado durante la prueba.

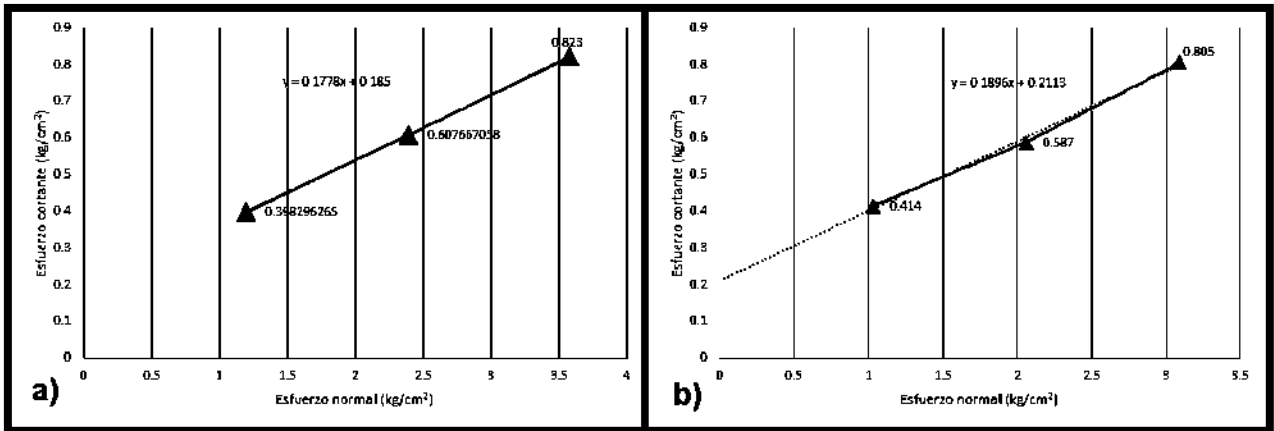


Figura 6.9.- Envolvente de esfuerzo normal vs esfuerzo cortante: a) Los Cantiles 1; b) Los Cantiles 2.

Con las ecuaciones de las líneas de tendencia de las envolventes presentadas en la Figura 6.9 se determina el ángulo de fricción interna y cohesión del material (Tab. 6.5).

Tabla 6.5.- Cohesión y ángulo de fricción del suelo de los taludes.

Talud	Material	C _{cu} (kg/cm ²)	φ _{cu} (°)
Los Cantiles 1	SC	0.185	10.08
Los Cantiles 2	SM	0.211	10.74

Para tener una caracterización más detallada del material, se decidió analizar su comportamiento en condiciones parcialmente saturadas, para ello, de la curva de compactación se seleccionaron 3 humedades con sus correspondientes pesos volumétricos secos (Fig. 6.10), se elaboró un espécimen por humedad, y se ensayaron a una velocidad de 0.5 mm/min sin saturar el espécimen en la máquina de corte directo aplicando un esfuerzo normal de 0.1 kg/cm^2 para observar el efecto de la succión matricial en el material. Con los valores de esfuerzo cortante obtenidos de estos especímenes y la curva característica del material (calculada con el software Geoestudio, Anexo E) se determinó el ángulo que define la tasa de incremento de resistencia al corte con respecto a la succión del suelo (ϕ^b), la prueba aplicada para todos los especímenes fue consolidación-No drenada. Este procedimiento se aplicó en los dos taludes, la información empleada para la elaboración de especímenes y resultados obtenidos se muestran en la Tabla 6.6. El Anexo E contiene las envolventes de esfuerzo cortante vs succión matricial.

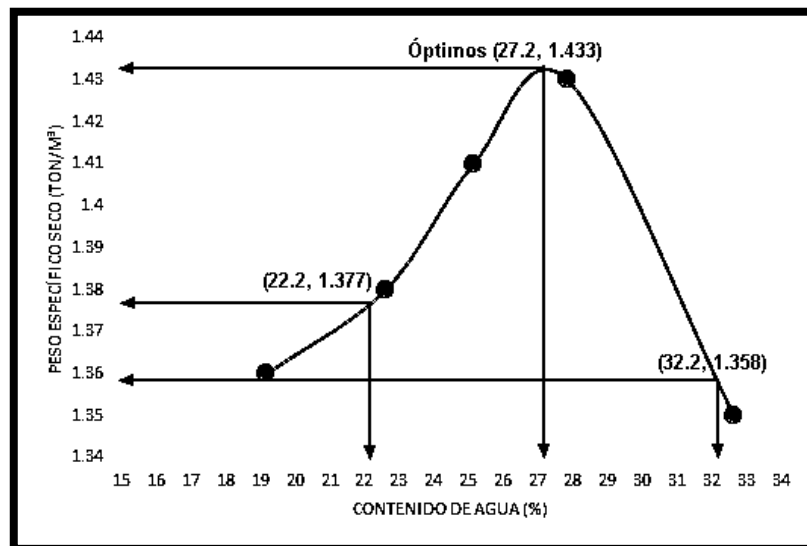


Figura 6.10.- Curva de compactación del talud "Los Cantiles 1".

Es importante enfatizar que la humedad de prueba fue la misma que la humedad de elaboración, se corroboró después de cada ensayo. Del anexo B al E, contiene los reportes generados y procedimientos utilizados en la caracterización del suelo.

Tabla 6.6.- Datos de elaboración de especímenes y valores obtenidos.

Propiedades	Los Cantiles 1			Los Cantiles 2		
	1	2	3	1	2	3
Humedad (%)	22.20	27.20	32.20	20.20	25.20	30.20
Peso volumétrico seco (ton/m ³)	1.377	1.433	1.358	1.408	1.472	1.418
C'_{cu} (kg/cm ²)	0.067			0.051		
ϕ^b_{cu} (°)	1.174			2.42		

6.3.2.- Caracterización de la matriz rocosa

Las pruebas que se desarrollaron en laboratorio para lograr la caracterización de la matriz rocosa fueron: densidad relativa, absorción, porosidad, peso volumétrico seco en estado natural, durabilidad al desmoronamiento, ángulo de rozamiento y carga puntual. Estos ensayos están explicados detalladamente en el apartado 3.3.2 del capítulo 3.

Para algunos materiales las propiedades mecánicas como es la cohesión y ángulo de rozamiento, se determinaron mediante la utilización del software RocLab. La manera de utilización del software se explica en el apartado 5.1 del capítulo 5, y los resultados detallados de la caracterización del macizo rocoso se mencionan en el apartado 6.5.3 del presente capítulo.

Prueba de durabilidad

El ensayo de durabilidad al desmoronamiento que representa el daño que sufre el material en los cambios de estación (secado-humedecimiento-desmoronamiento) fue aplicado en 3 ocasiones a cada muestra. Se analizaron muestras de aproximadamente 500 g por zona rocosa de cada talud (Fig. 6.11), dando un total de 3 muestras por talud.

**Figura 6.11.-** Peso inicial de muestras.

Los reportes generados de los ensayos están en el Anexo F y se describe la prueba realizada. En la Figura 6.12 donde se muestran las gráficas del índice de durabilidad vs los ciclos aplicados.

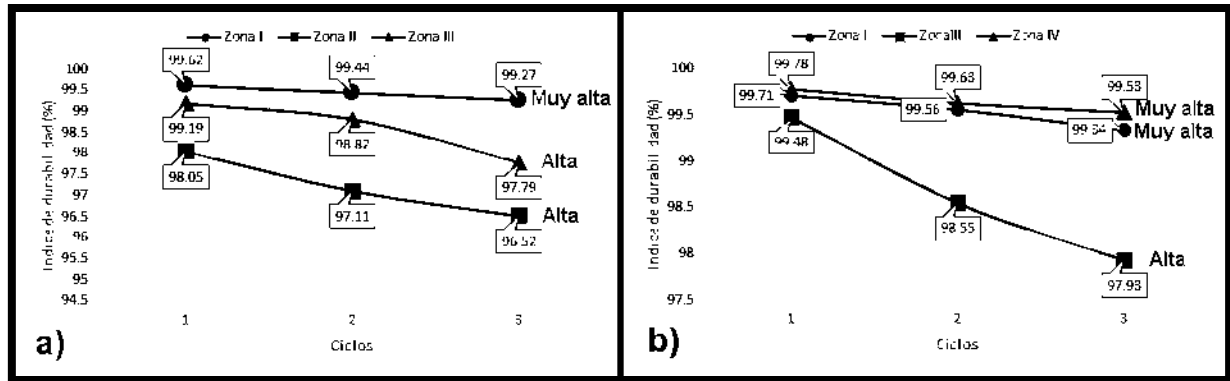


Figura 6.12.- Resultados del ensayo de durabilidad: a) Material del talud "Los Cantiles 1"; b) Material del talud "Los Cantiles 2".

Los índices de durabilidad obtenidos en los materiales del talud "Los Cantiles 1" se muestran en la Figura 6.12a, la zona I que está constituida por bloques de andesita, presentó una durabilidad al desmoronamiento muy alta con un desgaste menor al 1%. En cambio la andesita de la zona III sufrió un desgaste del 2.21%, debido al grado de alteración que presenta la matriz rocosa. La brecha volcánica que se encuentra en la zona II tuvo el mayor desgaste, siendo el material rocoso menos resistente del talud.

La Figura 6.12b presenta los índices de durabilidad de los materiales del talud "Los Cantiles 2". La roca de andesita de la zona I sufrió poco desgaste, siendo un material muy resistente. La brecha volcánica fue la más susceptible al desmoronamiento, sufriendo un desgaste del 2.07%. La andesita que conforma la zona IV presentó el menor desgaste de los tres materiales, aunque se esperaba que tuviera un mayor desgaste por el alto grado de alteración que tiene la matriz rocosa.

Se realizó la comparación entre el índice de durabilidad del tercer ciclo y la densidad relativa de cada material, para evaluar la relación que existe entre estas dos propiedades. Los resultados se muestran en la Figura 6.13.

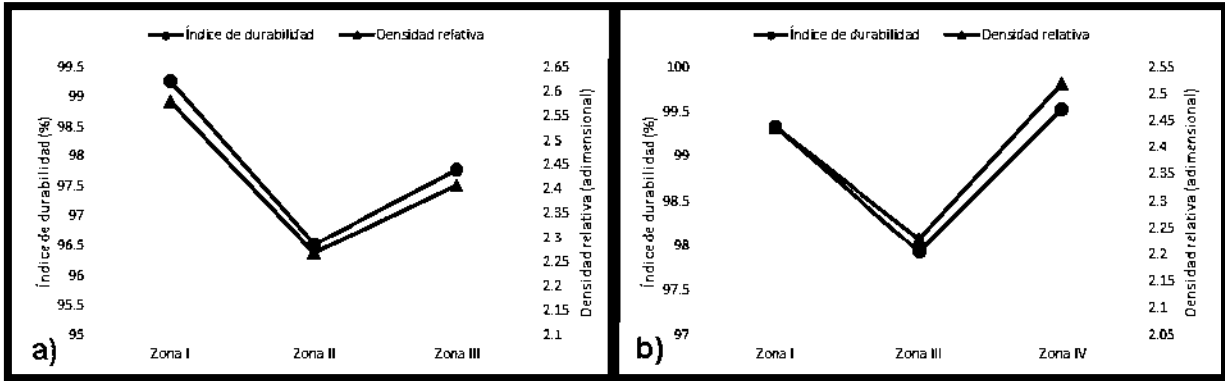


Figura 6.13.- Índice de durabilidad vs Densidad relativa: a) Material del talud “Los Cantiles 1”; b) Material del talud “Los Cantiles 2”

La comparación de los resultados corroboró lo establecido por González de Vallejo et al., (2002), quienes mencionan que la durabilidad aumenta con la densidad del material.

Ángulo de rozamiento

El equipo utilizado para realizar la prueba de inclinación (tilt test) se muestra en la Figura 6.14, con este equipo se calcula el ángulo de rozamiento básico (ϕ_b). Para realizar la prueba se seleccionaron 5 grupos (2 rocas por grupo) y se ensayaron 10 veces cada grupo, el valor obtenido por zona es un promedio de los 50 ensayos. En la Tabla 6.7 se puede ver el promedio de los 50 ensayos realizados para la zona I del talud “Los Cantiles 1”. El Anexo G contiene los reportes de los ángulos de rozamiento de las zonas restantes.

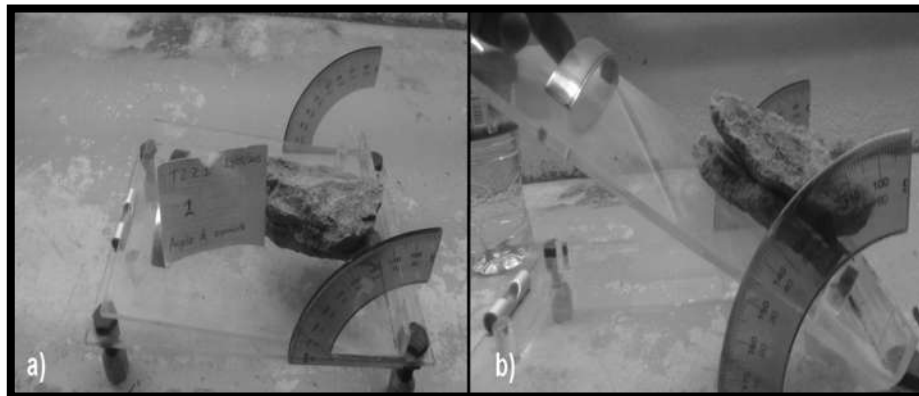


Figura 6.14.- Tilt test: a) Equipo del plano inclinado; b) Realización de la prueba.

La manera de realizar el ensayo se ilustra en la Figura 6.14b. Una vez nivelado el equipo, se debe de colocar un fragmento de roca sobre otro en la superficie del equipo (siendo fragmentos con características similares), después se levanta de manera lenta el plano de apoyo hasta que se deslice el fragmento superior. La lectura del ángulo de rozamiento básico, se toma en el momento que presente el deslizamiento. Se realizó una gráfica comparativa entre el ángulo de rozamiento y porosidad por zona, para verificar si existe alguna relación entre estas dos propiedades (Fig. 6.15).

Tabla 6.7.- Resultados del ensayo Tilt test aplicado al material de la zona I del talud “Los Cantiles 1”.

Zona I	1	2	3	4	5
No. de ensayo	Ángulo (°)	Ángulo (°)	Ángulo (°)	Ángulo (°)	Ángulo (°)
1	29.00	35.00	47.00	28.00	29.00
2	31.00	32.00	45.00	31.00	31.00
3	34.00	42.50	40.00	33.00	26.00
4	27.00	35.00	43.00	29.00	31.00
5	28.00	38.00	36.00	38.00	28.50
6	31.50	44.00	38.00	41.00	26.00
7	31.00	46.00	44.00	40.50	23.00
8	27.00	47.00	39.00	31.00	22.00
9	36.50	48.00	44.00	33.00	24.00
10	31.00	46.50	50.00	35.00	27.00
Ángulo de rozamiento					35.06

Porosidad, Absorción y Densidad relativa

Las pruebas se realizaron como lo indica la metodología presentada en el Capítulo 3 del apartado 3.3.2.1 al 3.3.2.3. Se seleccionaron 3 muestras de aproximadamente 300 g por cada tipo de material como lo indica la norma. En total se analizaron 9 muestras por talud. Al estimar la porosidad, se calculó la densidad relativa y absorción del material.

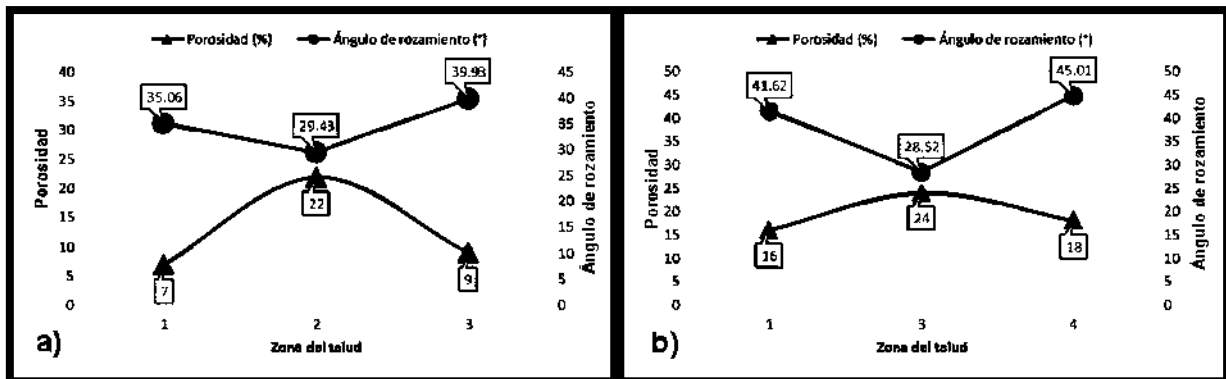


Figura 6.15.- Comparación entre la porosidad y el ángulo de rozamiento: a) Material del talud 1; b) Material del talud 2.

De la comparación entre la porosidad y el ángulo de rozamiento, se concluyó que si existe relación entre estas dos propiedades, la porosidad le proporciona cierta rugosidad a la superficie de la roca incrementando la fricción entre los fragmentos. Este incremento en el ángulo de rozamiento es relativo, ya que si las oquedades se rellenan con agua se incrementaría el peso del fragmento, y el agua disminuye la fricción entre las superficie, dejando al macizo rocoso con un alto riesgo de rotura. Otro inconveniente de la porosidad, es el efecto directo que provoca a la disminución de la resistencia uniaxial (mayor porosidad menor resistencia) e incrementar la capacidad de absorción del material. Los resultados de porosidad, densidad relativa y absorción se muestran en la Tabla 6.8, estas propiedades se compararon con la resistencia a compresión uniaxial sin confinamiento y su peso volumétrico seco de los materiales.

Peso volumétrico seco en estado natural

Para determinar esta propiedad se implementó el método de la parafina, el cual se describe en el apartado 3.3.2.4 del Capítulo 3. Se seleccionaron 4 especímenes por zona, en la Figura 6.16 se pueden ver las muestras seleccionadas de las brechas volcánicas de los dos taludes antes de ser ensayadas.



Figura 6.16.- Especímenes de las brechas volcánicas intermedias andesíticas.

Las muestras se deben de pesar antes de ser recubiertas por parafina. Una vez pesadas se recubren de parafina como se muestra en la Figura 6.17, se vuelven a pesar los especímenes recubiertos de parafina y después se sumergen en un recipiente con agua cuidando que queden suspendidos, para nuevamente pesarlos.

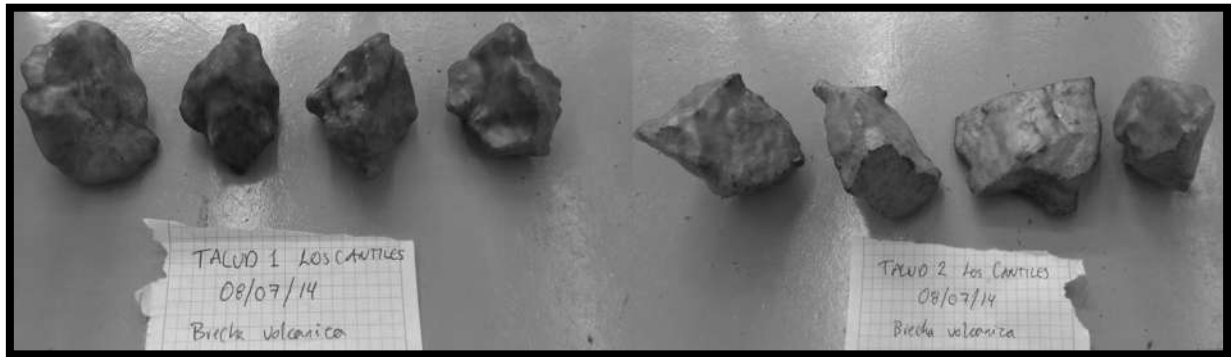


Figura 6.17.- Especímenes de las brechas volcánicas recubiertos de parafina.

Los resultados de los pesos volumétricos se muestran en la Tabla 6.8. Con los valores de los pesos volumétricos secos se realizó una comparación con los valores de la densidad relativa del material (Fig. 6.18) y absorción (Fig. 6.19).

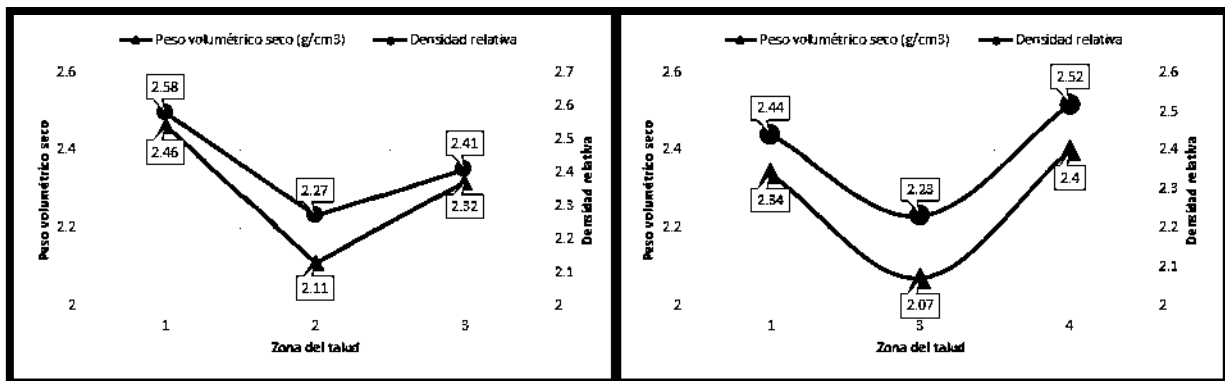


Figura 6.18.- Comparación entre el peso volumétrico seco y la densidad relativa: a) Material del talud "Los Cantiles 1"; b) Material del talud "Los Cantiles 2".

Con los resultados que se muestran en la Figura 6.18, se identificó que el material que presenta mayor discrepancia entre los valores de densidad y peso volumétrico seco son las brechas volcánicas andesíticas de ambos taludes, lo que indica que se trata del material rocoso más poroso y presenta mayor permeabilidad que los demás. Asimismo, presenta los porcentajes más altos de absorción (Fig. 6.19), confiriéndole la capacidad de incrementar su peso de un 11% a 12% durante la temporada de lluvias, provocando la disminución de los esfuerzos efectivos.

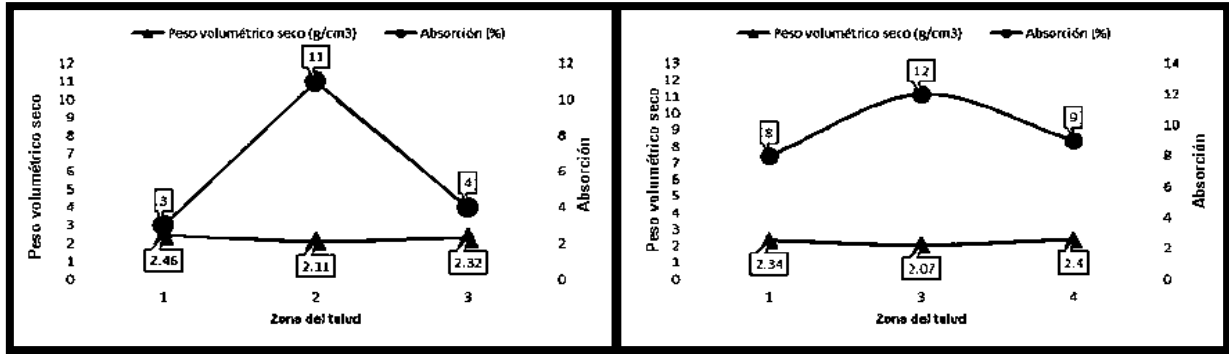


Figura 6.19.- Comparación entre el peso volumétrico seco y la absorción: a) Material del talud "Los Cantiles 1"; b) Material del talud "Los Cantiles 2".

Carga Puntual

La resistencia a compresión uniaxial sin confinamiento se determinó mediante el ensayo de carga puntual PLT, donde se ensayaron 15 especímenes por zona. Para el ensayo de carga puntual se utilizó el equipo que se ilustra en la Figura 6.20a, con un espécimen listo para ser ensayado y la parte "b" de la figura muestra el espécimen ensayado. La Figura 6.21 muestra los 15 especímenes ensayados en el equipo de carga puntual, de la zona IV del talud "Los Cantiles 2".

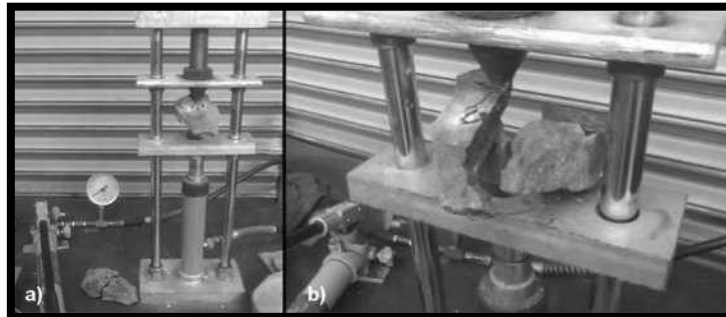


Figura 6.20.- Ensayo de carga puntual: a) Equipo de carga puntual; b) espécimen ensayado.

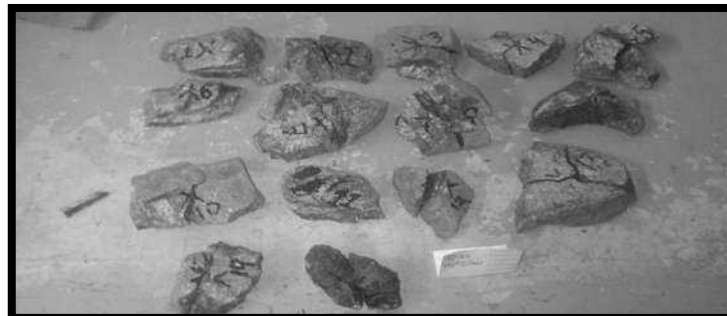


Figura 6.21.- Especímenes ensayados de la zona IV del talud "Los Cantiles 2".

El Anexo H contiene las tablas generadas de los ensayos de carga puntual. La resistencia a través de la carga puntual se comparó con su densidad relativa para comprobar la relación que existe entre estas dos propiedades (Fig. 6.22).

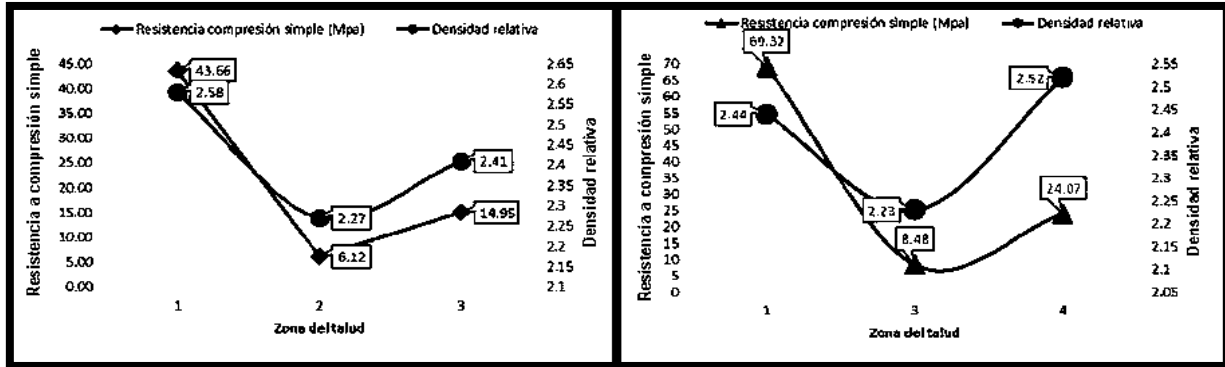


Figura 6.22.- Comparación entre la resistencia a través de la carga puntual y la densidad relativa: a) Material del talud "Los Cantiles 1"; b) Material del talud "Los Cantiles 2".

Esta última comparativa demuestra que la relación que existe entre la densidad relativa y la resistencia del material, no siempre se cumple. Esta relación supone que a mayor densidad mayor resistencia, pero en estos resultados se demuestra que la resistencia también depende del grado de alteración y fracturación que presenta la matriz rocosa. De nuevo, los materiales con menor capacidad son las brechas andesíticas intermedias, seguidas por las zonas conformadas por rocas muy fracturas y con cierto grado de alteración. La Tabla 6.8 contiene el resumen de resultados de todas las pruebas realizadas a la matriz rocosa.

Tabla 6.8.- Resumen de resultados de ensayos para caracterizar la matriz rocosa.

Prueba	Normativa	Los Cantiles 1			Los Cantiles 2		
		Zona I	Zona II	Zona III	Zona I	Zona III	Zona IV
γ_{dn} (g/cm ³)	M-MMP-1-08/03	2.46	2.11	2.32	2.34	2.07	2.4
Densidad	M-MMP-1-05/03	2.58	2.27	2.41	2.44	2.23	2.52
Absorción (%)	M-MMP-1-05/03	3.00	11.00	4.00	8.00	12.00	9.00
Durabilidad	ASTM D4644-04	Muy alta	Alta	Alta	Muy alta	Alta	Muy alta
Porosidad (%)	UNE-EN 993-1	7.00	22.00	9.00	16.00	24.00	18.00
ϕ_b (°)		35.06	29.43	39.93	41.62	28.52	45.96
Resistencia (Mpa)	ASTM D5731-05	43.66	6.12	14.95	69.32	8.48	24.07
Cohesión (Kgf/cm ²)	RocLab	6.29	0.65	1.59	11.89	0.64	1.34

Nota.- El ángulo de rozamiento de las brechas se determinó con el software RocLab, así como la cohesión de todas las matrices rocosas.

6.4.- ANÁLISIS DE INESTABILIDAD DE TALUDES

6.4.1.- Evaluación cualitativa de la amenaza a deslizamiento

En el apartado 4.1.1 del Capítulo 4, se mencionó el método para evaluar la susceptibilidad al deslizamiento propuesto por Mendoza et al., (2006), la cual se le aplicó a los taludes en estudio. La Tabla 6.9 y 6.10 muestran los resultados de la evaluación.

Tabla 6.9.- Estimación del peligro de deslizamiento del talud “Los Cantiles 1”.

FACTORES TOPOGRÁFICOS E HISTÓRICOS	
FACTOR	CALIFICACIÓN
Inclinación de los taludes	2.0
Altura	0.6
Antecedentes de deslizamientos en el sitio, área o región	0.4
FACTORES GEOTÉCNICOS	
Tipos de suelos o rocas	0.6
Espesor de la capa de suelo	1.0
Echado de la discontinuidad	0.9
Ángulo entre el echado de las discontinuidades y la inclinación del talud	0.5
Ángulo entre el rumbo de las discontinuidades y el rumbo de la dirección del talud	0.3
FACTORES GEOMORFOLÓGICOS Y AMBIENTALES	
Evidencias geomorfológicas de “huecos” en laderas contiguas	0.0
Vegetación y uso de la tierra	2.0
Régimen del agua en la ladera	0.0
SUMATORIA	8.3

Tabla 6.10.- Estimación del peligro de deslizamiento del talud “Los Cantiles 2”.

FACTORES TOPOGRÁFICOS E HISTÓRICOS	
FACTOR	CALIFICACIÓN
Inclinación de los taludes	2.0
Altura	0.6
Antecedentes de deslizamientos en el sitio, área o región	0.4
FACTORES GEOTÉCNICOS	
Tipos de suelos o rocas	0.6
Espesor de la capa de suelo	0.5
Echado de la discontinuidad	0.9

Tabla 6.10.- Continuación. Estimación del peligro de deslizamiento del talud “Los Cantiles 2”.

FACTOR	CALIFICACIÓN
Ángulo entre el echado de las discontinuidades y la inclinación del talud	0.5
Ángulo entre el rumbo de las discontinuidades y el rumbo de la dirección del talud	0.5
FACTORES GEOMORFOLÓGICOS Y AMBIENTALES	
Evidencias geomorfológicas de “huecos” en laderas contiguas	0.0
Vegetación y uso de la tierra	2.0
Régimen del agua en la ladera	0.0
SUMATORIA	8.0

Con las sumatorias obtenidas en las Tablas 6.9 y 6.10, y basándonos en la Tabla 4.2 del Capítulo 4, los dos taludes evaluados son de grado 3, representando un peligro moderado ante un deslizamiento de acuerdo a la metodología de Mendoza et al., (2006).

6.4.2.- Análisis cuantitativo aplicando el RHRS para caídos en taludes carreteros

Con el fin de evaluar la peligrosidad y el riesgo en el tramo carretero, se llevó a cabo un estudio para la evaluación y control del riesgo geológico que contempla la aplicación de una técnica descrita en el inciso 4.1.2 del Capítulo 4, la cual es usada ampliamente por la comunidad internacional: el índice Rockfall Hazard Rating System, RHRS.

Los taludes pertenecen a un tramo carretero tipo C con un tránsito diario promedio anual de 995 en zona montañosa con precipitación media anual de 1200 mm. La zona del talud “Los Cantiles 1” presenta desprendimientos de roca de un diámetro promedio de 60 cm y en el segundo talud en estudio se observaron fragmentos con un diámetro aproximado a los 30 cm.

La efectividad de las cunetas del tramo en estudio es limitada, la geometría no le permite captar y encauzar el gasto generado en la zona, y aunque se construyó recientemente una cuneta, ésta se encuentra fracturada por los fragmentos de roca que se desprenden del talud. La Figura 6.23a señala la acumulación de agua en temporada de lluvias y la parte “b” de la misma, muestra la acumulación de finos y fragmentos de roca provenientes del constante deterioro de la cara del talud.



Figura 6.23.- Cuneta en la zona del talud “Los Cantiles 2”: a) acumulación de agua. B) Rellena por fragmentos de roca y material fino.

La visibilidad se ve afectada por el sinfín de curvas horizontales y verticales que presenta la carretera, el talud “Los Cantiles 2” se encuentra entre dos curvas muy próximas provocando una visibilidad muy limitada al conductor (Fig. 6.24). La evaluación de los taludes se presenta en las Tablas 6.11 y 6.12.



Figura 6.24.- Trazo carretero en la zona del talud “Los Cantiles 2”.

Tabla 6.11.- Evaluación del nivel de riesgo por desprendimientos de roca del talud “Los Cantiles 1”.

Categoría	Criterio de evaluación	Puntuación
Altura talud / desmonte	25 m	27
Efectividad de la cuneta	Cuneta limitada	27
Riesgo vehículo promedio	50% tiempo	9
Visibilidad toma de decisiones	Muy limitada	81
Anchura de calzada	3.5 m	81
Slope Mass Rating (SMR)	17	81
Tamaño de bloque	0.6 m	9
Volumen del bloque	0.28 m ³	9
Volumen de desprendimiento	5 m ³	9
Precipitación media anual	1200 mm	81
Frecuencia desprendimientos	9 al año	81
Sumatoria		495

Nota.- El índice SMR se determinó párrafos abajo, el valor presentado en la tabla es un promedio de las dos zonas del talud.

La evaluación del talud “Los Cantiles 1” da un valor de 495 puntos (Tab. 6.11), que corresponde a un nivel de riesgo muy elevado, de acuerdo a la Tabla 4.3 del Capítulo 4. Por lo que, se recomienda realizar un análisis detallado del macizo rocoso de manera urgente. En la evaluación del segundo talud, se obtiene un puntaje de 429, correspondiendo al mismo caso que el anterior, es decir un nivel de riesgo muy elevado.

Tabla 6.12.- Evaluación del nivel de riesgo por desprendimientos de roca del talud “Los Cantiles 2”.

Categoría	Criterio de evaluación	Puntuación
Altura talud / desmonte	21 m	27
Efectividad de la cuneta	Cuneta limitada	27
Riesgo vehículo promedio	50% tiempo	9
Visibilidad toma de decisiones	Muy limitada	81
Anchura de calzada	3.5 m	81
Slope mass rating (SMR)	27	27
Tamaño de bloque	0.3 m	3
Volumen del bloque	37 dm ³	3
Volumen de desprendimiento	5 m ³	9
Precipitación media anual	1200 mm	81
Frecuencia desprendimientos	9 al año	81
Sumatoria		429

Nota.- El índice SMR se determinó párrafos abajo, el valor presentado en la tabla es un promedio de las dos zonas del talud.

6.5.- CLASIFICACIÓN GEOMECÁNICA DEL MACIZO ROCOSO

Para poder aplicar los métodos empíricos que clasifican los macizos rocosos, se debe de realizar el análisis cinemático de las principales discontinuidades, para determinar el tipo de rotura que puede presentar y si es estable o no.

6.5.1.- Análisis cinemático con Dips

El análisis cinemático permite analizar la fábrica estructural del corte, determinando si la orientación de las discontinuidades podría resultar en inestabilidad del talud, a lo cual conocemos como orientación desfavorable del talud con respecto a las discontinuidades.

Para este análisis se utilizaron los datos recabados durante la descripción de las discontinuidades en campo. En la zona I del talud “Los Cantiles 1” se tomaron 17 lecturas de la orientación y buzamiento de las principales discontinuidades, haciéndose 9 combinaciones de lecturas para analizarlas cinemáticamente. La zona III del mismo talud, se tomaron 9 lecturas formando 4 combinaciones para su análisis. La información de las lecturas se puede observar en el Anexo A.

El talud “Los Cantiles 2” está conformado por dos zonas de macizo rocoso, en la zona I se tomaron 48 lecturas con las que se analizaron 24 combinaciones y en la zona IV se recabaron 26 lecturas logrando analizar 13 combinaciones. En el apartado 2.4.6.2 se mencionan las condiciones cinemáticas que deben cumplirse para que ocurra una rotura en el talud. Las combinaciones inestables se muestran en la Tabla 6.13 y 6.14.

Tabla 6.13.- Combinaciones inestables del talud “Los Cantiles 1”.

Talud	Zona	Combinación No.	Abreviatura
1	I	1	T1ZIC1
1	I	6	T1ZIC6
1	I	9	T1ZIC9
1	III	1	T1ZIIIC1

Tabla 6.14.- Combinaciones inestables del talud “Los Cantiles 2”.

Talud	Zona	Combinación No.	Abreviatura
2	I	2	T2ZIC2
2	I	5	T2ZIC5
2	I	6	T2ZIC6
2	I	11	T2ZIC11
2	IV	1	T2ZIVC1
2	IV	2	T2ZIVC2

La proyección estereográfica mostrada en la Figura 6.25a es cinemáticamente estable. En ella se presenta la orientación y buzamiento de la cara del talud y dos discontinuidades. En la proyección estereográfica se interceptan los dos planos correspondientes a las discontinuidades formando la posibilidad de una rotura de tipo cuña, la intersección de los planos se presenta dentro del área inestable del cono de fricción con lo que se concluiría que se presenta la inestabilidad; pero el buzamiento del talud medido en dirección de la rotura es menor que el buzamiento de la intersección, impidiendo que se presente la rotura. La condición general que se debe cumplir para que se presente la inestabilidad en cuña es $\psi_{fi} > \psi_i > \phi$ y α_d este entre α_i y α'_i . Para la rotura plana se debe cumplir que $\delta > \psi > \phi$ y $|\alpha_\delta - \alpha_\psi| \leq 20$. En la Figura 6.25b se muestra la proyección estereográfica de la combinación T2ZIVC1. Los planos se interceptan justo en el límite del cono de fricción, por lo que, el buzamiento de la intersección es igual al ángulo de rozamiento (cono de fricción) encontrándose en el límite de estabilidad. Como el valor del ángulo de rozamiento es relativo, debido a los diversos factores que lo afectan, se concluyó que se presentará una inestabilidad de tipo cuña.

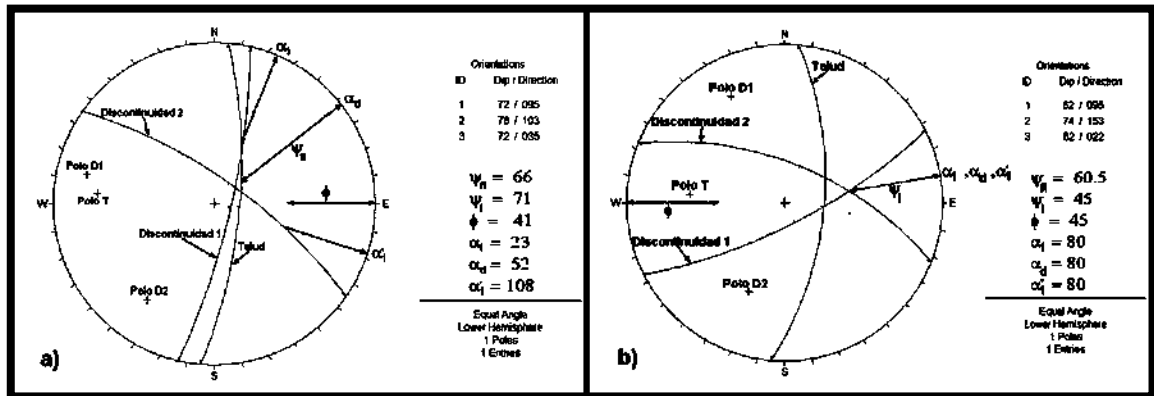


Figura 6.25.- Proyecciones estereográficas: a) T2ZIC3 sin presentar inestabilidad; b) T2ZIVC1 rotura de tipo cuña.

Una rotura totalmente inestable de tipo cuña es la que se presenta en la Figura 6.26a. Los planos se interceptan dentro de la zona inestable del cono de fricción y con menor buzamiento que la cara del talud; La dirección del deslizamiento y la del talud tienen una discrepancia de dos grados, favoreciendo a la rotura. La combinación proyectada (T1ZIC9) es de la zona I del talud “Los Cantiles 1”.

Una rotura de tipo plana se muestra en la Figura 6.26b. El plano de la discontinuidad 2 es totalmente estable, no cruza por la zona inestable del cono de fricción y su dirección tiene una discrepancia mayor a 20° respecto a la dirección de la cara del talud. En cambio, la discontinuidad 1 forma parte de la zona inestable del cono de fricción y su dirección respecto a la cara del talud es de 17°, favoreciendo a la inestabilidad.

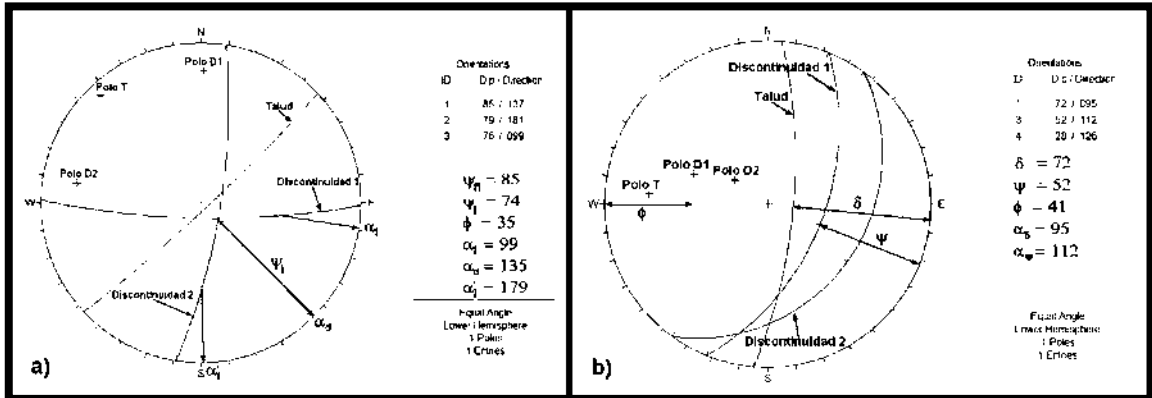


Figura 6.26.- Proyecciones estereográficas: a) T1ZIC9 rotura de tipo cuña; b) T2ZIC5 rotura de tipo plana.

Todas las combinaciones analizadas cinemáticamente están graficadas en la Figura 6.27, donde se clasificaron por zona, de acuerdo al tipo de rotura, lo que permitirá saber el estado del talud. En el Anexo I se pueden observar los demás análisis cinemáticos que presentan posibilidad de rotura.

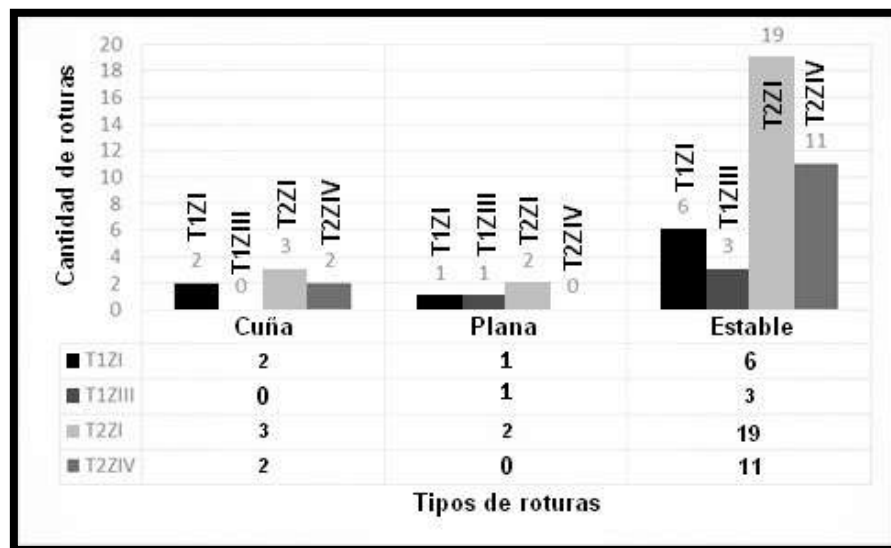


Figura 6.27.- Combinaciones analizadas cinemáticamente de los dos taludes.

6.5.2. - Rock Mass Rating (RMR) Bieniawski 1973

Como se ha mencionado anteriormente, los taludes fueron divididos por zonas de acuerdo a la litología de sus materiales que los conforman. Basándonos en los datos obtenidos en campo que se muestran en el Anexo A y en el apartado 6.2.3 “Descripción de las discontinuidades” del presente capítulo, y al procedimiento explicado en el apartado 4.2.1 del Capítulo 4. Se llevó a cabo parte de la clasificación geomecánica desarrollada por Bieniawski, faltando solo el grado de fracturación de los macizos rocosos.

El grado de fracturación en términos de RQD (Rock Quality Designation) parámetro geomecánico establecido por Deere (1967), se determinó con la correlación establecida por Priest and Hudson en (1976), la cual define la correlación que existe entre el RQD y la frecuencia del fracturamiento lineal (Fórmula 6.1).

$$RQD = 100e^{-0.1\lambda}(0.1\lambda + 1) \quad 6.1$$

Dónde: λ = Número de discontinuidades/longitud de la línea de muestreo.

Para este cálculo se tomó una línea de muestreo de un metro de longitud. En el talud 1, la zona I presentó 10 discontinuidades y la zona III 12 discontinuidades. En el talud 2, la zona I presentó 9 discontinuidades y la zona IV tiene 14 discontinuidades. En la Figura 6.28 se puede observar el grado de fracturación del macizo rocoso de la zona IV del talud “Los Cantiles 2”. La clasificación geomecánica de las 4 zonas se presenta en la Tabla 6.15.



Figura 6.28.- Estrato rocoso de la zona IV del talud “Los Cantiles 2”.

Tabla 6.15.- Clasificación geomecánica (RMR) de los dos taludes en estudio.

Parámetros Geomecánicos			Los Cantiles 1 Zona I	Los Cantiles 1 Zona III	Los Cantiles 2 Zona I	Los Cantiles 2 Zona IV
1	Resistencia de la matriz rocosa (MPa)	Ensayo de carga puntual	2.16	0.70	3.64	1.26
		Compresión simple	43.66	14.95	69.32	24.07
	Puntuación		4	2	7	2
2	RQD		73.57	66.26	77.25	59.18
	Puntuación		13	13	17	13
3	Separación entre diaclasas		0.2 – 0.6 m	0.2 – 0.6 m	0.2 – 0.6 m	0.2 – 0.6 m
	Puntuación		10	10	10	10
4	Estado de las discontinuidades	Longitud de la discontinuidad	1 - 3 m	1 - 3 m	1 - 3 m	1 - 3 m
		Puntuación	4	4	4	4
		Abertura	1 mm	2 mm	1 mm	2 mm
		Puntuación	1	1	1	1
		Rugosidad	Ligeramente rugosa	Rugosa	Ligeramente rugosa	Rugosa
		Puntuación	3	5	3	5
		Relleno	Relleno duro < 5 mm	Relleno duro < 5 mm	Relleno duro < 5 mm	Relleno duro < 5 mm
		Puntuación	4	4	4	4
		Alteración	Ligeramente alterada	Muy alterada	Ligeramente alterada	Moderadamente alterada
		Puntuación	5	1	5	3
5	Agua freática	Estado general	Seco	Seco	Seco	Seco
		Puntuación	15	15	15	15
6	Corrección por la orientación de las discontinuidades		Desfavorables	Desfavorables	Desfavorables	Desfavorables
	Puntuación		-25	-25	-25	-25
Sumatorias			34	30	41	32

La zona I del talud “Los Cantiles 1” resulto ser, un macizo rocoso clase IV de mala calidad con un RMR de 34, el rango del ángulo de rozamiento del macizo es de 15° a 25°. Para la zona III obtuvimos un RMR de 30, tratándose de un macizo rocoso clase IV (calidad mala), presentando un ángulo de rozamiento de 15° a 25°. EL RMR de la zona I del talud “Los Cantiles 2” fue de 41, clasificándose el macizo como clase III de calidad media con un ángulo de rozamiento entre 25° y 35°, la zona IV se clasificó como macizo clase IV con ángulo de rozamiento de 15° a 25°.

6.5.3. - Slope Mass Rating (SMR) Romana 1985

Una vez realizada la clasificación de los macizos rocosos por el método de Bieniawski, se debe clasificar con la metodología propuesta por Romana, la cual se aplica directamente a taludes. En el Capítulo 4, en el apartado 4.2.2 se explica la metodología.

La clasificación parte del Índice RMR calculado con la sumatorio de los valores de los 5 parámetros geomecánicos iniciales de la metodología de Bieniawski. Al Índice RMR se le realiza un ajuste por la orientación y buzamiento de las principales juntas del macizo rocoso, y sumando un factor de excavación que depende del método con el que fue excavado el talud.

Los valores utilizados para el cálculo de los factores de ajuste se muestran en la Tabla 6.16. Se analizaron las proyecciones estereográficas inestables de cada zona y se calcularon sus factores de ajuste, para la clasificación SMR, utilizando el promedio de cada zona.

Tabla 6.16.- Resultados de los factores de ajuste de los dos taludes.

Proyección	α_s	β_s	α_j	β_j	$\alpha_j - \alpha_s$	F1	F2	$\beta_j - \beta_s$	F3
T1Z1C1	137	84	170	60	33	0.15	1.00	-24	-60
T1Z1C6	137	85	149	63	12	0.70	1.00	-22	-60
T1Z1C9	137	85	135	74	2	1.00	1.00	-11	-60
Promedio						0.62	1.00		-60
T1Z11C1	137	69	144	68	7	0.85	1.00	-1	-50
Promedio						0.85	1.00		-50
T2Z1C2	95	70	111	65	16	0.70	1.00	-5	-50
T2Z1C5	95	72	112	52	17	0.70	1.00	-20	-60
T2Z1C6	95	72	108	50	13	0.70	1.00	-22	-60
T2Z1C11	95	68	131	68	36	0.15	1.00	0	-25
Promedio						0.56	1.00		-48.7
T2Z1VC1	95	60.5	80	45	15	0.70	1.00	-15.5	-60
T2Z1VC2	95	62	102	56	7	0.85	1.00	-6	-50
Promedio						0.77	1.00		-55

La Tabla 4.7 del capítulo 4, contiene la metodología para calcular los subfactores (F1, F2 y F3), además de determinar el factor de ajuste, mediante sumas y restas de las orientaciones y buzamientos. La Tabla 4.8 del mismo capítulo, indica el valor del factor por tipo de excavación. Los taludes en estudio se realizaron mediante excavación mecánica, por lo tanto, su factor tiene un valor de 0.

Los resultados de la clasificación se presentan en la Tabla 6.17. La zona I del talud “Los Cantiles 1” obtuvo un SMR de 21.8, indicando que se trata de un macizo rocoso clase IV con estabilidad mala y susceptible a presentar grandes cuñas.

Tabla 6.17.- Clasificación Slope Mass Rating.

Talud	Zona	RMR	F1	F2	F3	(F1XF2XF3)	F4	SMR	Clase
“Los Cantiles 1”	I	59.0	0.62	1.0	-60.0	-37.2	0	21.8	IV
“Los Cantiles 1”	III	55.0	0.85	1.0	-50.0	-42.5	0	12.5	V
“Los Cantiles 2”	I	66.0	0.56	1.0	-48.7	-27.3	0	38.7	IV
“Los Cantiles 2”	IV	57.0	0.77	1.0	-55.0	-42.3	0	14.6	V

La zona III del talud “Los Cantiles 1” es clase V, siendo totalmente inestable y susceptible a grandes roturas por planos continuos o por la masa. El método de corrección, de acuerdo a las propuestas de Romana, se debe realizar una reexcavación del talud para disminuir su inclinación. En cambio, el talud “Los Cantiles 2” en la zona I se clasifica como clase IV siendo inestable, las posibles roturas serían juntas o grandes cuñas. La zona IV del mismo talud, se clasifica como clase V siendo totalmente inestable.

En la Figura 6.29 se exhibe la comparación de los dos métodos de clasificación, se graficaron los valores del Índice RMR, Índice RMR con la corrección para taludes ($RMR_{\text{corregido}}$) y del Índice SMR. La diferencia entre los índices se debe a los factores de corrección aplicados, el método de Romana se apega más a la realidad considerando el tipo de rotura que se puede presentar en el macizo y no solo por la orientación al momento de excavar.

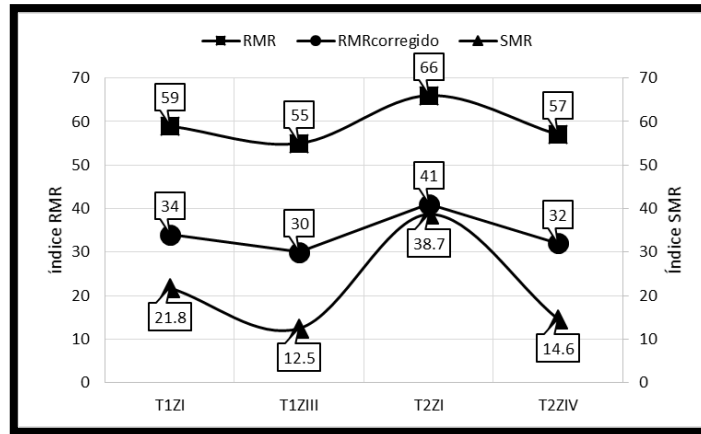


Figura 6.29.- Índice RMR vs Índice SMR.

6.5.4. – Caracterización del macizo rocoso mediante el software RocLab

El software permite determinar los parámetros de resistencia del macizo rocoso basándose en el criterio de rotura generalizado por Hoek-Brown. Así mismo, calcula los parámetros equivalentes del criterio de Mohr-Coulomb a partir de la envolvente de rotura de Hoek-Brown.

Los parámetros que solicita el software para poder calcular los parámetros de resistencia del macizo rocoso, fueron recabados en campo (altura del talud, método de excavación (D) e índice de resistencia geológica, GSI calculado de acuerdo al software) y en laboratorio (resistencia a la compresión uniaxial no confinada y peso específico del material). La metodología está descrita en el apartado 5.1 del Capítulo 5.

Con el software se caracterizaron las 6 zonas que están constituidas por roca. La Figura 6.30 muestra los parámetros de resistencia calculados con el RocLab (en la parte superior izquierda) y la envolvente de rotura de Hoek-Brown en el espacio de esfuerzo normal vs esfuerzo cortante del material rocoso de la zona II del talud 1, la cual está constituida por brecha volcánica intermedia andesítica.

Los valores que son de nuestro interés para la presente investigación, son los parámetros de resistencia del criterio de rotura de Mohr-Coulomb (cohesión y ángulo de fricción) presentados en la Tabla 6.18. El ángulo de fricción obtenido con el software se comparó con el obtenido en laboratorio, y se utilizó el de menor valor en el modelado realizado con el software Slide.

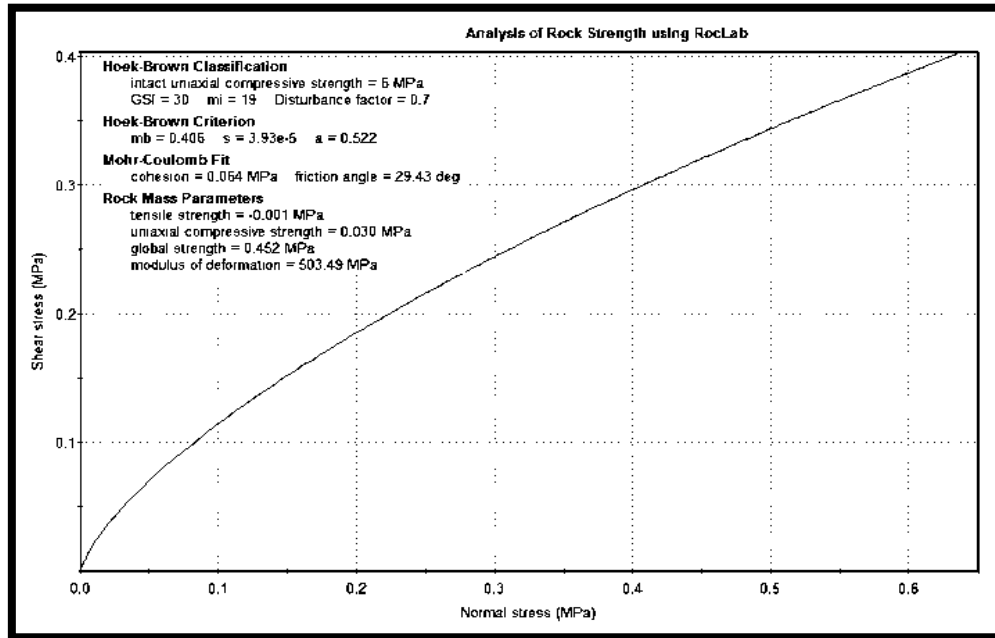


Figura 6.30.- Envoltente de rotura de Hoek-Brown

La utilización del software RocLab es de gran ayuda cuando se carece de equipo especializado en laboratorio para determinar los parámetros de resistencia de materiales rocosos.

Tabla 6.18.- Caracterización de los macizos rocosos.

Parámetro	"Los Cantiles 1"			"Los Cantiles 2"		
	Zona I	Zona II	Zona III	Zona I	Zona III	Zona IV
Resistencia (MPa)	43.66	6.12	14.95	69.32	8.48	24.07
GSI	70.00	30.00	45.00	75.00	30.00	35.00
mi	25.00	19.00	25.00	25.00	19.00	25.00
D	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70
γ_d (Mn/m3)	0.024	0.021	0.023	0.023	0.020	0.023
H (m)	25.00	25.00	25.00	21.00	21.00	21.00
c (MPa)	0.617	0.064	0.156	1.167	0.063	0.132
φ_b (°)	60.90	29.43	45.32	64.70	28.52	45.01

Nota.- El valor del parámetro de la roca intacta (mi) se tomó de la base de datos del software.

6.6.- ANÁLISIS DE LA ESTABILIDAD DE LOS TALUDES MEDIANTE SLIDE

El software Slide nos permite evaluar el factor de seguridad (FS) de la superficie circular crítica. El modelado se llevó a cabo como se describe en el apartado 5.4 del Capítulo 5. Se definieron 3 perfiles por talud, creando cada esquema con los datos obtenidos del levantamiento topográfico (altura y espesor de estratos). La vista en planta de los taludes se muestra en la Figura 6.31 y 6.32.

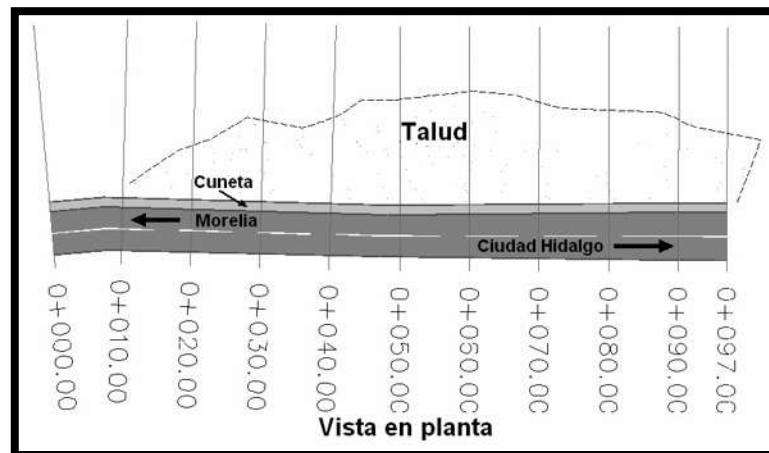


Figura 6.31.- Vista en planta del talud "Los Cantiles 1".

Los perfiles seleccionados para realizar el modelado del talud "Los Cantiles 1" son el 0+030, 0+060 y 0+070 (Fig. 6.33). Para el segundo talud se seleccionaron los perfiles 1+030, 1+040 y 1+050 (Fig. 6.34).

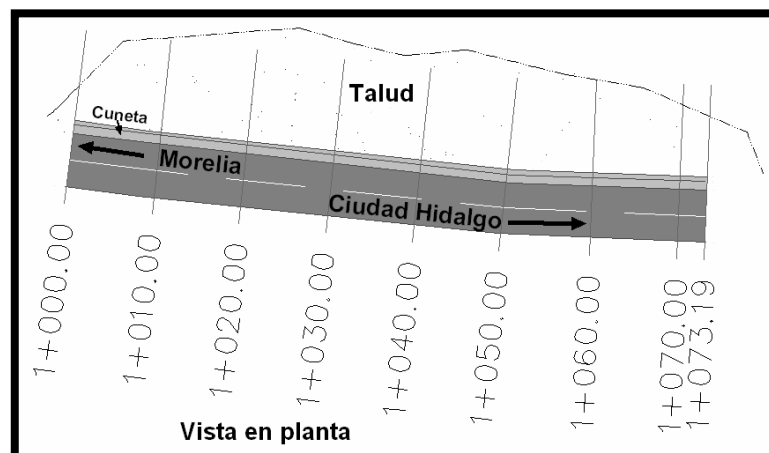


Figura 6.32.- Vista en planta del talud "Los Cantiles 2".

6.6.1. – Modelado de los diferentes escenarios

El modelado se inició con la generación de los esquemas de los dos taludes. El primer esquema generado del talud “Los Cantiles 1” es el perfil 0+030, el cual se presenta en la Figura 6.33a y está constituido por 3 estratos. El estrato de andesita tiene un espesor de 11 m, el estrato de brecha volcánica mide 13 m y mide un metro el espesor del estrato de arena arcillosa, los espesores se midieron en la cara del talud.

En el perfil 0+060 (Fig. 6.33b) el estrato de andesita tiene un espesor de 8m al igual que el estrato de brecha volcánica y el estrato de arena arcillosa tiene un espesor de 9 m. El perfil 0+070 (Fig. 6.33c) también está formado por 3 estratos, el inferior mide 11 m, el intermedio 3 m y el superior 10 m.

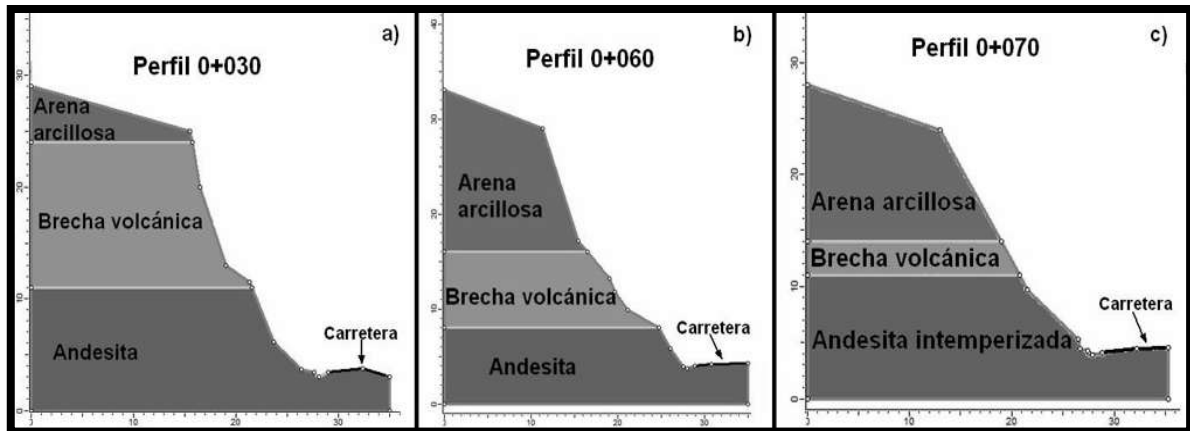


Figura 6.33.- Vista en planta del talud “Los Cantiles 1”.

El perfil 1+030 (Fig. 6.34a) está formado por un estrato de 16.3 m de roca andesita (parte inferior) y un estrato de 7.7 m de arena limosa en la parte superior. La Figura 6.34b muestra el esquema del perfil 1+040 que está constituido por 3 estratos. El estrato inferior de roca andesita tiene un espesor de 8.1 m, el intermedio tiene un espesor de 5.9 m (brecha volcánica) y el estrato superior tiene un espesor de 11 m de roca andesita muy fracturada. El tercer perfil analizado (1+050) también cuenta con 3 estratos al igual que el anterior, solo se diferencian en los espesores de los estratos; El inferior mide 17.2 m, intermedio 4.6 m y el superior 2 m (Fig. 6.34c).

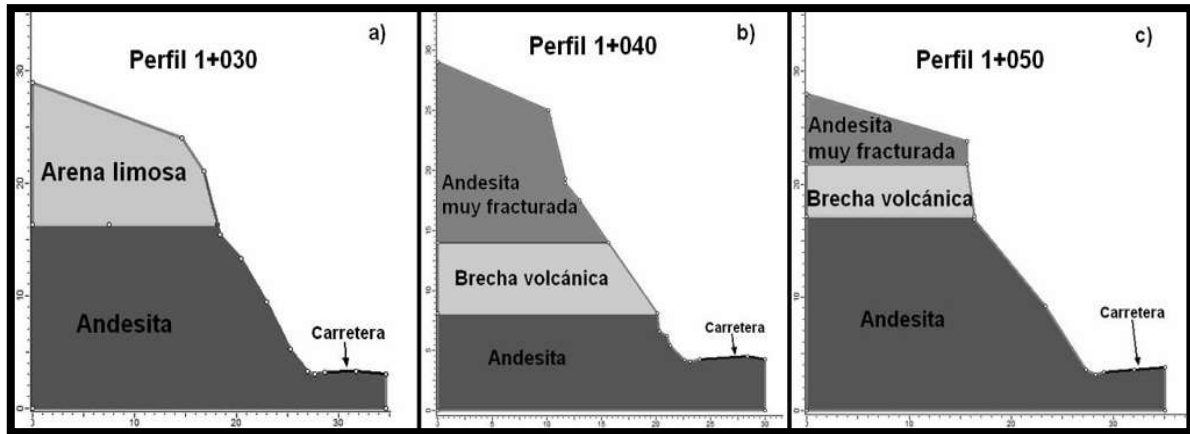


Figura 6.34.- Vista en planta del talud “Los Cantiles 2”.

Los esquemas generados fueron evaluados con 4 modelos. El primer modelo contempla una precipitación constante de 90 días y el material permite una infiltración igual a su permeabilidad, el ángulo ϕ^b considerado es el calculado en laboratorio. El segundo modelo hace las mismas consideraciones que el primero, adicionando una carga por sismo, esto por la zona de estudio y le corresponde un coeficiente sísmico horizontal de 0.36. El tercer modelo contempla la precipitación e infiltración del primer modelo, pero calcula el ángulo ϕ^b con la metodología propia de Slide. El cuarto modelo contempla las consideraciones del tercer modelo y agrega la carga por sismo. El FS se calculó en 9 valores (1, 2, 3, 4, 5, 15, 30, 60 y 90 días), creando un modelo por cada etapa, aplicando el método de Bishop simplificado.

Se dice que un talud es estable cuando su FS es igual a 1, pero se encuentra en un estado de falla inminente. Para taludes permanentes con riesgo significativo de daños se requiere un FS de 1.5. La Tabla 6.19 contiene los FS mínimos propuestos por Suárez (1998) para el diseño de taludes, según sea el riesgo que representen.

Tabla 6.19.- Criterios para seleccionar un FS para diseño de taludes.

Caso	FS
Si puede ocurrir la pérdida de vidas humanas al fallar el talud.	1.7
Si la falla puede producir la pérdida de más del 30% de la inversión de la obra específica o pérdidas consideradas importantes.	1.5
Si se pueden producir pérdidas económicas no muy importantes.	1.3
Si la falla del talud no causa daños.	1.2

En el análisis de estabilidad de los diferentes escenarios, se consideraron estables, es decir los escenarios que presentaron un FS mayor o igual a 1.5. Todos los FS calculados se presentan en las tablas del Anexo J. La Figura 6.35 exhibe los FS obtenidos en los diferentes modelos aplicados en el perfil 0+030 del talud 1.

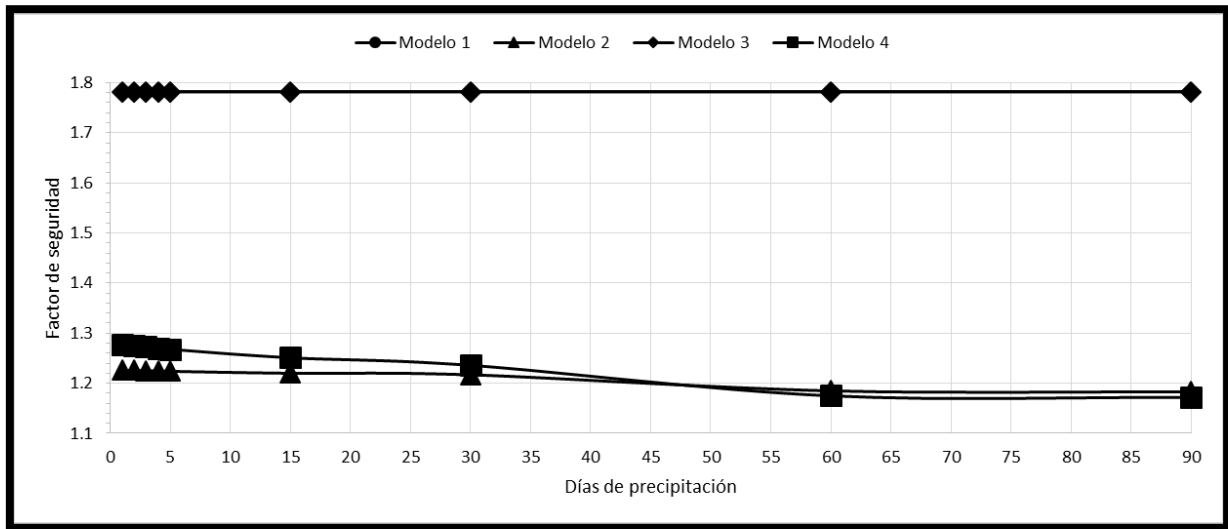


Figura 6.35.- Factores de seguridad del perfil 0+030, evaluados por día de precipitación.

Analizando los resultados, el FS del modelo 1 y 3 son iguales, esto se debe a que la estabilidad de esta zona del talud está condicionada por los estratos de roca y no influye el comportamiento del estrato de arena arcillosa ante la infiltración de agua pluvial. Los modelos 2 y 4 presentan FS menores a los modelos 1 y 3, esta diferencia se debe a la reducción que sufre el FS ante un sismo. Por lo tanto, se propondrán mecanismo de estabilización para aumentar su FS a 1.5 ante un sismo.

Como resultado preliminar, se puede decir que esta zona del talud es estable para roturas de tipo circular. Pero antes de decretarlo, se debe analizar los resultados obtenidos en las proyecciones estereográficas para descartar los demás tipos de roturas. Ya que una rotura de cuña o plana, pueden desencadenar una rotura circular en el estrato de suelo. Aunado a esto, las brechas volcánicas son altamente susceptibles a la degradación de los agentes ambientales, los cuales disminuyen sus propiedades resistentes favoreciendo a la rotura de tipo circular.

El escenario que presentan los modelos del perfil 0+060 en el primer día y ultimo de precipitación se muestran en las Figuras 6.36 y 6.37. Como se puede ver en estas, en los 4 modelos los círculos de falla se presentan en el estrato de arena arcillosa. A este tipo de rotura se le conoce como círculo condicionado, el estrato de brecha volcánica es el que condiciona la magnitud y profundidad de la superficie de rotura.

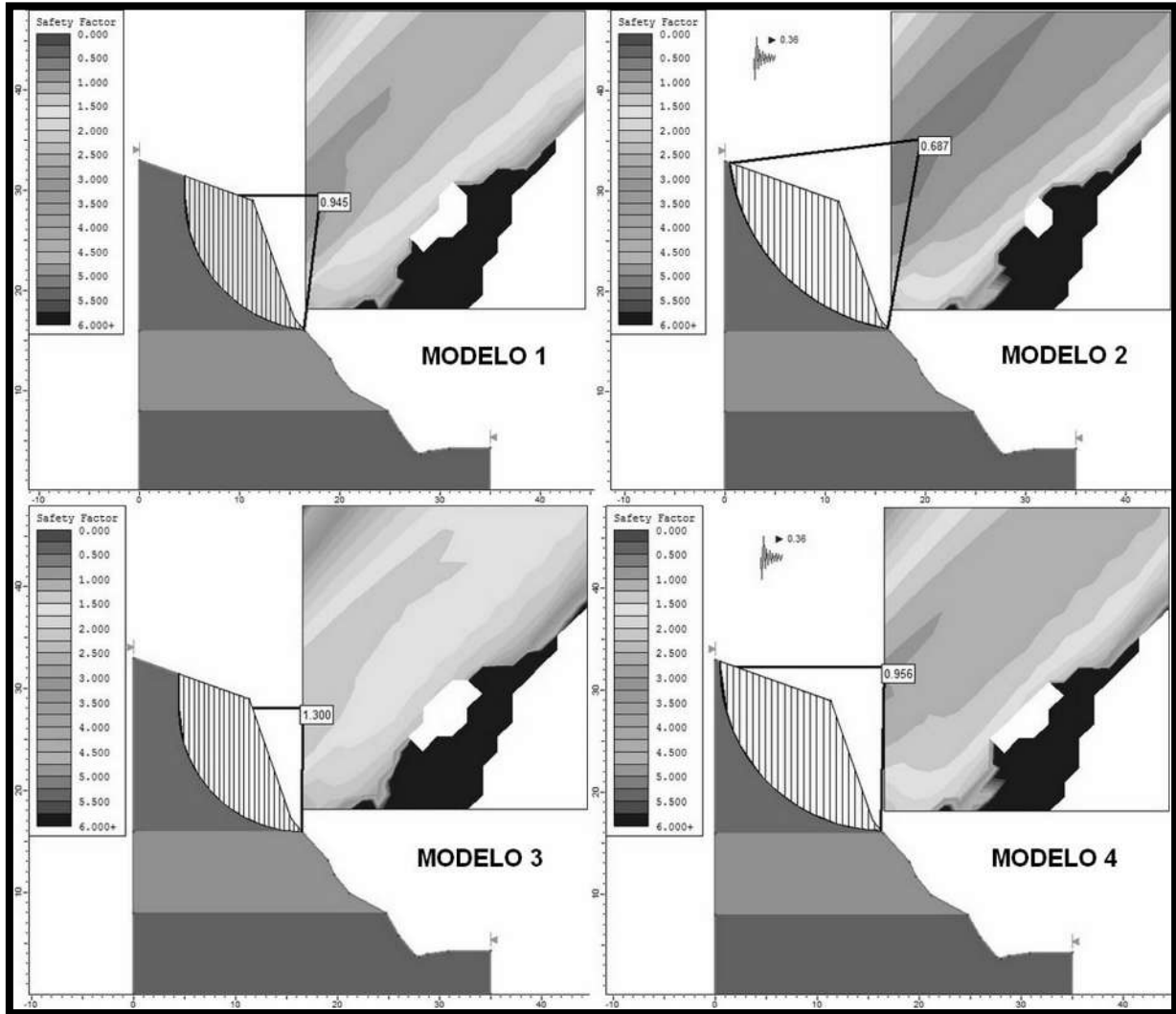


Figura 6.36.- Escenarios del 1^{er} día de los 4 modelos aplicados al perfil 0+060 del talud 1.

Otro dato importante de resaltar es la diferencia del área afectada en cada modelo, los modelos que se ven afectados por la precipitación y sismo, son los modelo 2 y 4, que presentan una mayor afectación, en comparación a los otros dos modelos.

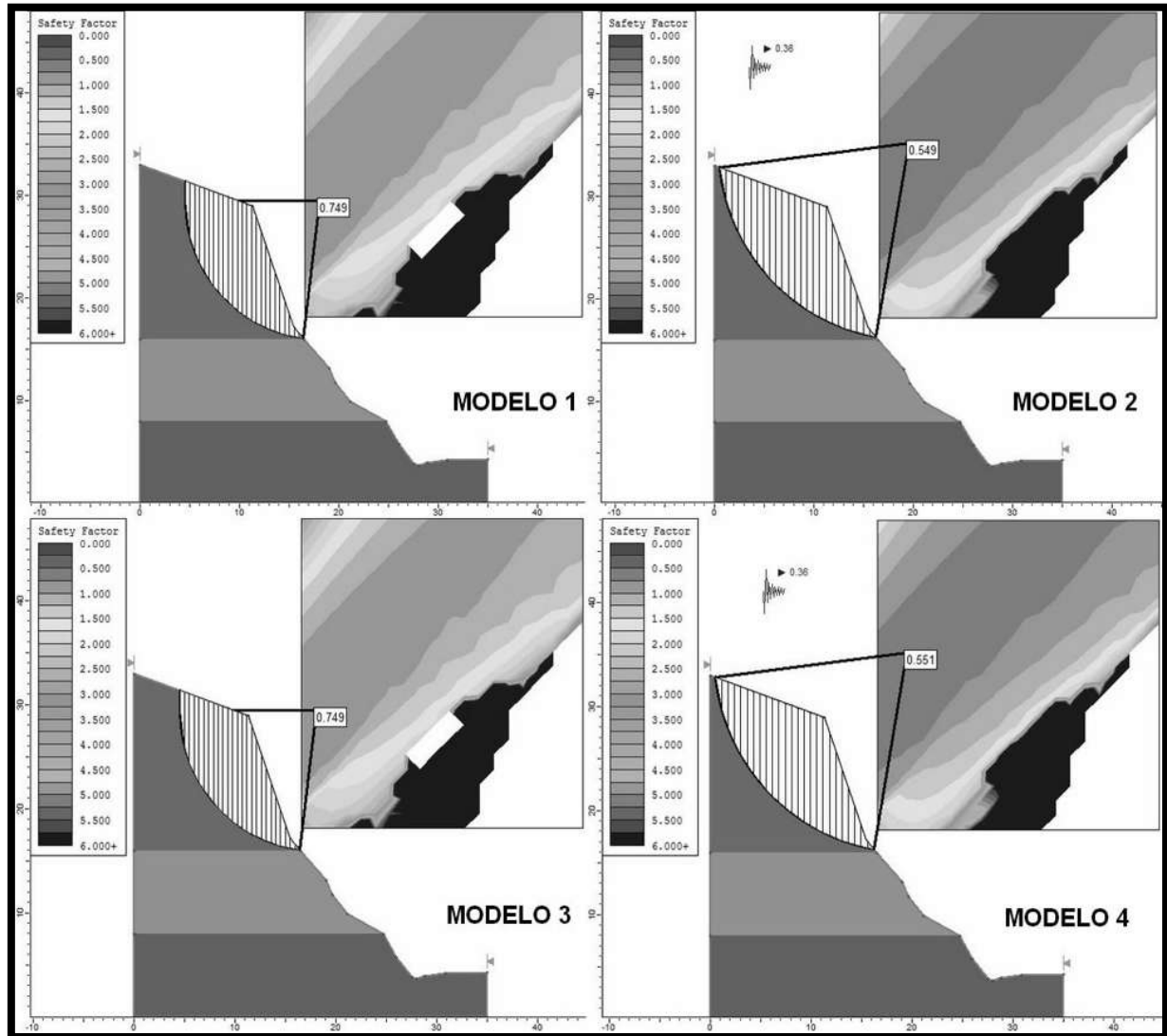


Figura 6.37.- Escenarios del 90^{mo} día de los 4 modelos aplicados al perfil 0+060 del talud 1.

En la Figura 6.37 se observa que los círculos de rotura mantienen la misma área de deslizamiento durante todo el modelado, viéndose afectado solo su FS. Los escenarios del modelo 2 son los que presentan menor FS.

Los FS calculados en los diferentes modelos del perfil 0+060 se encuentran graficados en la Figura 6.38. El efecto que produce la succión matricial en la resistencia cortante se ve reflejado en los FS, incrementándolos hasta un 30%. El FS sin tomar en cuenta el efecto de la succión matricial, corresponde al factor calculado a 90 días de precipitación, tiempo suficiente para que los vacíos del suelo estén llenos de agua.

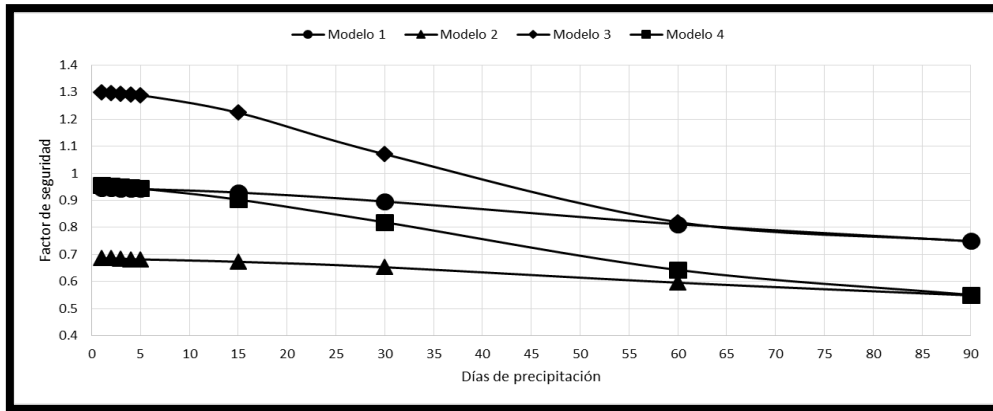


Figura 6.38.- Factores de seguridad del perfil 0+060, evaluados por día de precipitación.

Como se puede observar en la Figura 6.38 los FS obtenidos en los análisis son menores a los requeridos para este tipo de estructura (FS=1.5). El FS ante precipitación oscila entre 1.30 y 0.95, encontrándose en un estado de falla inminente. En el escenario donde se presentan en conjunto precipitación y sismo es totalmente inestable (modelo 2 y 4). Necesitando la implementación de mecanismos de estabilización para elevar su FS a 1.5.

Los FS obtenidos en el modelado del tercer perfil (0+070) del talud “Los Cantiles 1” se muestran en la Figura 6.39. Este perfil presentó la mayor discrepancia entre los factores obtenidos de los modelos 1 y 3, que oscilan entre 1.729 y 1.286 con promedio de 1.5 en los primeros 5 días de precipitación cumpliendo con lo requerido. Pero al incluir el efecto sísmico se ve seriamente afectado el FS, disminuyendo su valor promedio por debajo de 1 considerándose un talud inestable.

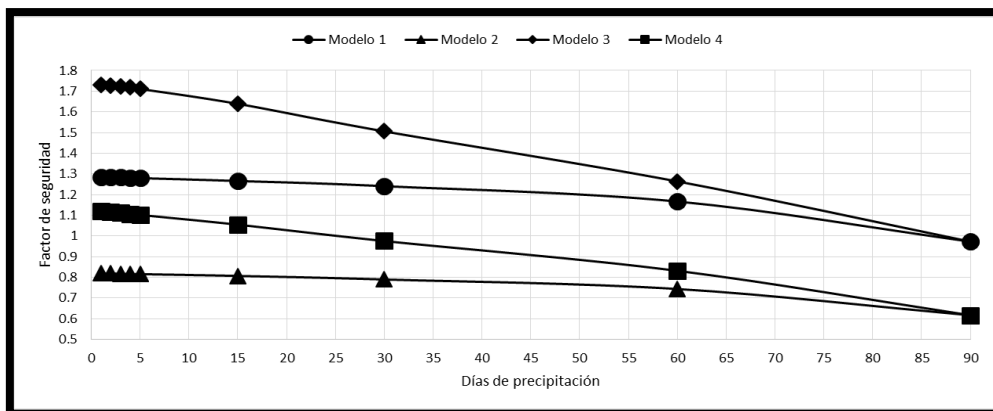


Figura 6.39.- Factores de seguridad del perfil 0+070, evaluados por día de precipitación.

Con los valores graficados (Fig. 6.39) se puede observar claramente como decrece el FS por la precipitación, ya que el efecto del sismo solo traslada la envolvente a valores menores manteniendo el comportamiento ocasionado por el humedecimiento del material en el transcurso de los días.

En la Figura 6.40 se exhibe el modelo 2 del perfil 0+070 del talud 1, los escenarios corresponden al 1^{er} y al 90^{mo} día. El modelo 2 presenta los escenarios más desfavorables en todos los perfiles modelados.

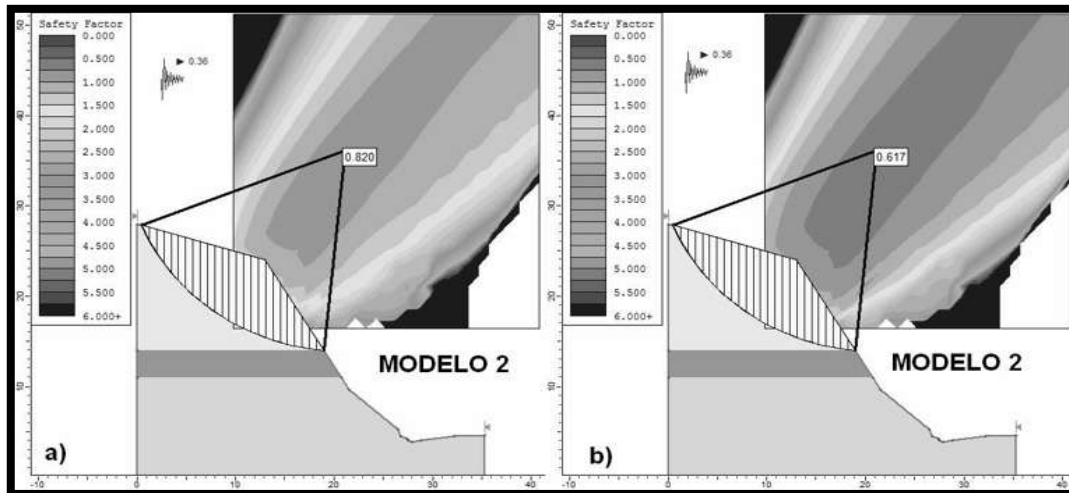


Figura 6.40.- Escenarios del perfil 0+070 aplicando el modelo 2: a) 1^{er} día; b) 90^{mo} día.

Para el talud “Los Cantiles 2” solo fue posible modelar en un perfil (1+030) el efecto de la precipitación durante 90 días (Fig. 6.41), los otros dos perfiles están constituidos por estratos de material rocoso donde no existe succión matricial (Fig. 6.42).

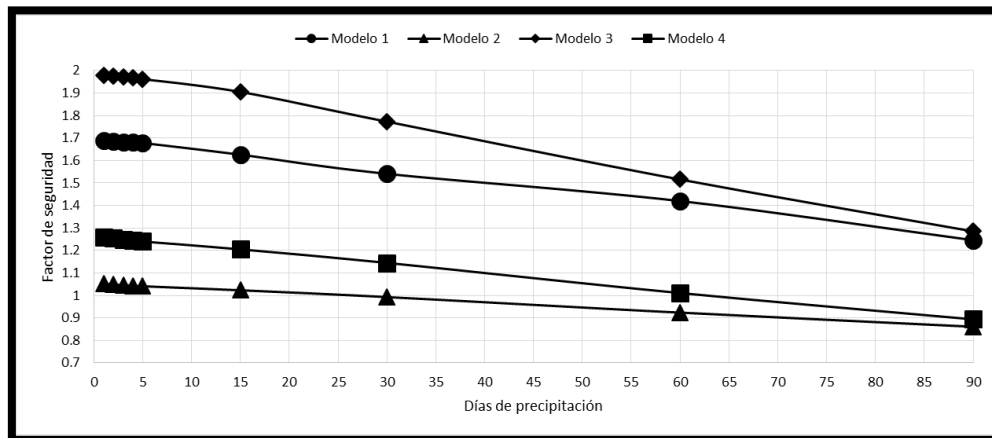


Figura 6.41.- Factores de seguridad del perfil 1+030, evaluados por día de precipitación.

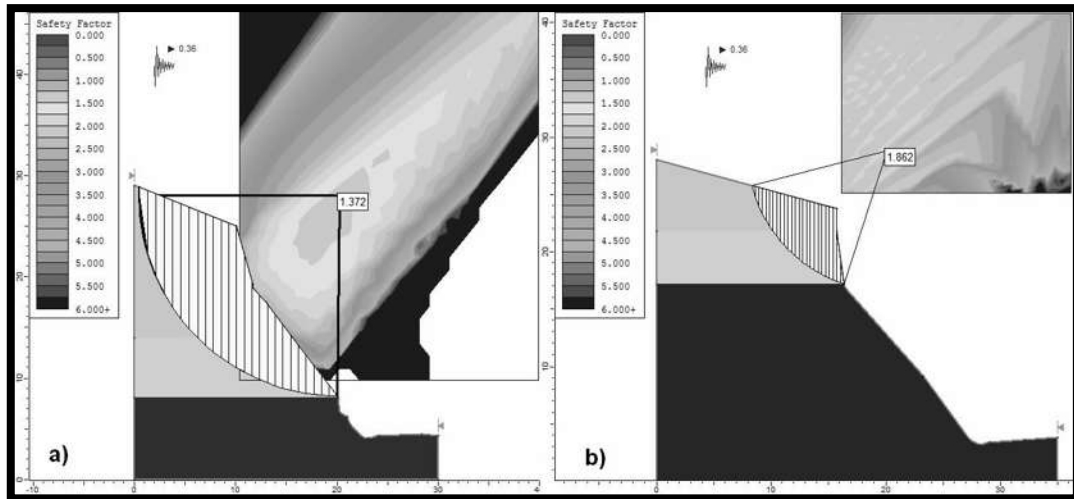


Figura 6.42.- Perfiles constituidos por estratos de roca: a) 1+040; b) 1+050.

El modelo determinó que el talud en esta zona es estable ante la precipitación (resultados de los modelos 1 y 3, Fig. 6.41) e indica la necesidad de mecanismos para reforzar la estructura ante la eventualidad de un sismo (Modelo 2 y 4, Fig. 6.43). La Figura 6.41 muestra los valores graficados, evidenciando el efecto sísmico. Si durante los primeros 15 días de precipitación se suscitara un sismo, el FS disminuiría en un 35%.

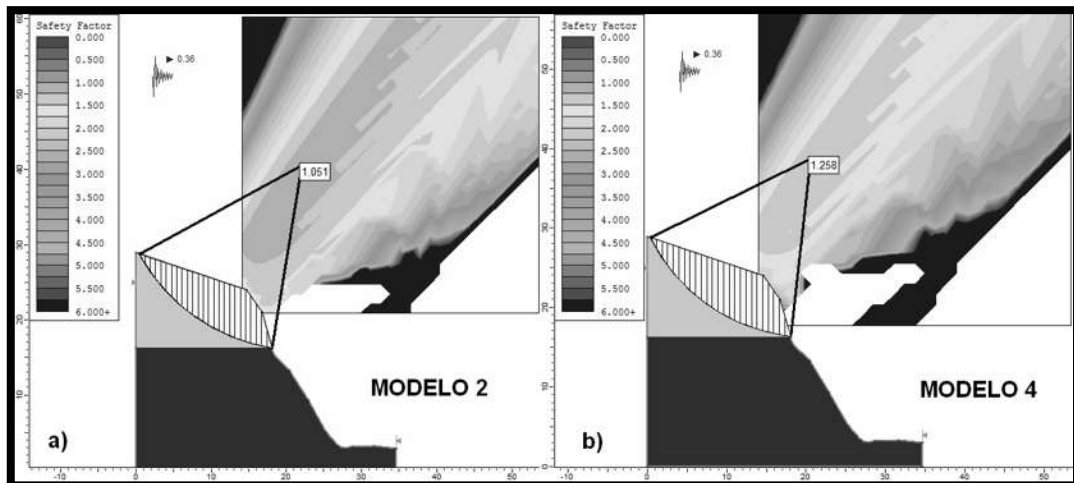


Figura 6.43.- 1^{er} escenario del perfil del km 1+030 aplicando: a) Modelo 2; b) Modelo 4.

La aplicación del modelo 2 en el 1^{er} escenario del perfil 1+030, demostró que esa zona se encuentra en el límite de la estabilidad para roturas circulares condicionadas.

La Tabla 6.20 contiene los FS calculados en los perfiles constituidos por estratos rocosos. Estos perfiles al igual que el perfil 0+030 del talud “Los Cantiles 1” están condicionados por las discontinuidades del macizo rocoso y presentarán roturas de tipo planas y cuña, las cuales no se pueden modelar con este software. La estabilidad de estos perfiles se evaluó con proyecciones estereográficas de sus discontinuidades en el análisis cinemático. El FS del perfil 1+050 cumple con la normativa para rotura circular.

Tabla 6.20.- Factores de seguridad de los perfiles constituidos por estratos de roca.

	Perfil 1+040	Perfil 1+050
FS	1.921	2.526
FS_{sismo}	1.372	1.862

Hay que recordar que los parámetros resistentes de las arenas, utilizados en el modelado, se determinaron con pruebas consolidadas-No drenadas por lo que se trata de valores reducidos a los reales (efectivos). Al modelar con estos parámetros, se está realizando un análisis a corto plazo, sin permitirle al material la disipación de presión de poros, generando una reducción en el FS calculado. Es decir, si se determinaran los parámetros de resistencia (cohesión y ángulo de fricción interna efectivos de las arenas) los FS se incrementarían.

En el capítulo 7 se plasmaron los escenarios más desfavorables de los modelos, a los cuales se les realizaron propuestas de estabilización mediante anclajes y se modelaron nuevamente para corroborar que su FS aumentará a 1.5.

6.7. – MODELADO DE CAÍDOS CON EL SOFTWARE ROCFALL

El modelado se llevó a cabo como se describe en el subcapítulo 5.5 del Capítulo 5. Se seleccionaron los mismos 3 perfiles por talud que se utilizaron en el modelado con el software Slide, cada uno con diferentes condiciones de contorno, incrementando la cantidad de fragmentos a desprenderse durante un evento. Al tratarse de taludes mixtos, en los modelos se consideró desprendimientos de diferentes dimensiones y formas, dependiendo de la zona susceptible al movimiento. La Tabla 6.21 muestra los datos de entrada considerados para cada corrida del modelo.

Tabla 6.21.- Datos considerados para el modelado en RocFall.

Talud	Perfil	Material	Altura (m)	Densidad (kg/m3)	Pesos del bloque (Kg)	Cantidad de fragmentos
Los Cantiles 1	0+030	Andesita sana	18.9	2460.0	50, 80 y 110	1,50,250,500
Los Cantiles 1	0+060	Andesita Intemperizadas	23.9	2320.0	300, 450 y 650	1 y 500
Los Cantiles 1	0+070	Andesita Intemperizadas	19.6	2320.0	300, 450 y 650	1 y 500
Los Cantiles 2	1+030	Andesita poco alterada	20.3	50, 80 y 110	1 y 500	
Los Cantiles 2	1+040	Andesita sana	20.0	2400.0	60, 90 y 120	1 y 500
Los Cantiles 2	1+050	Andesita sana	20.0	2400.0	60, 90 y 120	1 y 500

Para el talud “Los Cantiles 1” se inició con el modelado del perfil denominado 0+030 (Fig. 6.44a) considerando fragmentos de roca sana redondeadas con altura de desprendimiento de 18.9 metros con referencia a la carpeta asfáltica, la Tabla 6.22 muestra los resultados. La distancia de recorrido donde alcanza la energía máxima, corresponde a 27.22 metros del modelo, coincidiendo a la altura de la cuneta.

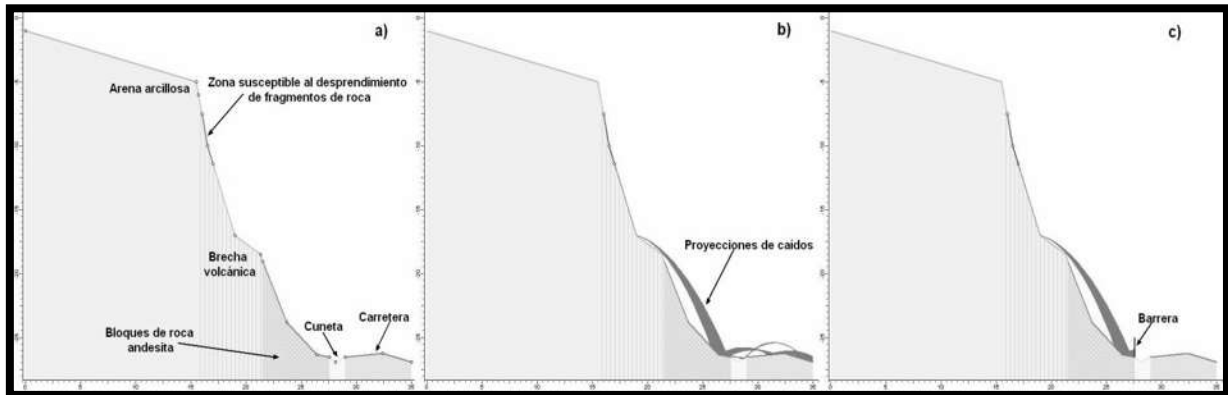


Figura 6.44.- Modelado del perfil 0+030: a) Esquema del perfil; b) Corrida del modelo; c) Propuesta de protección.

Se propone la instalación de una barrera de 1.5 m de altura entre el talud y la cuneta (Fig. 6.44c), con una capacidad de impacto de 100 Kj. Al correr el modelo con la propuesta, la barrera responde muy bien deteniendo todos los posibles caídos. En cada modelo se hicieron propuestas de protección para ver el comportamiento de los caídos y evaluar la necesidad de incluir o no este tipo de protección en la propuesta final de estabilización para cada talud.

Tabla 6.22.- Resultados del modelado del perfil 0+030 del talud “Los Cantiles 1”.

Cantidad de fragmentos	Dimensiones (cm)	Peso del bloque (kg)	Energía Máxima (Kj)	Distancia a la energía máxima	Energía Final	Posición final (m)
1	Radio de 17	50.00	5.80	27.22	1.29	35
1	Radio de 20	80.00	9.28	27.22	2.07	35
1	Radio de 22	110.00	12.76	27.22	2.84	35
50	Radio de 17	50.00	5.80	27.22	1.36	35
50	Radio de 20	80.00	9.28	27.22	2.19	35
50	Radio de 22	110.00	12.76	27.22	3.01	35
250	Radio de 17	50.00	5.80	27.22	1.36	35
250	Radio de 20	80.00	9.28	27.22	2.19	35
250	Radio de 22	110.00	12.76	27.22	3.01	35
500	Radio de 17	50.00	5.80	27.22	1.37	35
500	Radio de 20	80.00	9.28	27.22	2.20	35
500	Radio de 22	110.00	12.76	27.22	3.02	35

Nota.- El peso promedio de los fragmentos desprendidos en los últimos desprendimientos es de 80 kg.

Como se puede observar en la Tabla 6.22, las energías máximas alcanzadas para fragmentos de roca del mismo peso son iguales y a la misma distancia de recorrido, sin importar la cantidad de fragmentos que se desprendan al momento del suceso, ya que el software realiza el simulado de manera individual. La diferencia se ve reflejada en la energía de llegada, donde se incrementa un poco en comparación del escenario con un solo fragmento. Debido a esto se consideró que los demás escenarios se modelaran con la cantidad mínima y máxima de posibles fragmentos a desprenderse del talud.

El segundo perfil (0+060) modelado del talud “Los Cantiles 1” se consideraron desprendimientos de fragmentos de roca intemperizadas a una altura de 23.9 metros sobre el nivel de la vía, dichos fragmentos se encuentran empacados en el estrato de arena arcillosa (Fig. 6.45a). La Tabla 6.23 muestra los resultados obtenidos. La distancia a la que se alcanza la máxima energía de traslación corresponde a la mitad de la distancia que existe entre la corona y el pie del talud.

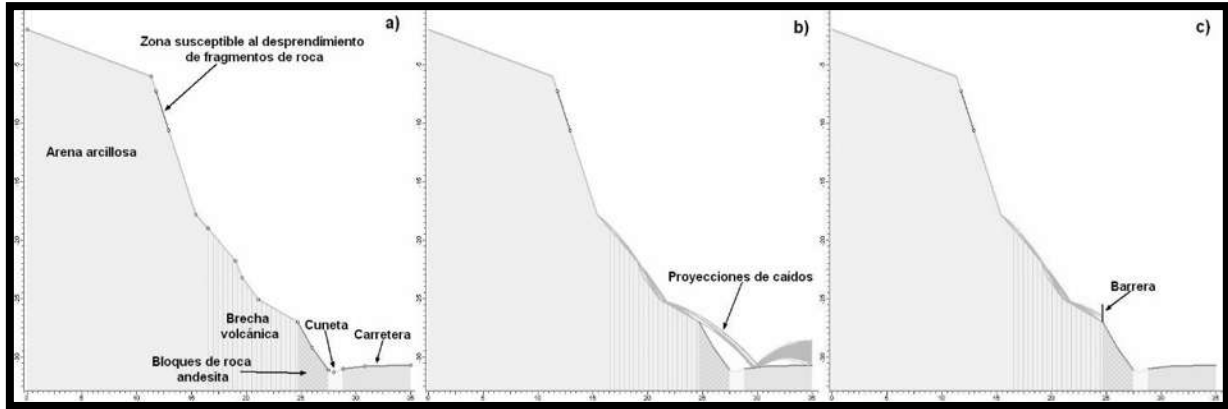


Figura 6.45.- Modelado del perfil 0+060: a) Esquema del perfil; b) Corrida del modelo; c) Propuesta de protección.

En la Figura 6.45b, se puede ver el resultado de la corrida del modelo. Los bloques se impactan en el estrato de brecha volcánica y dan un salto hasta la mitad del carril (Cd. Hidalgo-Morelia) y salen proyectados hasta el otro extremo de la carretera. Como medida de protección se propone la instalación de una barrera de 1.5 m de altura con una capacidad de 185 Kj sobre el estrato de brecha volcánica (Fig. 6.45c).

Tabla 6.23.- Resultados del modelado del perfil 0+060 del talud "Los Cantiles 1".

Cantidad de fragmentos	Dimensiones (cm)	Peso del bloque (kg)	Energía Máxima (Kj)	Distancia a la energía máxima	Energía Final	Posición final (m)
1	36x45x79	300.00	34.33	21.21	9.29	35
1	40x58x83	450.00	51.49	21.21	13.94	35
1	58x62x78	650.00	74.43	21.21	20.16	35
500	36x45x79	300.00	34.33	21.21	9.94	35
500	40x58x83	450.00	51.49	21.21	14.92	35
500	58x62x78	650.00	74.43	21.21	21.56	35

Nota.- El peso aproximado de bloques observados en campo es de 650 kg, después del último evento.

La máxima energía presentada en el modelo corresponde al tipo de bloque observado en campo en el mes de Mayo del 2014, lo que se pueden observar en la Figura 6.46.



Figura 6.46.- Bloques desempacados de la zona IV del talud “Los Cantiles 1”.

En el tercer perfil (0+070), se consideró el mismo tipo de fragmento que para el perfil 0+060, se diferencian en la geometría de la cara del talud y la altura de caída que se reduce a 19.6 metros (Fig. 6.47). En la Tabla 6.24 se detalla los valores considerados y los resultados obtenidos del modelado, la distancia de recorrido donde alcanza la máxima energía de traslación es a solo 5 metros de la corona, aproximadamente una tercera parte de la distancia entre la corona y el pie del talud. Por la inclinación que presenta en este perfil el talud, los bloques bajan rodando sobre la cara del talud sin alcanzar gran velocidad, quedando los bloques sobre la carpeta asfáltica en el carril con sentido Morelia-Cd. Hidalgo (6.47b). Debido a la morfología en esta zona del talud, se propone la instalación de una barrera de 1.5 m de altura con capacidad de 100 Kj entre la cuneta y el talud (Fig. 6.47c).

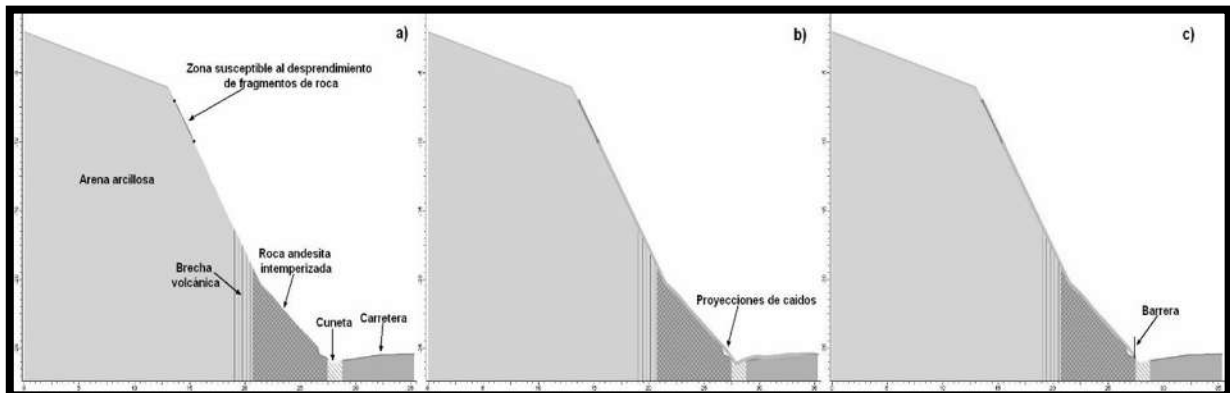


Figura 6.47.- Modelado del perfil 0+070: a) Esquema del perfil; b) Corrida del modelo; c) Propuesta de protección.

Tabla 6.24.- Resultados del modelado del perfil 0+070 del talud “Los Cantiles 1”.

Cantidad de fragmentos	Dimensiones (cm)	Peso del bloque (kg)	Energía Máxima (Kj)	Distancia a la energía máxima	Energía Final (kj)	Posición final (m)
1	36x45x79	300.00	24.33	18.89	0.66	33.0
1	40x58x83	450.00	36.50	18.89	0.99	33.5
1	58x62x78	650.00	52.72	18.89	1.43	33.5
500	36x45x79	300.00	24.33	18.89	0.71	34.5
500	40x58x83	450.00	36.50	18.89	1.07	34.5
500	58x62x78	650.00	52.72	18.89	1.55	34.5

Nota.- Los fragmentos quedan sobre la carpeta asfáltica.

El modelado de caídos para el talud “Los Cantiles 2”, se llevó a cabo al igual que para el talud “Los Cantiles 1”. El primer escenario considera un desprendimiento a una altura de 20.3 m sobre el nivel de la carpeta asfáltica, el peso promedio de los bloques es de 80 kg aproximadamente (Fig. 6.48). Se hicieron corridas con un peso menor y otro superior, para tener un rango de energías de traslación. Los fragmentos ruedan y saltan sobre toda la cara del talud, logrando cruzar la carpeta asfáltica, para estrellarse contra la antigua barrera de contención (Fig. 6.49). Los resultados muestran que la energía máxima que pueden alcanzar los fragmentos de roca, se logra a la altura de la cuneta (Tab. 6.25).

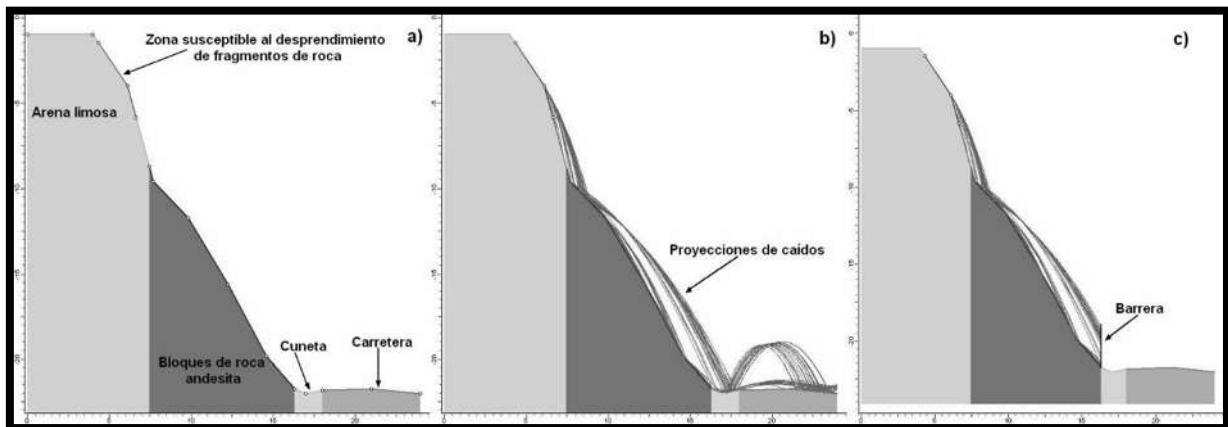


Figura 6.48.- Modelado del perfil 1+030: a) Esquema del perfil; b) Corrida del modelo; c) Propuesta de protección.



Figura 6.49.- Panorámica del talud “Los Cantiles 2”.

Como medida de protección se propone una barrera de 2.8 m de altura entre la cuneta y la cara del talud con una capacidad de impacto de 100 Kj, en el modelo cumple con lo requerido. Pero analizando la Figura 6.49 se puede apreciar que no se cuenta con el espacio suficiente entre la cuneta y la cara del talud para su instalación, por lo que se puede proponer la colocación de una malla de triple torsión.

Tabla 6.25.- Resultados del modelado del perfil 1+030 del talud “Los Cantiles 2”.

Cantidad de fragmentos	Dimensiones (cm)	Peso del bloque (kg)	Energía Máxima (Kj)	Distancia a la energía máxima	Energía Final (kj)	Posición final (m)
1	Radio de 17	50.00	7.36	17.69	0.58	24
1	Radio de 20	80.00	11.77	17.69	0.92	24
1	Radio de 23	110.00	16.19	17.69	1.27	24
500	Radio de 17	50.00	7.36	17.69	0.61	24
500	Radio de 20	80.00	11.77	17.69	0.97	24
500	Radio de 23	110.00	16.19	17.69	1.34	24

Nota.- El peso aproximado de bloques observados en campo es de 80 kg, después del último evento.

El segundo perfil crítico del talud “Los Cantiles 2”, está constituido por roca muy fracturada, esta zona es la más susceptible al movimiento de los bloques ante un evento natural. Su altura promedio es de 20 metros, se consideró esta altura para el modelado (Fig. 6.50) y al igual que el escenario anterior, su energía máxima es lograda al llegar a la cuneta (Tab. 6.26). Los bloques en esta zona, son prácticamente homogéneos.

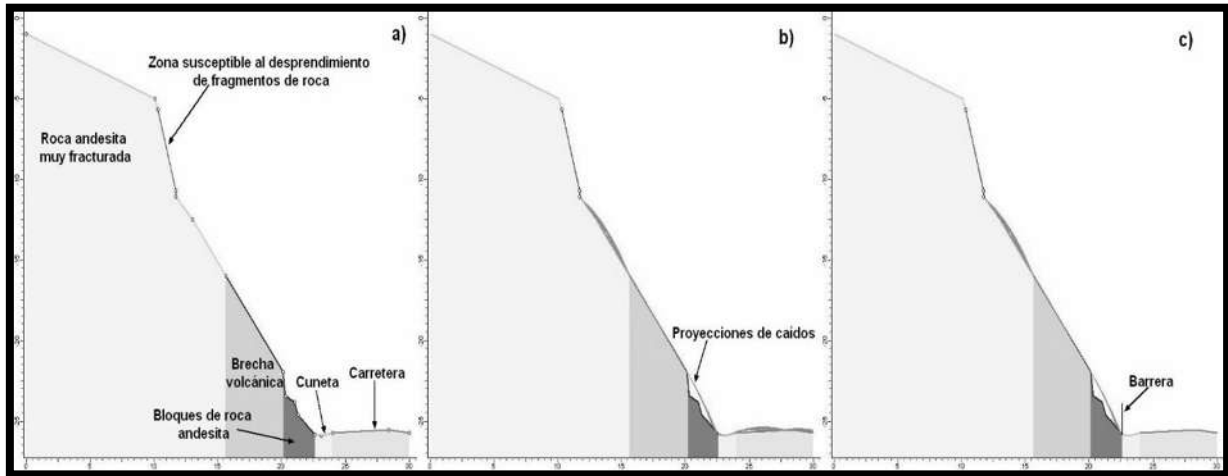


Figura 6.50.- Modelado del perfil 1+040: a) Esquema del perfil; b) Corrida del modelo; c) Propuesta de protección.

Tabla 6.26.- Resultados del modelado del perfil 1+040 del talud “Los Cantiles 2”.

Cantidad de fragmentos	Dimensiones (cm)	Peso del bloque (kg)	Energía Máxima (Kj)	Distancia a la energía máxima (m)	Energía Final (Kj)	Posición final (m)
1	24x29x35	60.00	5.59	22.42	1.99	30
1	27x32x43	90.00	8.39	22.42	2.99	30
1	32x36x44	120.00	11.19	22.42	3.99	30
500	24x29x35	60.00	5.59	22.42	2.12	30
500	27x32x43	90.00	8.39	22.42	3.19	30
500	32x36x44	120.00	11.19	22.42	4.25	30

Nota.- El peso aproximado de bloques observados en campo es de 90 kg, después del último evento.

Las energías máximas alcanzadas por los bloques son relativamente pequeñas, siendo el 10% de la capacidad de las barreras comerciales de menor resistencia a impactos (Ta. 6.26). Para el modelo se propuso, una barrera de 2 m con capacidad de 100 Kj (Fig. 6.50c).

El tercer perfil crítico del talud “Los Cantiles 2”, está constituido por roca muy fracturada al igual que el perfil 1+040, se diferencian por los espesores de sus estratos. Su altura promedio es de 20 metros, se consideró esta altura para el modelado (Fig. 6.51) y al igual que el escenario anterior, su energía máxima es lograda al llegar a la cuneta (Tab. 6.26). Los bloques en esta zona, son prácticamente homogéneos.

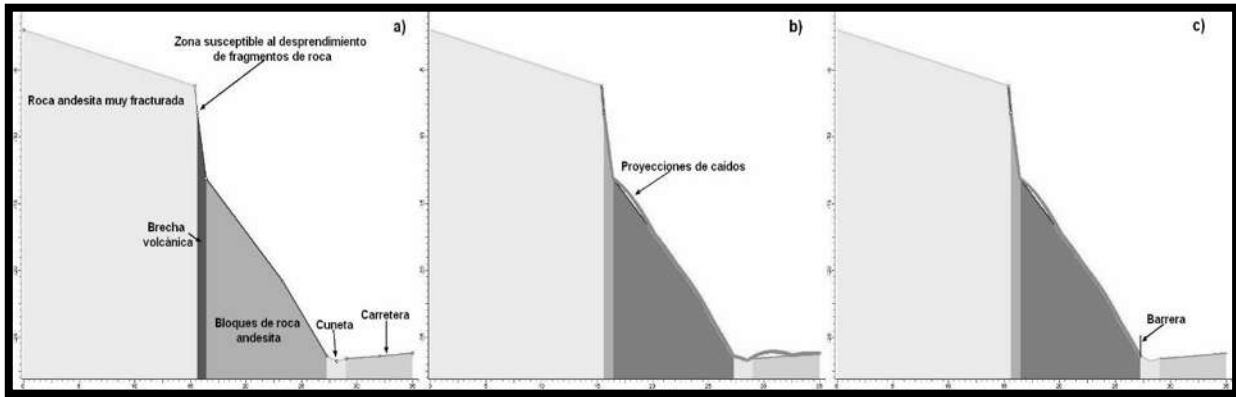


Figura 6.51.- Modelado del perfil 1+050: a) Esquema del perfil; b) Corrida del modelo; c) Propuesta de protección.

Tabla 6.27.- Resultados del modelado del perfil 1+050 del talud “Los Cantiles 2”.

Cantidad de fragmentos	Dimensiones (cm)	Peso del bloque (kg)	Energía Máxima (Kj)	Distancia a la energía máxima (m)	Energía Final (Kj)	Posición final (m)
1	24x29x35	60.00	4.30	25.45	0.72	35
1	27x32x43	90.00	6.45	25.45	1.08	35
1	32x36x44	120.00	8.60	25.45	1.44	35
500	24x29x35	60.00	4.30	25.45	0.95	35
500	27x32x43	90.00	6.45	25.45	1.43	35
500	32x36x44	120.00	8.60	25.45	1.91	35

Nota.- El peso aproximado de bloques observados en campo es de 90 kg, después del último evento.

En la Tabla 6.27 se puede observar como la energía máxima alcanzada en este modelo es menor que el anterior, en la corrida del modelo se observa como los bloques bajan rodando por toda la cara del talud (Fig. 6.51b), para lo cual se propone una barrera de 1.5 m de altura colocada entre la cara del talud y la cuneta.

Una vez evaluados los taludes con los métodos empíricos, analizados con proyecciones estereográficas, modelados con los software Slide, RocFall y tomando en cuenta las propiedades de los materiales como durabilidad al desmoronamiento, absorción, porosidad, contracción volumétrica y lineal, se harán propuestas de estabilización para los dos taludes que garanticen la seguridad al usuario de la carretera y sean viables de construir en la zona. Las propuestas están plasmadas en el capítulo 7.

7.- CONCLUSIONES

Los fenómenos naturales han estado presentes en las peores catástrofes de la humanidad. En el año 2001 se tenían reportes que en la República Mexicana, los fenómenos naturales provocaban daños con un costo promedio anual de 100 vidas humanas y cerca de 700 millones de dólares. Es por ello, que las instituciones gubernamentales y civiles iniciaron campañas para la prevención de desastres naturales, fomentando el estudio de los fenómenos para tener una población más preparada y un país menos vulnerable a los desastres naturales. Nuestra investigación se enfocó en la inestabilidad de taludes, el cual es uno de los desastres naturales más recurrentes en todo el mundo sin dejar a un lado a México, donde existe poca personal técnico capacitado para el diseño de infraestructura que prevenga y mitigue este tipo de eventos.

Los dos taludes carreteros analizados se modelaron ante los fenómenos naturales (ciclones y sismos) más peligrosos, y de acuerdo a su comportamiento en el modelo, se realizaron propuestas de mecanismos de estabilización. Dichas propuestas se describen en los siguientes párrafos.

1^{er} Caso de estudio

Los Cantiles 1.- El talud presenta una estructura formada por 4 estratos de distinta litología (Fig. 7.1), con una altura de 25 m y una longitud de 60 m. Las propiedades principales de los 4 materiales se muestran en la Tabla 7.1.

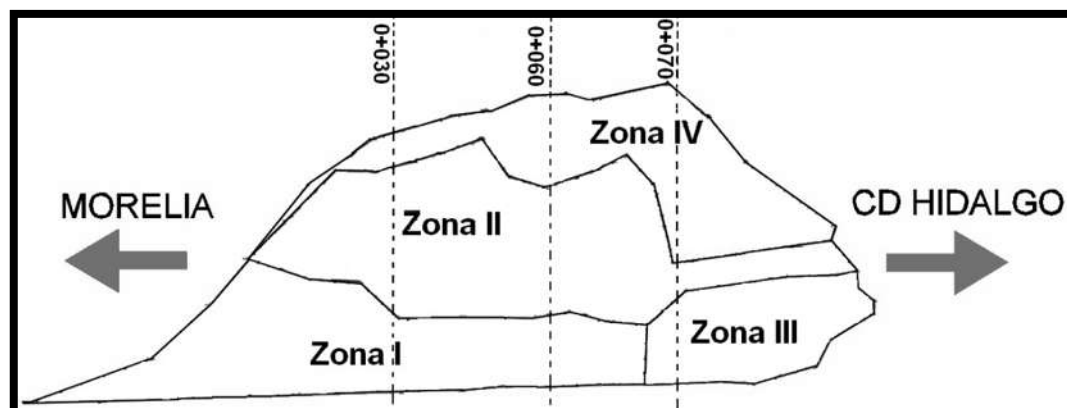
Una vez reconocida la zona de estudio y caracterizados los materiales, se evaluó el talud de manera cualitativa a la susceptibilidad al deslizamiento con la metodología propuesta por Mendoza et al., (2006), la cual indicó que el talud representa un peligro moderado ante un deslizamiento. El segundo análisis que se le hizo al talud, fue evaluar la peligrosidad y el riesgo por desprendimientos en el tramo carretero con el método Rockfall Hazard Rating System (RHRS), dando como resultado que el nivel de riesgo estimado, es muy elevado y propone realizar un análisis detallado del macizo rocoso de manera urgente.

Tabla 7.1.- Propiedades principales de los materiales que constituyen el talud “Los Cantiles 1”.

Los Cantiles 1					
Propiedad	Zona IV	Propiedad	Zona I	Zona II	Zona III
Material	Arena arcillosa	Material	Andesita	Brecha volcánica	Andesita
$\gamma_{d\text{ opt}} \text{ (g/cm}^3\text{)}$	1.43	$\gamma_{dn} \text{ (g/cm}^3\text{)}$	2.46	2.11	2.32
$H_{\text{opt}} \text{ (%)}$	27.20	Densidad	2.58	2.27	2.41
C.V. (%)	19.33	Absorción (%)	3.00	11.00	4.00
k (m/min)	9.71×10^{-6}	Durabilidad	Muy alta	Alta	Alta
$\phi_{cu} \text{ (}^\circ\text{)}$	10.08	$\phi_b \text{ (}^\circ\text{)}$	35.06	29.43	39.93
Cohesión (Kgf/cm²)	0.185	Resistencia (Mpa)	43.66	6.12	14.95
$\phi_{cu}^b \text{ (}^\circ\text{)}$	1.174	Cohesión (Kgf/cm²)	6.29	0.65	1.59

A las principales discontinuidades de las zonas rocosas del talud, se les realizó un análisis cinemático para estimar su estabilidad ante posibles movimientos, en la zona I existe la posibilidad de que se presenten dos tipos de movimiento cuña y una plana; en la zona III solo se puede presentar un movimiento del tipo planar.

Para clasificar las dos zonas rocosas se implementaron los métodos empíricos de Bieniawski y Romana. La zona I con el método de Bieniawski se clasificó como clase IV, correspondiendo a un macizo rocoso de mala calidad, al igual que la zona III. Por su parte, el método de Romana clasifica la zona I como clase IV, con estabilidad mala y la zona III se clasificó como clase V, tratándose de un macizo rocoso totalmente inestable.

**Figura 7.1.-** Perfiles modelados del talud “Los Cantiles 1”.

En la Figura 7.1 se muestran las ubicaciones de los perfiles del talud, modelados en el software Slide y RocFall. De los escenarios obtenidos con el software Slide, se decidió utilizar para la propuesta de estabilización los resultados que generó el modelo 2. Dicho modelo simula una precipitación pluvial durante 90 días consecutivos, permitiendo una infiltración constante (se consideró la permeabilidad del material) al estrato de arena arcillosa y con un coeficiente sísmico horizontal de 0.36, el ángulo ϕ^b es el calculado en laboratorio.

El FS fue de 1.183, resultado del modelo de escenarios y sin propuesta de estabilización (perfil 0+030). Se propone la colocación de 7 anclajes de varilla de 1½ con longitud de 6 m, con espaciado horizontal de 1.5 m y vertical de 2.0 m en el estrato de brecha volcánica. Al modelar con la propuesta da un FS de 1.598 cumpliendo con el FS (1.5) requerido en esta investigación y que se considera como estable (Fig. 6.72).

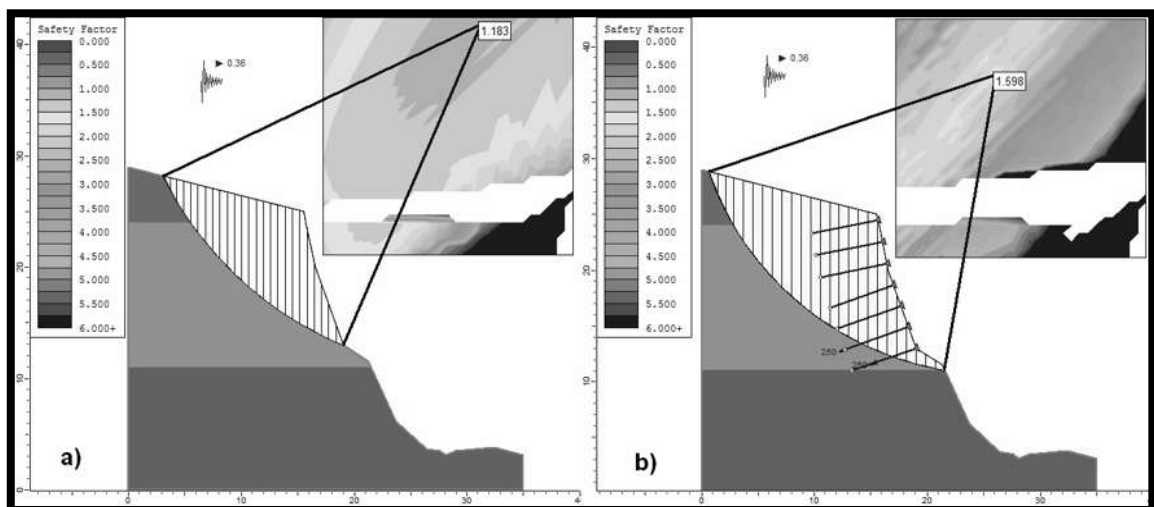


Figura 7.2.- Modelado del perfil 0+030: a) Sin estabilizar; b) Con propuesta de estabilización.

Como se puede ver en la Figura 7.2b, la superficie hipotética de la falla se profundizó, en comparación a la superficie obtenida antes de la propuesta de estabilización (Fig. 7.2a). Los anclajes superiores restringen la formación de superficie de falla superficial.

El modelado del perfil 0+060 arrojó un FS de 0.549 siendo totalmente inestable (Fig. 7.3a). La propuesta de estabilización se compone de 9 anclajes de varilla de 1½ con longitud de 11 m, con espaciado horizontal y vertical de 1.5 m en el estrato de arena

arcillosa, además de 2 anclajes de varilla de 1 ½ con longitud de 9 m, con espaciado horizontal y vertical de 1.5 m. en el estrato de brecha volcánica (Fig. 7.3b). Se corrió de nuevo el modelo y dio como resultado un FS de 1.596, cumpliendo satisfactoriamente.

Previo a la colocación de los anclajes, se hará un mejoramiento al estrato de arena mediante inyecciones de impregnación de geles sílice (solución acuosa de silicato de sodio con un reactivo a base de diesteres metílicos-etílicos y agua) a cada 1.5 m para disminuir su permeabilidad e incrementar su resistencia cortante, además garantizar el correcto funcionamiento de los anclajes. El mejoramiento será aplicado a lo largo de todo el estrato de arena arcillosa del talud 1, así como en el estrato de arena limosa del talud 2.

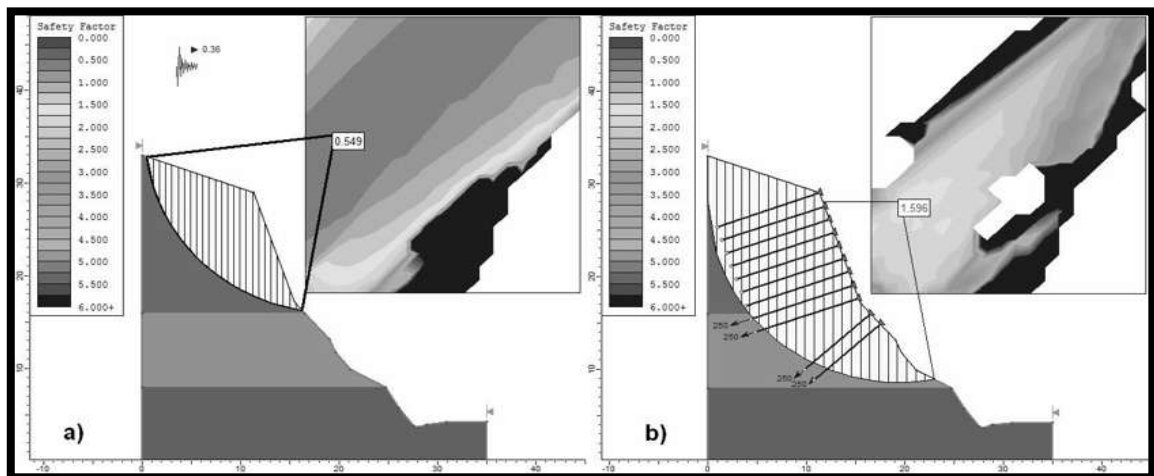


Figura 7.3.- Modelado del perfil 0+060: a) Sin estabilizar; b) Con propuesta de estabilización.

Implementados los mecanismos de estabilización, la superficie hipotética de falla se profundizó abarcando los estratos de arena arcillosa y brecha volcánica (Fig. 7.3b). La Figura 7.4 muestra los resultados del modelado del perfil 0+070. El FS inicial es de 0.617, se propone un sistema de anclajes compuesto por 6 anclajes de varilla de 1 ½ con longitud de 5 m y 2 anclajes de varilla de 1 ½ con longitud de 10 m, con espaciado horizontal de 1.5 m y espaciado vertical de 2 m en el estrato de arena arcillosa. La instalación deberá iniciar en la parte baja del estrato de suelo colocando 4 anclajes de 5 m (2 anclajes cruzan el estrato de brecha volcánica), después 2 anclajes de 10 m y en la parte alta se finalizará con la instalación de 2 anclajes de 5 m, tal y como se muestra en la Figura 7.4b. El FS se incrementó a 1.529.

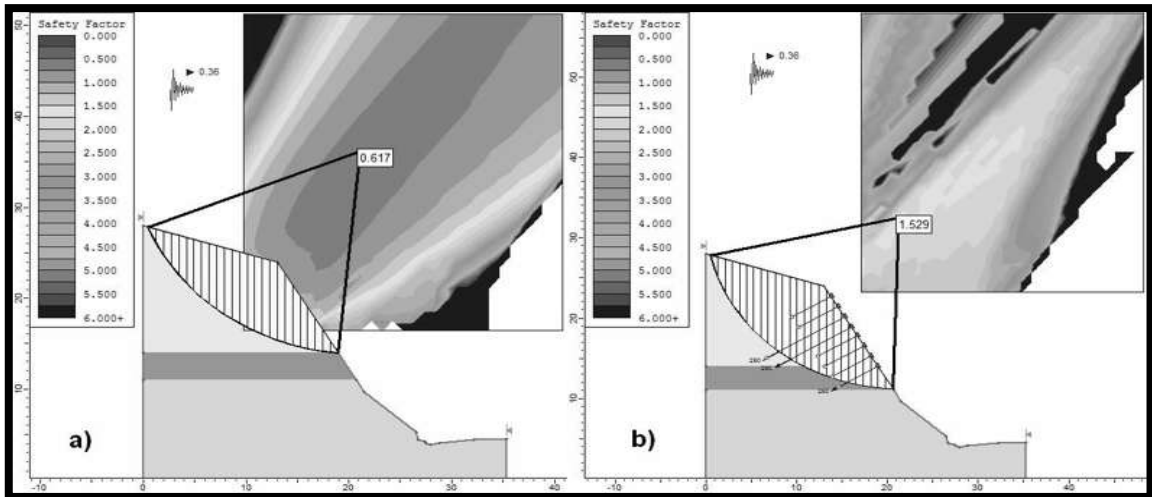


Figura 7.4.- Modelado del perfil 0+070: a) Sin estabilizar; b) Con propuesta de estabilización.

2^{do} Caso de estudio

Los Cantiles 2.- Para este talud se utilizó la misma metodología, con el objeto de caracterizar, clasificar y modelar, como en el caso anterior. Las propiedades principales de sus materiales se presentan en la Tabla 7.2. La evaluación a la susceptibilidad al deslizamiento indicó que el talud representa un peligro moderado y el riesgo estimado con el RHRS es muy elevado, proponiendo realizar un análisis detallado del macizo rocoso de manera urgente.

Tabla 7.2.- Propiedades principales de los materiales que constituyen el talud “Los Cantiles 2”.

Los Cantiles 2					
Propiedad	Zona II	Propiedad	Zona I	Zona III	Zona IV
Material	Arena limosa	Material	Andesita	Brecha volcánica	Andesita
$\gamma_{d\ opt}$ (g/cm ³)	1.47	γ_{dn} (g/cm ³)	2.34	2.07	2.4
H_{opt} (%)	25.20	Densidad	2.44	2.23	2.52
C.V. (%)	24.20	Absorción (%)	8.00	12.00	9.00
k (m/min)	7.05×10^{-6}	Durabilidad	Muy alta	Alta	Muy alta
ϕ_{cu} (°)	10.74	ϕ_b (°)	41.62	28.52	45.96
Cohesión (Kgf/cm ²)	0.211	Resistencia (Mpa)	69.32	8.48	24.07
$\phi^{b_{cu}}$ (°)	2.42	Cohesión (Kgf/cm ²)	11.89	0.64	1.34

Las proyecciones estereográficas realizadas a las principales discontinuidades detectaron en la zona I la posibilidad de 5 movimientos (3 de cuña y 2 planares) y en la zona IV la posibilidad de 2 de cuña.

La aplicación del método empírico de Bieniawski, clasificó como clase III de calidad media la zona I y como clase IV de calidad mala la zona IV. Por su parte, el método de Romana a la zona I la clasificó como clase IV considerándola inestable y a la zona IV como clase V siendo totalmente inestable. Las zonas se muestran en la Figura 7.5, así como la ubicación de los perfiles modelados con el software Slide y RocFall.

Como se mencionó en el Capítulo 6, solo el perfil 1+030 se modeló con el efecto la precipitación y sismo (Modelo 2). Los otros dos perfiles solo se modelaron ante la ocurrencia de un sismo.

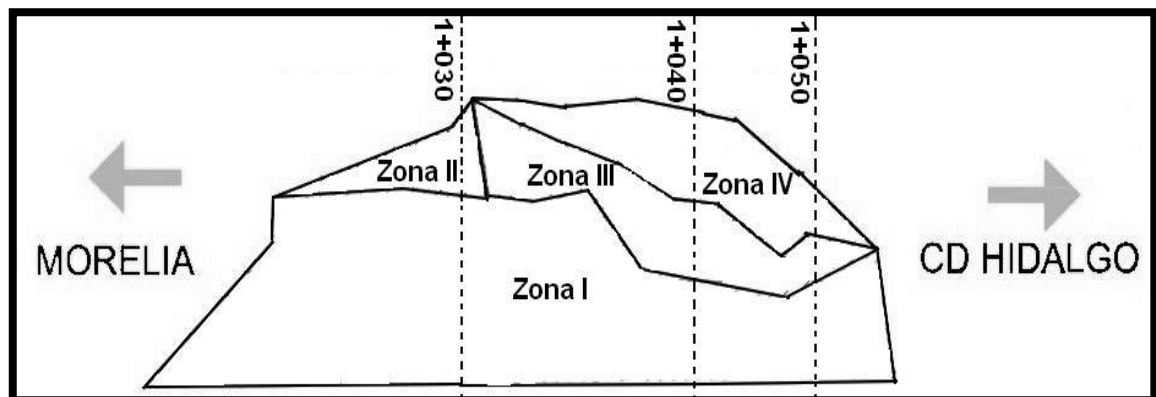


Figura 7.5.- Perfiles modelados del talud “Los Cantiles 2”.

El FS calculado con el modelo 2 es de 0.861 siendo totalmente inestable (Fig. 7.6a). Para incrementar su FS se propuso un sistema de anclajes en el estrato de arena limosa, instalados perpendicular a la cara del talud. El sistema propuesto consta de 3 anclajes de varilla de $1\frac{1}{2}$ con longitud de 5 m y 3 anclajes de varilla de $1\frac{1}{2}$ con longitud de 10 m, con espaciado horizontal y vertical de 1.5 m, en el estrato de arena limosa. El FS obtenido con el sistema de anclajes es de 1.305, presentando una rotura superficial (Fig. 7.6b) para la cual se propondrá un mecanismo que complemente al sistema de anclajes (mecanismo para desprendimientos).

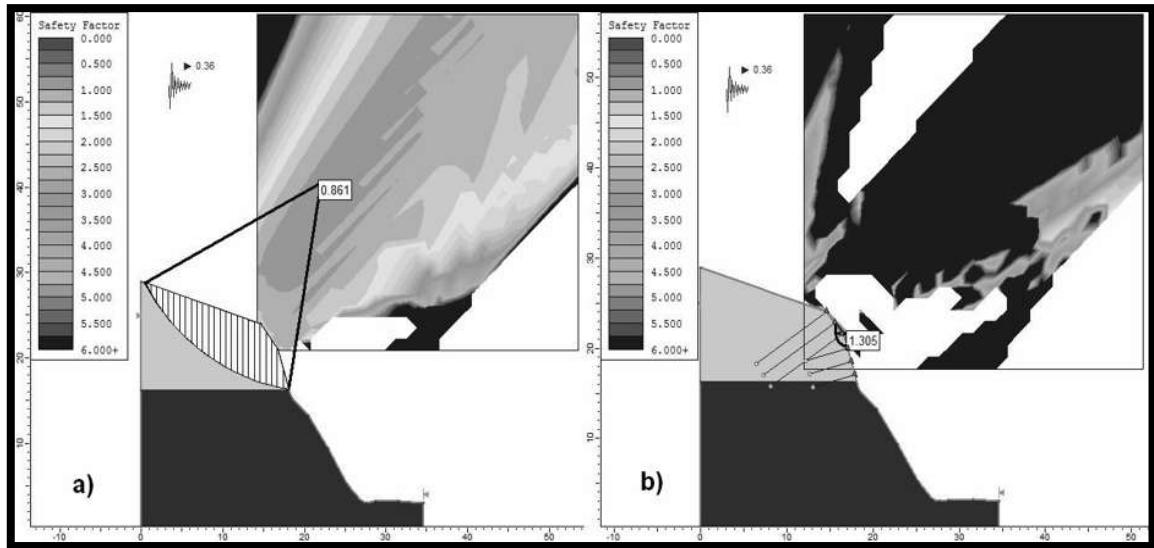


Figura 7.6.- Modelado del perfil 1+030: a) Sin estabilizar; b) Con propuesta de estabilización.

Al modelar el perfil 1+040 ante un sismo, presenta un FS de 1.372 (Fig. 7.7a), por lo cual se planteó un sistema de anclajes compuesto por 3 anclajes de varilla de 1½ con longitud de 6 m, con espaciado horizontal y vertical de 1.5 m, instalado de manera perpendicular en el estrato de brecha volcánica (Fig. 7.7b). Su FS final es de 1.832. El escenario del perfil 1+050 resultó ser estable ante eventos sísmicos, con un FS de 1.862.

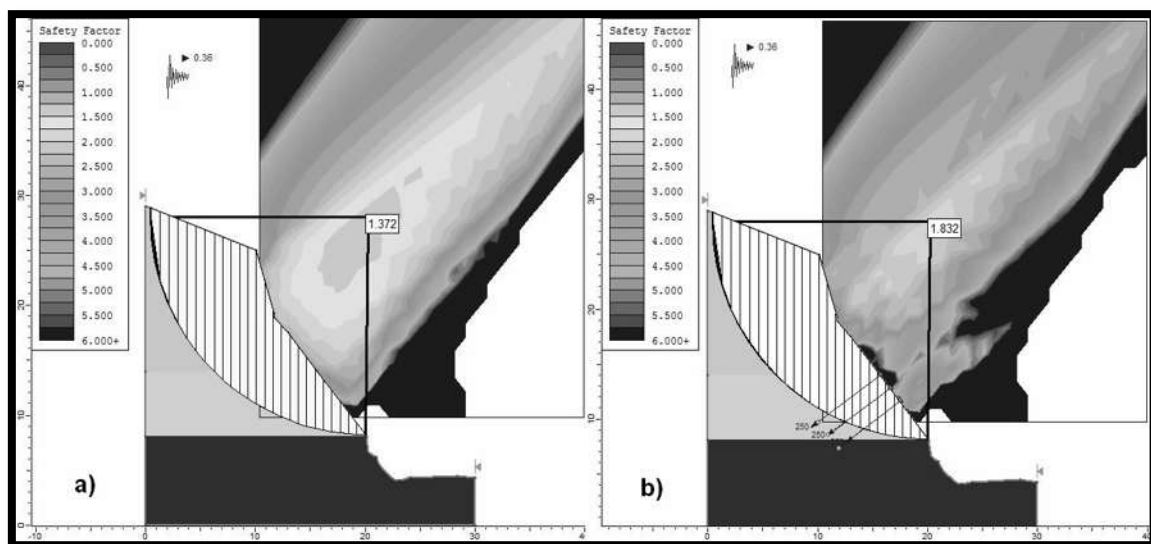


Figura 7.7.- Modelado del perfil 1+040: a) Sin estabilizar; b) Con propuesta de estabilización.

La superficie de falla circular abarca tanto el estrato de brecha volcánica como el estrato de roca andesítica muy fracturada, y solo se necesita colocar anclajes en el estrato de brecha volcánica para estabilizarlo, quedándonos claro, que las propiedades de la roca sedimentaria (brecha volcánica) no son de fiarse. Dentro de la ingeniería este tipo de material son las menos deseados en las obras civiles, ya que existe gran incertidumbre de cómo tratarlas, por su apariencia como roca y comportamiento como suelo.

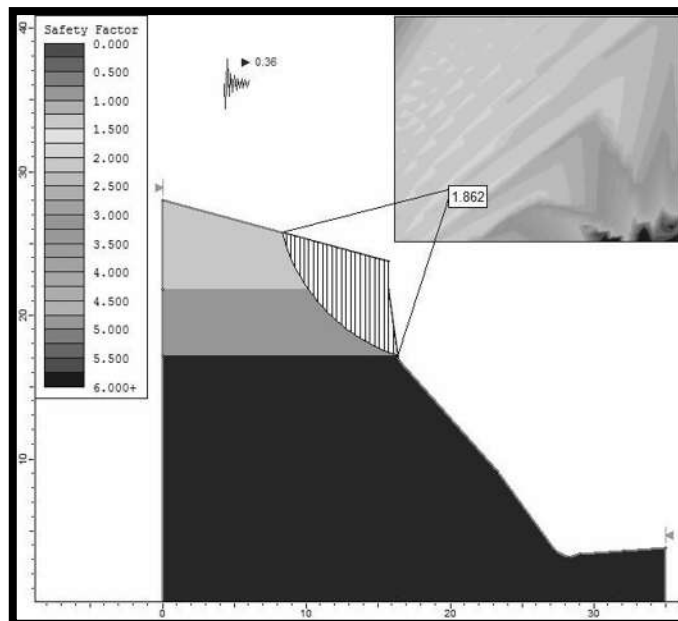


Figura 7.8.- Modelado del perfil 1+050.

En el caso de los desprendimientos modelados con el software RocFall se descartó la implementación de barreras dinámicas por la restricción de espacio, y se propone la colocación de una malla triple torsión sujeta con el sistema de anclajes propuestos para estabilizar las posibles fallas circulares. En las zonas donde no se requieren anclajes por fallas circulares, se sujetará con anclajes abarcando como máximo un área de 16 m², intentando que quede lo más pegada al terreno para no permitir que los fragmentos de roca, que se encuentra inestables se muevan. En la zona de la corona del talud la malla se sujetará mediante un cable de acero reforzado y sujeto al terreno mediante anclajes de 25 mm de diámetro.

Para mitigar la erosión de la superficie del talud, se colocará una capa de 10 cm de concreto lanzado sobre los estratos de arenas y brechas volcánicas, que son los materiales más susceptibles a este fenómeno. Para evitar las presiones de poro que se pueden generar por la infiltración de agua se colocaran drenes de 2" a cada 1.5 m, intercalados con los anclajes y tendrán una longitud de 10 m e inclinación del 10% (Fig. 7.9).

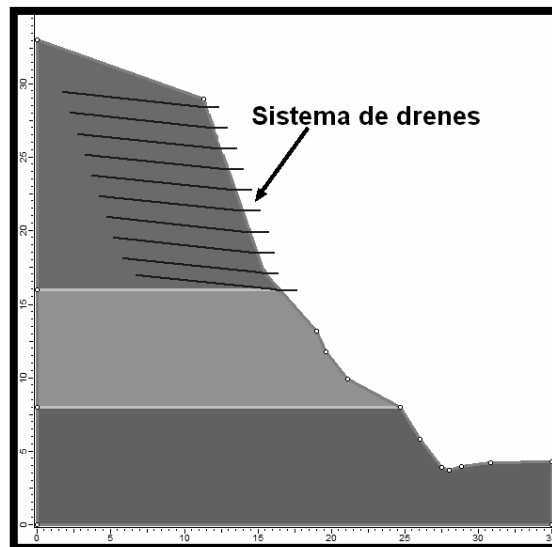


Figura 7.9.- Sistema de drenes de 2" a cada 1.5 m.

Anexo A

En este anexo se presenta la descripción de las discontinuidades de los macizos rocosos de los taludes estudiados. La Tabla A.I describe las características de las principales discontinuidades del macizo rocoso de la zona I y III del talud “Los Cantiles 1”. Se tomaron dos medidas de la inclinación general de la cara del talud, debido a una gran discrepancia entre las diferentes zonas del talud. En la zona III no se tomaron lecturas de la resistencia con el esclerómetro debido al alto grado de fracturación e intemperismo que presenta el macizo rocoso en esta zona, por lo que se comportará de manera isotrópica. Para el cálculo del coeficiente de rugosidad (JRC) de las discontinuidades se basó en los perfiles tipo que se muestran en la Figura A.I propuestos por Barton y Choubey en 1977. Este anexo se coloca al iniciar por formar parte de los estudios en campo, se menciona al iniciar el capítulo de resultados y después se vuelve a mencionar en el apartado de las proyecciones.

Tabla A.I.- Descripción de las discontinuidades del talud “Los Cantiles 1”, Zona I.

Datos Generales						Afloramiento Zona I			Afloramiento Zona III		
Realizó: Edgar Sánchez Garibay						Inmersión (°): 137°			Inmersión (°): 137°		
Talud: Los Cantiles 1			Fecha: 31/07/2013			Inclinación (°): 85°			Inclinación (°): 69°		
Lugar: Los Cantiles, Charo, Michoacán.											
Intersección		Orientación		Continuidad		Abertura	Rugosidad		Resistencia	Relleno	
N	x	α	β	Término	Traza	A (mm)	Tipo	JRC	Esclerómetro	Tipo	Resistencia
	(m)	(°)	(°)		(m)	Tipo		1-20			
Zona I											
1	0.7	98	80			1 ¹	IV	13	34	W1 ²	6 ³
2	2.2	174	60			1	IV	9	30	W1	6
3	3.8	177	80			1	III	8	28	W1	6
4	4.6	131	88			1	IV	14	26	W1	6
5	6.6	184	62			1	V	9	25	W1	6
6	9.2	169	78			1	IV	14	25	W1	6
7	11.4	206	62			1	IV	13		W1	6
8	12.8	207	21			1	V	8		W1	6
9	14.1	198	13			1	III	8		W1	6
10	17.9	99	76			1	III	8		W1	6
11	20.5	174	89			1	V	10		W1	6
12	24.4	149	63			1	IV	10		W1	6
13	26.5	155	82			1	IV	14		W1	6
14	29.2	169	90			1	V	10		W1	6
15	32.3	154	70			1	IV	15		W1	6
16	35.7	87	70			1	IV	15		W1	6
17	39.8	181	79			1	IV	9		W1	6

¹ La abertura corresponde a una junta abierta.

² El material del relleno es seco y muy consolidado; baja permeabilidad.

³ Resistencia muy duro, prácticamente cementado.

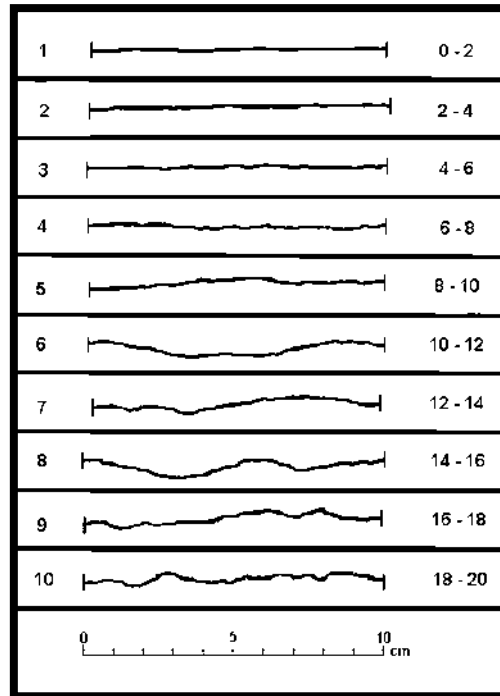


Figura A.I.- Perfiles tipo para estimar JRC (Barton y Choubey, 1977).

La Tabla A.II contiene las características de las discontinuidades del talud “Los Cantiles 2” y al igual que para el primer talud, se tomaron dos lecturas de la inclinación general de la cara del talud.

Tabla A.I. Continuación.- Descripción de las discontinuidades del talud “Los Cantiles 1”, Zona III.

Datos Generales				Afloramiento Zona I			Afloramiento Zona III						
Realizó: Edgar Sánchez Garibay				Inmersión (°): 137°			Inmersión (°): 137°						
Talud: Los Cantiles 1		Fecha: 31/07/2013		Inclinación (°): 85°			Inclinación (°): 69°						
Lugar: Los Cantiles, Charo, Michoacán.													
Intersección		Orientación		Continuidad		Abertura		Rugosidad		Resistencia		Relleno	
N	x	α	β	Término	Traza	A (mm)	Tipo	JRC	Esclerómetro	Tipo	Resistencia.		
	(m)	(°)	(°)		(m)			1-20					
Zona III													
1	41.3	150	81			2	II	10				W2 ⁴	5 ⁵
2	43.8	144	68			2	I	16				W2	5
3	45.2	194	90			2	IV	14				W2	5
4	48.7	179	80			2	I	16				W2	5
5	52.4	173	82			2	I	16				W2	5
6	54.2	183	76			2	II	9				W2	5
7	55.9	186	39			2	I	10				W2	5
8	57.8	189	72			2	IV	13				W2	5
9	59.4	167	46			2	I	15				W2	5

⁴ Los materiales del relleno son húmedos, pero no se observa agua.

⁵ Resistencia dura.

Tabla A.II.- Descripción de las discontinuidades del talud "Los Cantiles 2", Zona I.

Datos Generales						Afloramiento Zona I			Afloramiento Zona IV		
Realizó: Edgar Sánchez Garibay						Inmersión (°): 95°			Inmersión (°): 95°		
Talud: Los Cantiles 2			Fecha: 31/07/2013			Inclinación (°): 72°			Inclinación (°): 62°		
Lugar: Los Cantiles, Charo, Michoacán.											
Intersección		Orientación		Continuidad		Abertura	Rugosidad		Resistencia	Relleno	
N	x	α	β	Término	Traza	A	Tipo	JRC	Esclerómetro	Tipo	Resistencia
	(m)	(°)	(°)		(m)	(mm)		1-20			
Zona I											
1	0.9	46	86			1	IV	14	42	W1	6
2	2.3	181	70			1	III	8	40	W1	6
3	4.2	96	66			1	III	8	40	W1	6
4	6.6	151	70			1	V	9	38	W1	6
5	8.1	103	78			1	V	9	39	W1	6
6	9.5	35	72			1	IV	14	40	W1	6
7	9.9	175	78			1	IV	14	41	W1	6
8	11.8	119	86			1	IV	14		W1	6
9	13.4	108	50			1	IV	14		W1	6
10	14.1	112	52			1	III	8		W1	6
11	14.8	179	54			1	IV	14		W1	6
12	15.3	85	72			1	IV	14		W1	6
13	15.7	87	82			1	III	8		W1	6
14	17.5	93	89			1	III	8		W1	6
15	18.2	149	76			1	V	9		W1	6
16	20.7	126	28			1	IV	14		W1	6
17	21.6	218	62			1	III	8		W1	6
18	22.8	212	72			1	III	8		W1	6
19	24.0	68	74			1	V	9		W1	6
20	24.6	84	74			1	V	9		W1	6
21	25.9	80	76			1	IV	14		W1	6
22	28.3	174	74			1	III	8		W1	6
23	30.5	184	58			1	III	8		W1	6
24	31.6	94	58			1	III	8		W1	6
25	32.2	21	70			1	III	8		W1	6
26	33.8	81	84			1	V	9		W1	6
27	36.9	53	79			1	V	9		W1	6
28	38.4	176	69			1	V	9		W1	6
29	39.1	182	40			1	V	9		W1	6
30	39.8	166	88			1	II	12		W1	6
31	40.7	165	28			1	II	12		W1	6
32	43.2	97	84			1	II	12		W1	6
33	44.6	68	71			1	IV	14		W1	6
34	46.5	77	89			1	IV	14		W1	6
35	47.3	121	78			1	IV	14		W1	6
36	48.8	252	18			1	IV	14		W1	6
37	53.7	188	70			1	III	8		W1	6
38	54.4	84	88			1	III	8		W1	6
39	57.2	86	58			1	III	8		W1	6
40	59.2	148	66			1	IV	14		W1	6
41	61.8	113	80			1	IV	14		W1	6
42	63.1	81	90			1	II	16		W1	6
43	65.7	62	84			1	II	12		W1	6
44	66.2	346	87			1	II	12		W1	6
45	67.4	92	58			1	II	12		W1	6
46	68.2	65	66			1	V	9		W1	6
47	68.9	166	82			1	V	9		W1	6
48	69.6	92	78			1	V	9		W1	6

Tabla A.II. Continuación.- Descripción de las discontinuidades del talud “Los Cantiles 2”, Zona IV.

Datos Generales						Afloramiento Zona I			Afloramiento Zona IV		
Realizó: Edgar Sánchez Garibay						Inmersión (°): 95°			Inmersión (°): 95°		
Talud: Los Cantiles 2			Fecha: 31/07/2013			Inclinación (°): 72°			Inclinación (°): 62°		
Lugar: Los Cantiles, Charo, Michoacán.											
Intersección		Orientación		Continuidad		Abertura	Rugosidad		Resistencia	Relleno	
N	x	α	β	Término	Traza	A	Tipo	JRC	Esclerómetro	Tipo	Resistencia
	(m)	(°)	(°)		(m)	(mm)		1-20			
Zona IV											
1	0.6	185	82			2	II	12		W2	5
2	2.1	153	74			2	I	17		W2	5
3	4.3	155	88			2	II	12		W2	5
4	6.2	164	80			2	II	12		W2	5
5	8.5	194	82			2	II	12		W2	5
6	9.2	22	62			2	IV	14		W2	5
7	9.9	160	70			2	II	12		W2	5
8	11.6	83	78			2	II	12		W2	5
9	13.5	48	68			2	I	17		W2	5
10	14.3	111	88			2	I	17		W2	5
11	14.8	197	72			2	II	12		W2	5
12	15.2	80	88			2	II	12		W2	5
13	15.6	164	90			2	II	12		W2	5
14	16.5	136	70			2	III	8		W2	5
15	18.2	175	78			2	III	8		W2	5
16	19.7	155	89			2	IV	14		W2	5
17	21.6	176	70			2	II	12		W2	5
18	22.5	134	90			2	II	12		W2	5
19	24.0	62	84			2	II	12		W2	5
20	24.7	68	64			2	II	12		W2	5
21	25.9	143	60			2	I	17		W2	5
22	28.2	55	80			2	II	12		W2	5
23	30.3	79	90			2	IV	14		W2	5
24	31.7	90	82			2	II	12		W2	5
25	32.6	111	74			2	IV	14		W2	5
26	34.1	145	80			2	II	12		W2	5

Anexo B

Este anexo presenta el análisis granulométrico de los dos taludes en estudio, la Tabla B.I y B.II contienen los porcentajes obtenidos de cada tamaño de material. Las Figuras B.I y B.II los presentan gráficos.

Tabla B.I.- Granulometría del talud “Los Cantiles 1”.

DETERMINACIÓN DE LA COMPOSICIÓN GRANULOMÉTRICA DEL TAMIZADO POR LA MALLA No. 4 POR LAVADO							
MALLA	ABERTURA (mm)	PESO RETENIDO (g)	%PARCIAL RETENIDO	%ACUMULATIVO QUE PASA		OBSERVACIONES	
				MUESTRA <No.4	MUESTRA TOTAL		
4	4.760	0	0.0	100.0	100.0		
10	2.000	20.95	14.3	85.7	85.7	ANÁLISIS EFECTUADO CON	
20	0.840	11.86	8.1	77.6	77.6	UNA MUESTRA DE	146.7
30	0.590	5.83	4.0	73.6	73.7	DEL MATERIAL MENOR QUE LA	
40	0.426	7.32	5.0	68.6	68.7	MALLA NO. 4	
60	0.250	10.06	6.9	61.7	61.8		
100	0.149	7.61	5.2	56.5	56.6	% MAT GRAVA	0.0
200	0.074	14.9	10.2	46.3	46.5	% MAT ARENA	53.5
						% MAT FINO	46.5
Subtotal		78.53					
Charola		68.17	46.5	-0.2	0.0		
Total		146.7	100.2				

Tabla B.II.- Granulometría del talud “Los Cantiles 2”.

DETERMINACIÓN DE LA COMPOSICIÓN GRANULOMÉTRICA DEL TAMIZADO POR LA MALLA No. 4 POR LAVADO							
MALLA	ABERTURA (mm)	PESO RETENIDO (g)	%PARCIAL RETENIDO	%ACUMULATIVO QUE PASA		OBSERVACIONES	
				MUESTRA <No.4	MUESTRA TOTAL		
4	4.760	0	0.0	100.0	100.0		
10	2.000	13.4	8.6	91.4	91.4	ANÁLISIS EFECTUADO CON	
20	0.840	21.65	13.9	77.5	77.5	UNA MUESTRA DE	155.7
30	0.590	9.71	6.2	71.3	71.3	DEL MATERIAL MENOR QUE LA	
40	0.426	13.05	8.4	62.9	62.9	MALLA NO. 4	
60	0.250	16.45	10.6	52.3	52.3		
100	0.149	10.03	6.4	45.9	45.9	% MAT GRAVA	0.0
200	0.074	15.03	9.7	36.2	36.2	% MAT ARENA	63.8
						% MAT FINO	36.2
Subtotal		99.32					
Charola		56.38	36.2	0.0	0.0		
Total		155.7	100.0				

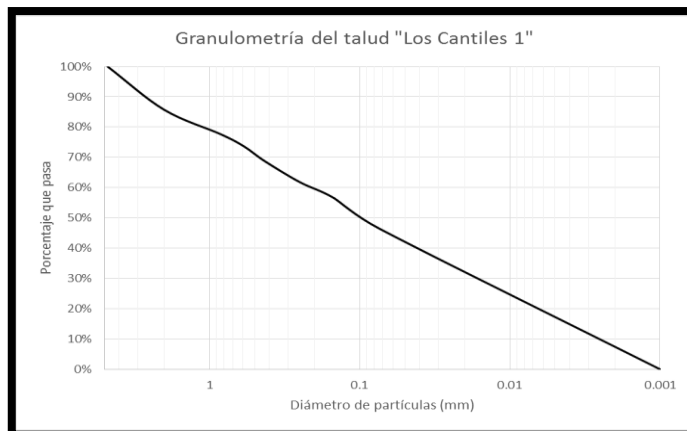


Figura B.I.- Curva granulométrica del suelo del talud “Los Cantiles 1”.

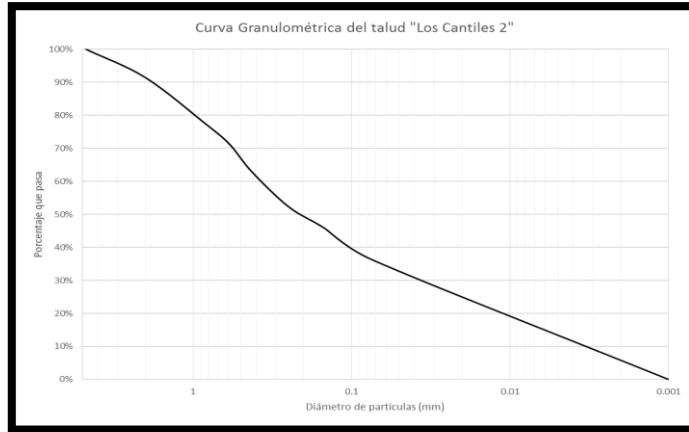


Figura B.II.- Curva granulométrica del suelo del talud "Los Cantiles 2".

Anexo C

La Figura C.I y C.II corresponden a la curva de fluidez del material, para obtener esta curva se grafican el número de golpes vs contenido de agua, valores que se obtienen al calcular el límite líquido en la copa de Casagrande.

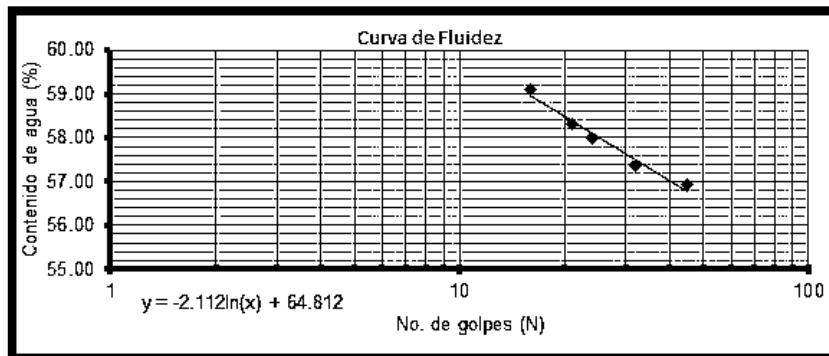


Figura C.I.- Curva de fluidez del suelo del talud "Los Cantiles 1".

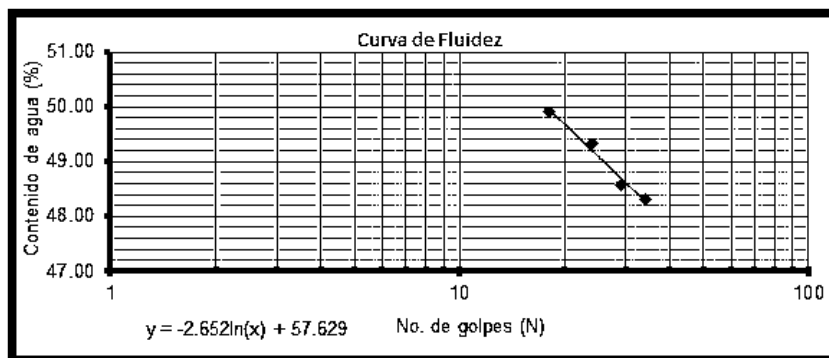


Figura C.II.- Curva de fluidez del suelo del talud "Los Cantiles 2".

Anexo D

El anexo D contiene los resultados del ensayo Proctor Estándar, el cual fue aplicado de acuerdo a la metodología que establece la norma AASHTO T 99-95. El formato utilizado para elaborar los reportes del ensayo es el presentado en la Tabla D.I y D.II. En dichas tablas se presentan los resultados del comportamiento a la compactación del material con 5 humedades distintas.

Tabla D.I.- Resultados de ensayo Proctor del suelo del talud "Los Cantiles 1".

Obra:	Talud "Los Cantiles 1"				Fecha:	12 de Mayo 2014			
Localización:	Carretera Federal No. 15, Km. 29+000 del tramo Morelia-Cd. Hidalgo.								
Descripción:									
Tipo de prueba:	Prueba Proctor Estándar (AASHTO T 99-95)								
Molde No. <u>1</u>	Vol.	941.1	cm ³	Peso:	1970	gr.			
Peso Martillo: <u>2500</u>	gr.	Altura de caída:	30.5	cm.	No. de capas:	3			
No. de golpes por capa:	25								
Prueba No.	1	2	3	4	5				
Cantidad de agua agregada (ml)	240	300	360	400	500				
Peso molde + suelo húmedo (gr)	3490	3565	3640	3690	3650				
Peso molde (gr)	1970	1970	1970	1970	1970				
Peso suelo húmedo (gr)	1520	1595	1670	1720	1680				
Peso específico húmedo (t/m ³)	1.62	1.69	1.77	1.83	1.79				
Cápsula No.									
Peso cápsula (gr)	133.7	129	137.7	153.1	70.5				
Peso cápsula + suelo húmedo (gr)	419.4	356.2	426.9	413	239.2				
Peso cápsula + suelo seco (gr)	373.4	314.3	368.8	356.4	197.7				
Peso del agua (gr)	46	41.9	58.1	56.6	41.5				
Peso suelo seco (gr)	239.7	185.3	231.1	203.3	127.2				
Contenido de agua (%)	19.19	22.61	25.14	27.84	32.63				
Peso específico seco (t/m ³)	1.36	1.38	1.41	1.43	1.35				
Relación de vacíos: e									

La Figura D.I corresponde a la curva de compactación del suelo analizado del talud "Los Cantiles 2", en dicha curva se grafica los valores del peso específico seco vs su contenido de agua, el punto más alto de la curva corresponde al peso máximo seco alcanzado con la energía de compactación que fija la norma, dicho peso y su correspondiente contenido de agua se establecen como los óptimos.

Tabla D.II.- Resultados de ensayo Proctor del suelo del talud “Los Cantiles 2”.

Obra:	Talud "Los Cantiles 2"		Fecha:	04 de Marzo de 2014	
Localización:	Carretera Federal No. 15, Km. 29+000 del tramo Morelia-Cd. Hidalgo.				
Descripción:					
Tipo de prueba:	Prueba Proctor Estándar (AASHTO T 99-95)				
Molde No. <u>1</u>	Vol.	<u>941.1</u> cm ³	Peso:	<u>1970</u> gr.	
Peso Martillo: <u>2500</u> gr.	Altura de caída:	<u>30.5</u> cm.	No. de capas:	<u>3</u>	
No. de golpes por capa:	<u>25</u>				
Prueba No.	1	2	3	4	5
Cantidad de agua agregada (ml)	180	240	300	360	420
Peso molde + suelo húmedo (gr)	3525	3585	3690	3710	3700
Peso molde (gr)	1970	1970	1970	1970	1970
Peso suelo húmedo (gr)	1555	1615	1720	1740	1730
Peso específico húmedo (t/m ³)	1.65	1.72	1.83	1.85	1.84
Cápsula No.					
Peso cápsula (gr)	137.7	129	70.5	46.7	73.1
Peso cápsula + suelo húmedo (gr)	478.9	360.4	238.3	166.9	201.9
Peso cápsula + suelo seco (gr)	426	319.7	205.1	140.6	171.2
Peso del agua (gr)	52.9	40.7	33.2	26.3	30.7
Peso suelo seco (gr)	288.3	190.7	134.6	93.9	98.1
Contenido de agua (%)	18.35	21.34	24.67	28.01	31.29
Peso específico seco (t/m ³)	1.39	1.42	1.47	1.45	1.4
Relación de vacíos: e					

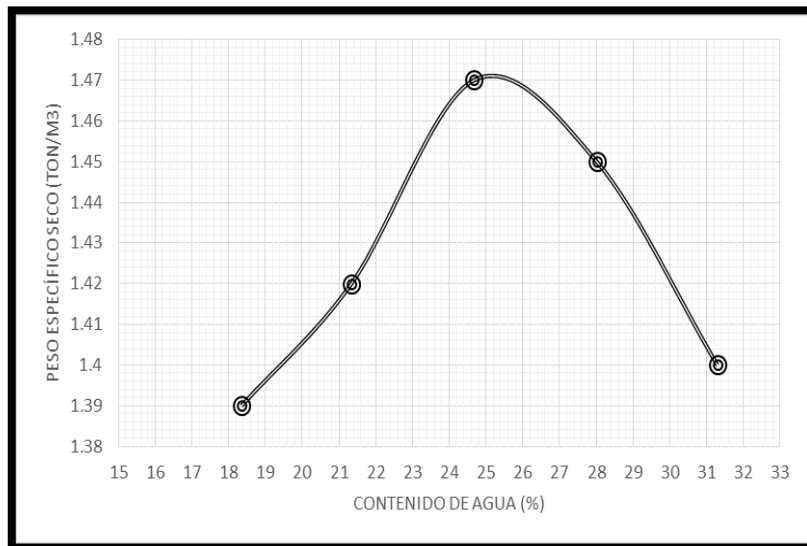


Figura D.I.- Curva de compactación del suelo del talud “Los Cantiles 2”.

Anexo E

El cálculo en Geostudio de la curva característica se presenta en este anexo. Aunque no se determinó en laboratorio, si se utilizaron valores obtenidos de los ensayos de granulometría (D_{10} y D_{60}) y límites de Atterberg (límite líquido). Además de calcular la permeabilidad y el contenido volumétrico de agua en el material saturado. La permeabilidad se determinó con la ecuación diferencial básica de la teoría de la consolidación de Terzaghi ($C_v = k / (m_v \gamma_w)$), donde:

- k = permeabilidad (m/min).
- C_v = coeficiente de consolidación (m^2/min).
- m_v = coeficiente de compresibilidad volumétrica (m^2/ton).
- γ_w = peso específico del agua (ton/m^3).

El coeficiente de consolidación se calculó con el método del logaritmo del tiempo propuesto por Casagrande y Fadum (1940), utilizando las curvas de consolidación obtenidas en la primera etapa del ensayo de corte directo (Fig. 6.5 y 6.6). El contenido volumétrico de agua en el material saturado ($\theta_{\text{osaturado}}$) se calculó con la relación del volumen de vacíos en la muestra y el volumen de la muestra ensayada en la máquina de corte directo (Tab. E.I).

Tabla E.I.- Datos utilizados en Geostudio y resultados del contenido volumétrico de agua y permeabilidad.

Propiedades	Los Cantiles 1	Los Cantiles 2
D_{10} (mm)	0.105	0.120
D_{60} (mm)	0.900	0.700
Límite líquido (%)	58.01	49.09
V_m (cm^3)	267.426	267.426
V_v (cm^3)	116.939	116.60
$\theta_{\text{osaturado}} = V_v/V_m$	0.437	0.436
k (m/min)	9.71×10^{-6}	7.05×10^{-6}
Clasificación SUCS	SC	SM

Los valores de permeabilidad comparados con los valores presentados por Terzaghi y Peck (1980) corresponden a una permeabilidad relativa poco permeable, de un suelo típico arenoso limoso o una arena sucia, corroborando la clasificación del material.

La Figura E.I presenta las curvas características analizadas en el software Geoestudio (SEEP/W). El material del talud “Los Cantiles 1” presenta un valor de entrada de aire de 48.33 Kpa y para el talud “Los Cantiles 2” de 48.08 Kpa, estos valores corresponden al punto donde inicia a decrecer la curva.

En la Figura E.II se graficó la relación que existe entre el coeficiente de permeabilidad con la succión matricial, estos valores fueron utilizados en el software Slide para definir los parámetros hidráulicos de cada material en conjunto con la curva característica.

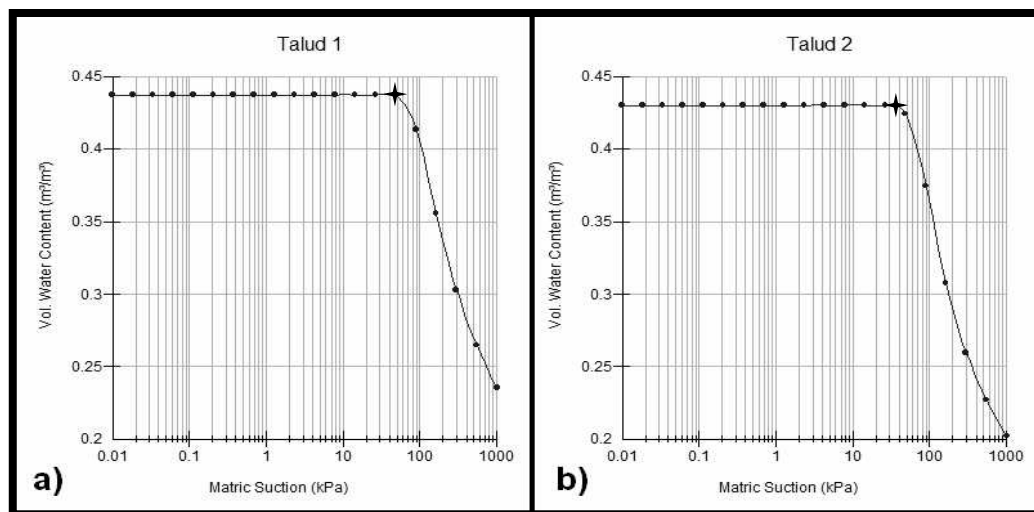


Figura E.I.- Curva característica de succión en el suelo: a) SC “Los Cantiles 1”; b) SM “Los Cantiles 2”.

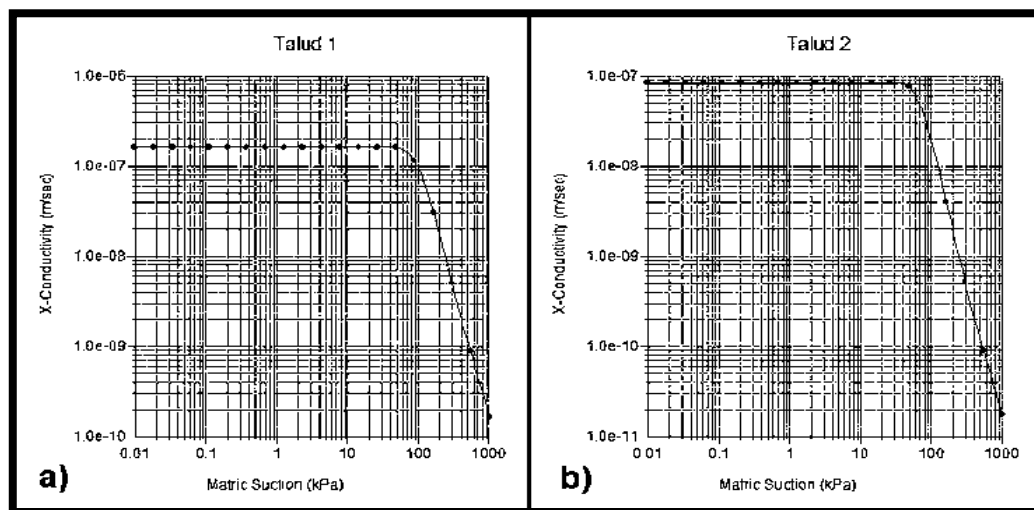


Figura E.II.- Coeficiente de permeabilidad en función de la succión matricial: a) SC “Los Cantiles 1”; b) SM “Los Cantiles 2”.

La Tabla E.II y E.III contienen los datos de elaboración de los especímenes y su contenido volumétrico de agua (θ_w). Con los datos del θ_w se estimó el valor de succión matricial correspondiente. El valor del esfuerzo cortante (τ) es el resultado que se obtuvo en el equipo de corte directo con la prueba consolidada-No drenada sin saturar el espécimen. Para determinar el ángulo que define la tasa de incremento de resistencia al corte con respecto a la succión matricial del suelo, se gráfica la envolvente de cortante vs succión (Fig. E.III) y se traza la línea de tendencia lineal con su ecuación. Con dicha ecuación se calcula el $\phi^{b_{cu}}$.

Tabla E.II.- Datos de elaboración de especímenes y esfuerzo cortante alcanzado.

Talud "Los Cantiles 1"				
Humedad (%)	γ_d (ton/m ³)	θ_w (m ³ /m ³)	Succión (kg/cm ²)	τ (kg/cm ²)
22.2	1.377	0.305694	3.067213	0.130
27.2	1.433	0.389776	0.615866	0.080
32.2	1.358	0.437276	0.000104	0.067

Tabla E.III.- Datos de elaboración de especímenes y esfuerzo cortante alcanzado.

Talud "Los Cantiles 2"				
Humedad (%)	γ_d (ton/m ³)	θ_w (m ³ /m ³)	Succión (kg/cm ²)	τ (kg/cm ²)
20.2	1.408	0.284416	1.93	0.130
25.2	1.472	0.368000	0.90	0.100
30.2	1.418	0.428236	0.55	0.066

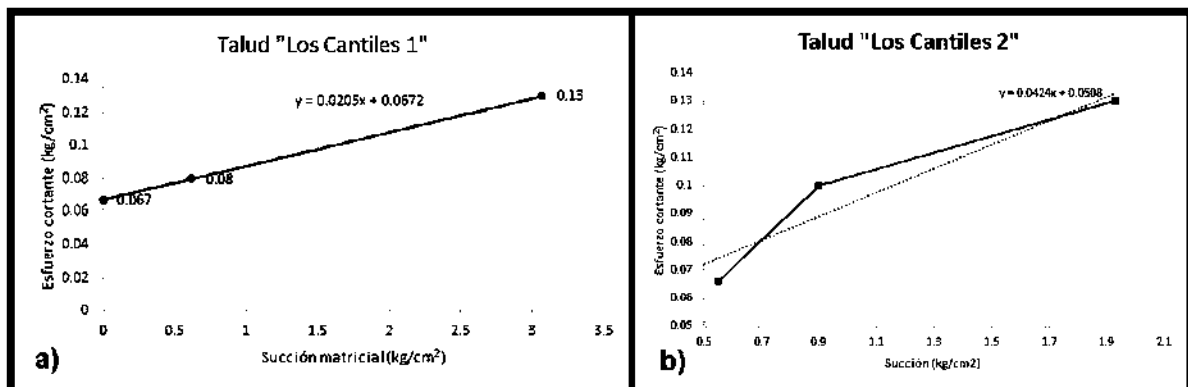


Figura E.III.- Envolvente de esfuerzo cortante vs succión matricial: a) "Los Cantiles 1"; b) "Los Cantiles 2".

Anexo F

El ensayo de durabilidad se describe en la Figura F.I, las muestras son sometidas a etapas de secado-humedecimiento y desmoronamiento. La Tabla F.I contiene los resultados del ensayo de durabilidad.



Figura F.I.- Prueba de durabilidad: a) etapa de secado en horno eléctrico; b) etapa de humedecimiento y desmoronamiento; c) muestras después del primer ciclo.

Como se mencionó en el capítulo de resultados, las zonas conformadas por la brecha volcánica fueron las más susceptibles al desmoronamiento. En este material se desprendía con facilidad la superficie de los fragmentos de roca, debido al alto grado de alteración que presenta el material y su característica de roca sedimentaria.

Tabla F.I.- Resultados del ensayo de durabilidad

Muestra	W _{inicial}	W _{1er Ciclo} (gramos)	%W _{Retenido}	W _{2do Ciclo} (gramos)	%W _{Retenido}	W _{3er Ciclo} (gramos)	%W _{Retenido}	Durabilidad
"Los Cantiles 1"								
Zona I	504.4	502.5	99.62	501.6	99.44	500.7	99.27	Muy Alta
Zona II	470.6	461.4	98.05	457	97.11	454.2	96.52	Alta
Zona III	467	463.2	99.19	461.5	98.82	456.7	97.79	Alta
"Los Cantiles 2"								
Zona I	513	511.5	99.71	512.2	99.56	509.6	99.34	Muy Alta
Zona III	502.9	500.3	99.48	495.6	98.55	492.5	97.93	Alta
Zona IV	509	507.9	99.78	507.1	99.63	506.6	99.53	Muy Alta

Anexo G

Este anexo contiene los resultados del ensayo Tilt test. El ángulo de rozamiento básico (valor promedio) de la zona III del talud 1 se muestra en la Tabla G.I. Los ángulos de rozamiento de las zonas del talud 2 se presentan en la Tabla G.II y G.III. Los resultados se compararon con los obtenidos con el software RocLab.

Tabla G.I.- Resultados del ensayo Tilt test aplicado al material de la zona III del talud “Los Cantiles 1”.

Zona III	Grupo 1	Grupo 2	Grupo 3	Grupo 4	Grupo 5
No. de ensayo	Ángulo (°)	Ángulo (°)	Ángulo (°)	Ángulo (°)	Ángulo (°)
1	35.00	47.00	40.50	42.50	35.00
2	44.00	37.00	36.00	49.00	36.00
3	47.00	41.50	37.00	44.00	37.00
4	42.00	43.50	42.00	35.00	35.00
5	41.50	47.50	37.00	49.50	43.50
6	47.00	46.00	27.00	44.50	34.00
7	39.00	45.50	30.00	39.50	42.00
8	39.50	43.00	34.00	36.00	40.00
9	41.50	35.00	26.00	38.00	35.00
10	42.00	40.50	34.00	43.50	49.00
Ángulo de rozamiento					39.93

Tabla G.II.- Resultados del ensayo Tilt test aplicado al material de la zona I del talud “Los Cantiles 2”.

Zona I	Grupo 1	Grupo 2	Grupo 3	Grupo 4	Grupo 5
No. de ensayo	Ángulo (°)	Ángulo (°)	Ángulo (°)	Ángulo (°)	Ángulo (°)
1	44.00	35.00	35.00	38.00	45.50
2	36.00	43.00	32.00	50.00	37.00
3	37.50	44.00	52.00	40.00	36.50
4	36.50	44.50	50.00	42.50	36.00
5	43.00	46.00	51.00	44.00	37.50
6	43.50	47.00	41.00	47.00	40.50
7	32.00	44.00	32.00	39.50	45.00
8	38.00	46.50	49.00	40.00	41.00
9	42.00	64.00	32.50	41.50	40.00
10	38.50	43.50	36.00	41.00	39.50
Ángulo de rozamiento					41.62

Tabla G.III.- Resultados del ensayo Tilt test aplicado al material de la zona IV del talud “Los Cantiles 2”.

Zona IV	Grupo 1	Grupo 2	Grupo 3	Grupo 4	Grupo 5
No. de ensayo	Ángulo (°)	Ángulo (°)	Ángulo (°)	Ángulo (°)	Ángulo (°)
1	44.00	43.50	67.00	34.00	40.50
2	47.50	45.00	47.00	40.00	47.50
3	52.00	47.00	51.00	47.00	44.00
4	46.50	57.00	58.00	34.00	38.00
5	47.00	43.50	48.00	39.00	46.50
6	52.00	46.00	52.00	44.50	37.50
7	47.50	50.00	53.00	32.00	38.00
8	51.00	51.00	46.00	42.00	37.50
9	46.00	39.00	64.00	51.00	34.50
10	49.50	48.00	50.50	45.00	36.00
Angulo de rozamiento					45.96

Anexo H

Los resultados del ensayo de carga puntual, se muestran de la Tabla H.I a la H.VI. Las Tablas H.I, H.II y H.III pertenecen al material del talud “Los Cantiles 1”, y de la Tabla H.IV a la H.VI corresponde a los resultados del material del talud “Los Cantiles 2”.

Tabla H.I.- Resultados del ensayo de carga puntual de la zona I del talud “Los Cantiles 1”.

Muestra No.	W1 (mm)	W2 (mm)	D (mm)	Lectura	P (kN)	Is	F	Is(50) (Mpa)	C	Esfuerzo (Mpa)
1	48.1	84.6	32.9	30.0	2,943.0	1.059	0.828	0.877	19.0	16.66
2	55.8	82.7	39.2	148.0	14,518.8	4.201	0.896	3.765	21.0	79.06
3	54.5	81.4	43.8	50.0	4,905.0	1.294	0.942	1.220	21.5	26.22
4	82.0	82.4	42.7	170.0	16,677.0	3.732	0.931	3.476	21.5	74.73
5	72.0	78.5	33.2	60.0	5,886.0	1.850	0.832	1.539	19.5	30.01
6	72.2	84.9	46.4	73.0	7,161.3	1.543	0.967	1.492	22.0	32.83
7	50.0	75.0	30.6	45.0	4,414.5	1.813	0.802	1.453	19.0	27.62
8	53.3	52.5	33.6	80.0	7,848.0	3.468	0.836	2.900	19.5	56.55
9	44.4	84.8	40.2	50.0	4,905.0	1.483	0.906	1.345	21.0	28.24
10	42.4	79.0	35.2	88.0	8,632.8	3.173	0.854	2.710	20.0	54.19
11	62.9	76.7	40.8	60.0	5,886.0	1.623	0.913	1.481	21.0	31.11
12	53.1	84.1	33.1	58.0	5,689.8	1.968	0.831	1.635	19.5	31.88
13	52.3	72.4	30.6	100.0	9,810.0	4.038	0.802	3.238	19.0	61.52
14	51.5	72.9	30.0	60.0	5,886.0	2.477	0.795	1.969	19.0	37.40
15	58.6	55.0	32.7	100.0	9,810.0	4.148	0.826	3.427	19.5	66.82
									Promedio	43.66

Tabla H.II.- Resultados del ensayo de carga puntual de la zona II del talud “Los Cantiles 1”.

Muestra No.	W1 (mm)	W2 (mm)	De (mm)	lectura	P (kN)	Is	F	Is 50 (Mpa)	C	Esfuerzo (Mpa)
1	61.70	74.00	36.50	10.00	981.00	0.31	0.87	0.27	20	5.40
2	63.60	59.90	39.30	10.00	981.00	0.32	0.90	0.28	21	5.98
3	51.10	56.20	35.20	10.00	981.00	0.41	0.85	0.35	20	6.97
									Promedio	6.12

Tabla H.III.- Resultados del ensayo de carga puntual de la zona III del talud “Los Cantiles 1”.

Muestra No.	W1 (mm)	W2 (mm)	De (mm)	lectura	P (kN)	Is	F	Is 50 (Mpa)	C	Esfuerzo (Mpa)
1	83.90	84.70	55.50	25.00	2452.50	0.41	1.05	0.43	24.00	10.36
2	67.00	83.10	46.40	30.00	2943.00	0.66	0.97	0.64	22.00	14.12
3	84.90	82.80	42.70	40.00	3924.00	0.86	0.93	0.80	21.50	17.24
4	46.60	84.60	33.60	30.00	2943.00	1.05	0.84	0.88	19.50	17.10
5	62.00	80.60	31.10	60.00	5886.00	2.08	0.81	1.68	19.00	31.99
6	60.80	80.30	34.10	30.00	2943.00	0.96	0.84	0.81	20.00	16.18
7	80.20	85.00	35.00	30.00	2943.00	0.80	0.85	0.68	20.00	13.62
8	57.10	82.40	44.30	28.00	2746.80	0.70	0.95	0.66	22.00	14.55
9	68.80	84.90	54.40	50.00	4905.00	0.92	1.04	0.96	24.00	22.97
10	80.30	76.70	47.00	20.00	1962.00	0.42	0.97	0.41	22.50	9.14
11	67.70	80.80	42.60	27.00	2648.70	0.66	0.93	0.61	21.50	13.16
12	63.40	71.80	52.50	20.00	1962.00	0.43	1.02	0.44	23.50	10.43
13	57.50	71.60	56.00	20.00	1962.00	0.43	1.05	0.45	24.00	10.77
14	81.20	84.30	34.60	23.00	2256.30	0.62	0.85	0.52	20.00	10.49
15	55.50	80.60	33.20	22.00	2158.20	0.75	0.83	0.62	19.50	12.17
									Promedio	14.95

Tabla H.IV.- Resultados del ensayo de carga puntual de la zona I del talud “Los Cantiles 2”.

Muestra No.	W1 (mm)	W2 (mm)	De (mm)	lectura	P (kN)	Is	F	Is 50 (Mpa)	C	Esfuerzo (Mpa)
1	73.00	70.50	30.00	82.00	8044.20	2.94	0.79	2.33	19.00	44.32
2	56.60	91.80	30.00	80.00	7848.00	2.77	0.79	2.20	19.00	41.81
3	50.40	86.60	33.80	165.00	16186.50	5.49	0.84	4.60	19.00	87.47
4	49.70	63.50	30.00	150.00	14715.00	6.81	0.79	5.41	19.00	102.76
5	53.40	80.70	30.00	100.00	9810.00	3.83	0.79	3.04	19.00	57.83
6	40.10	54.80	30.00	100.00	9810.00	5.41	0.79	4.30	19.00	81.72
									Promedio	69.32

Tabla H.V.- Resultados del ensayo de carga puntual de la zona III del talud “Los Cantiles 2”.

Muestra No.	W1 (mm)	W2 (mm)	De (mm)	Lectura	P (kN)	Is	F	Is 50 (Mpa)	C	Esfuerzo Mpa
1	69.00	99.00	48.90	10.00	981.00	0.19	0.99	0.19	23.00	4.27
2	86.70	86.60	40.00	15.00	1471.50	0.33	0.90	0.30	21.00	6.33
3	51.30	97.30	31.80	10.00	981.00	0.33	0.82	0.27	19.00	5.05
4	66.30	71.70	30.00	10.00	981.00	0.37	0.79	0.30	19.00	5.62
5	82.40	91.90	32.30	30.00	2943.00	0.82	0.82	0.67	19.50	13.15
6	60.50	88.40	36.50	30.00	2943.00	0.85	0.87	0.74	20.00	14.77
7	98.00	105.20	57.80	30.00	2943.00	0.39	1.07	0.42	24.30	10.21
									Promedio	8.48

Es importante recalcar que en todas las zonas se ensayaron 15 especímenes, el no presentar los valores de todos en los reportes, que corresponden a las brechas volcánicas, se debe a que el material presento rotura antes de alcanzar una resistencia capaz de ser tomada por el manómetro.

Tabla H.VI.- Resultados del ensayo de carga puntual de la zona IV del talud “Los Cantiles 2”.

Muestra No.	W1 (mm)	W2 (mm)	De (mm)	Lectura	P (kN)	Is	F	Is 50 (Mpa)	C	Esfuerzo (Mpa)
1	62.00	69.90	30.00	30.00	2943.00	1.17	0.79	0.93	19.00	17.64
2	51.90	68.70	30.00	60.00	5886.00	2.56	0.79	2.03	19.00	38.58
3	57.30	58.70	30.00	40.00	3924.00	1.77	0.79	1.41	19.00	26.74
4	46.70	52.90	30.00	28.00	2746.80	1.44	0.79	1.15	19.00	21.80
5	63.00	68.30	30.00	70.00	6867.00	2.74	0.79	2.18	19.00	41.34
6	44.30	79.10	30.00	50.00	4905.00	2.08	0.79	1.65	19.00	31.42
7	65.90	89.50	30.00	20.00	1962.00	0.66	0.79	0.53	19.00	9.98
8	59.40	60.40	35.90	60.00	5886.00	2.15	0.86	1.85	20.00	37.04
9	49.40	87.20	35.80	60.00	5886.00	1.89	0.86	1.63	20.00	32.53
10	48.00	65.50	30.00	20.00	1962.00	0.91	0.79	0.72	19.00	13.67
11	38.30	42.50	30.00	20.00	1962.00	1.27	0.79	1.01	19.00	19.20
12	42.60	57.30	30.00	20.00	1962.00	1.03	0.79	0.82	19.00	15.53
13	47.90	77.40	30.00	20.00	1962.00	0.82	0.79	0.65	19.00	12.38
14	56.70	91.90	30.00	50.00	4905.00	1.73	0.79	1.37	19.00	26.09
15	67.20	90.30	30.00	35.00	3433.50	1.14	0.79	0.91	19.00	17.23
									Promedio	24.07

Anexo I

En la Figura I.I se pueden observar el resto de las inestabilidades de la zona I del talud “Los Cantiles 1”. La única inestabilidad que se presenta en la zona III del mismo talud se muestra en la Figura I.II, la rotura es de tipo plana.

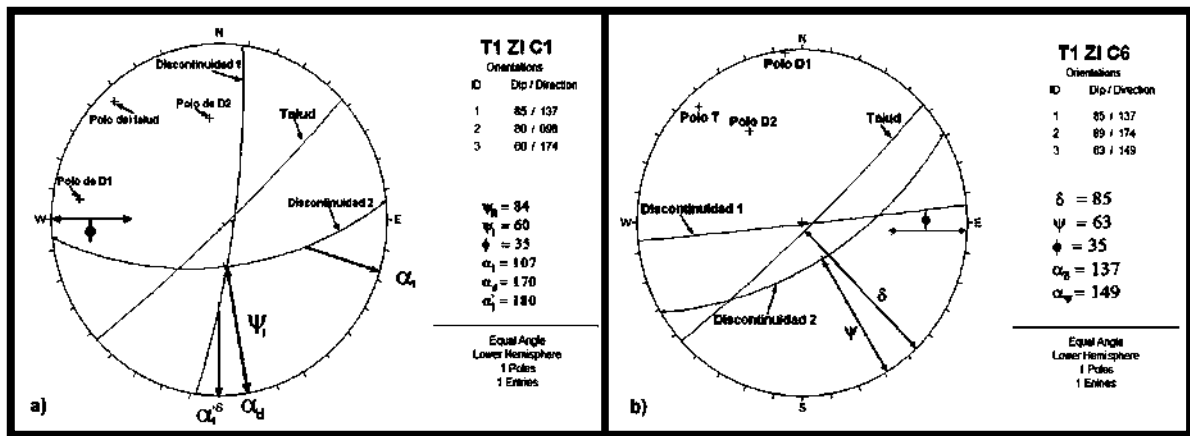


Figura I.I.- Inestabilidades: a) Combinación T1ZIC1 rotura tipo cuña; b) Combinación T1ZIC6 rotura tipo plana.

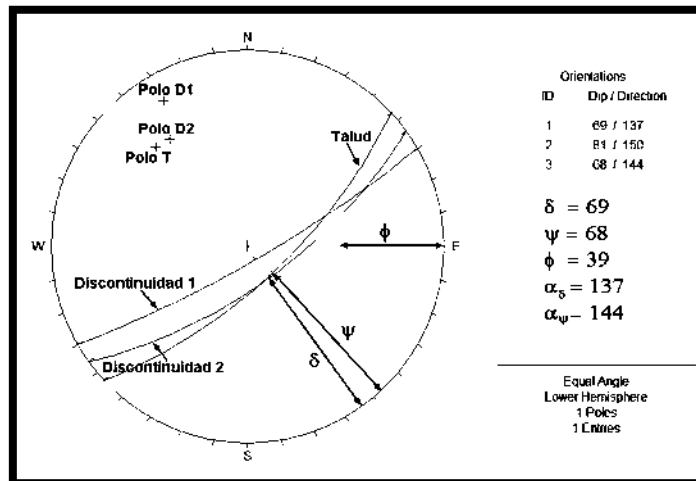


Figura I.II.- Proyección estereográfica del T1ZIIIC1 la cual presenta inestabilidad de tipo plana.

La zona I del talud “Los Cantiles 2” presenta otras 3 inestabilidades, las cuales se muestran en la Figura I.III y I.IVa. La Figura I.IVb corresponde a la zona IV del mismo talud, la rotura es de tipo cuña. En la Tabla I.I y I.II se pueden observar el análisis de las proyecciones estereográficas divididas por zona y el tipo de rotura que presentan.

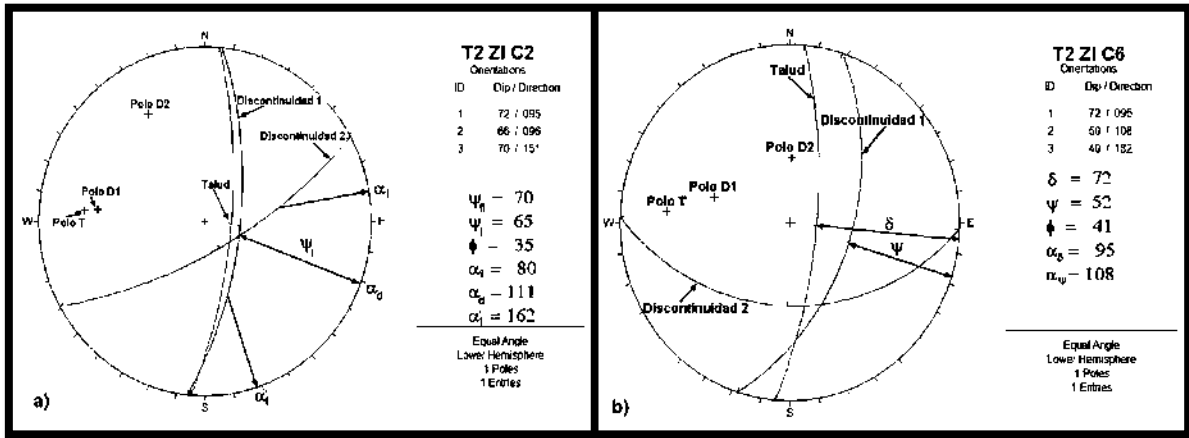


Figura I.III.- Inestabilidades: a) Combinación T2ZIC2 rotura tipo cuña; b) Combinación T2ZIC6 rotura tipo plana.

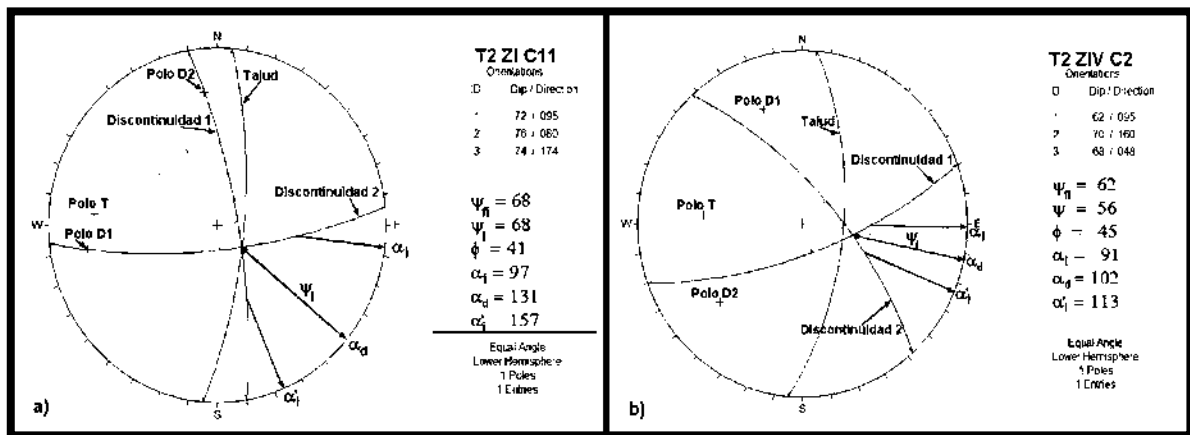


Figura I.IV.- Inestabilidades: a) Combinación T2ZIC11 rotura tipo cuña; b) Combinación T2ZIVC2 rotura tipo cuña.

Tabla I.I.- Análisis cinemático de las principales discontinuidades del talud “Los Cantiles 1”.

Proyección estereográfica	Ψ_{fi} ó Ψ_f (°)	Ψ_i ó Ψ_p (°)	ϕ_b (°)	α_i (°)	α_d (°)	α_i' (°)	$ \alpha_\delta - \alpha_{\psi} \leq 20 $ (°)	Rotura	Valoración
“Los Cantiles 1” Zona I									
T1Z1C1	84	60	35	107	170	180	-----	Cuña	Inestable
T1Z1C6	85	63	35	---	---	---	137-149=12	Plana	Inestable
T1Z1C9	85	74	35	99	135	179	-----	Cuña	Inestable
“Los Cantiles 1” Zona III									
T1ZIII C1	69	68	39				137-144=7	Plana	Inestable

Tabla I.II.- Análisis cinemático de las principales discontinuidades del talud “Los Cantiles 2”.

Proyección estereográfica	Ψ_f ó Ψ_f (°)	Ψ_i ó Ψ_p (°)	ϕ_b (°)	α_i (°)	α_d (°)	α_i' (°)	$ \alpha_f - \alpha_p \leq 20 $ (°)	Rotura	Valoración
“Los Cantiles 2” Zona I									
T2ZIC2	70	65	41	80	111	162	-----	Cuña	Inestable
T2ZIC3	66	71	41	23	52	108	-----	Cuña	Estable
T2ZIC5	72	52	41	---	---	---	95-112=17	Plana	Inestable
T2ZIC6	72	50	41	---	---	---	95-108=13	Plana	Inestable
T2ZIC11	68	68	41	97	131	157	-----	Cuña	Inestable
“Los Cantiles 2” Zona IV									
T2ZIVC1	60.5	45	45	80	80	80	-----	Cuña	Inestable
T2ZIVC2	62	56	45	91	102	113	-----	Cuña	Inestable

Anexo J

Este anexo contiene los factores de seguridad (FS) obtenidos en los modelos creados con el Software Slide. Las tablas presentan los FS de los 4 modelos en sus diferentes escenarios. Las Tablas J.I, J.II Y J.III corresponden a los perfiles del talud “Los Cantiles 1” y la Tabla J.IV corresponde al perfil 1+030 del talud “Los Cantiles 2”.

Tabla J.I.- Factores de seguridad del perfil 0+030 del talud “Los Cantiles 1”.

Precipitación (días)	1	2	3	4	5	15	30	60	90
Modelo 1	1.782	1.782	1.782	1.782	1.782	1.782	1.782	1.782	1.782
Modelo 2	1.226	1.226	1.225	1.225	1.224	1.220	1.217	1.185	1.183
Modelo 3	1.782	1.782	1.782	1.782	1.782	1.782	1.782	1.782	1.782
Modelo 4	1.278	1.275	1.273	1.270	1.268	1.251	1.236	1.175	1.172

Tabla J.II.- Factores de seguridad del perfil 0+060 del talud “Los Cantiles 1”.

Precipitación (días)	1	2	3	4	5	15	30	60	90
Modelo 1	0.945	0.944	0.943	0.943	0.942	0.929	0.896	0.812	0.749
Modelo 2	0.687	0.686	0.685	0.683	0.682	0.673	0.653	0.596	0.549
Modelo 3	1.300	1.298	1.295	1.292	1.289	1.224	1.071	0.820	0.749
Modelo 4	0.956	0.954	0.951	0.948	0.944	0.903	0.819	0.643	0.551

Tabla J.III.- Factores de seguridad del perfil 0+070 del talud "Los Cantiles 1".

Precipitación (días)	1	2	3	4	5	15	30	60	90
Modelo 1	1.286	1.284	1.283	1.282	1.280	1.266	1.241	1.167	0.973
Modelo 2	0.820	0.819	0.818	0.817	0.816	0.807	0.790	0.744	0.617
Modelo 3	1.729	1.726	1.722	1.718	1.711	1.639	1.506	1.264	0.973
Modelo 4	1.121	1.116	1.112	1.107	1.102	1.055	0.976	0.832	0.617

Tabla J.IV.- Factores de seguridad del perfil 1+030 del talud "Los Cantiles 2".

Precipitación (días)	1	2	3	4	5	15	30	60	90
Modelo 1	1.687	1.684	1.682	1.680	1.678	1.626	1.541	1.420	1.246
Modelo 2	1.051	1.049	1.046	1.043	1.041	1.023	0.993	0.924	0.861
Modelo 3	1.977	1.974	1.971	1.967	1.962	1.905	1.773	1.516	1.285
Modelo 4	1.258	1.254	1.249	1.244	1.240	1.205	1.145	1.011	0.894

BIBLIOGRAFÍA

- Abramson, L.W., Lee T.S., Sharma S., Boyce G.M.,(1995), Slope stability and stabilization methods. Wiley-Interscience, pp. 629.
- Alcántara Ayala, I., Echavarría Luna, A., Guitiérrez Martínez, C., Domínguez Morales, L. y Noriega Rioja, I. (2008). Inestabilidad de laderas. 2a Reimpresión de la 2a. Edición. Centro Nacional de Desastres Naturales, México. pp. 36.
- American Society for Testing and Materials, D4644-04 Standard Test Method for Slake Durability of Shales and Similar Weak Rocks.
- American Society for Testing and Materials, D5731-05 Standard Test Method for Determination of the Point Load Strength Index of Rock.
- American Society for Testing and Materials, C 127-04 Test Method for Density, Relative Density (Specific Gravity), and Absorption of Coarse Aggregate.
- Asociación Española de Normalización y Certificación. Determinación de los parámetros resistentes al esfuerzo cortante de una muestra de suelo en la caja de corte directo. UNE 103401. Madrid: AENOR, 1998.
- Asociación Española de Normalización y Certificación. Métodos de ensayo para productos refractarios conformados densos. Parte 1: Determinación de la densidad aparente, de la porosidad abierta y de la porosidad total. UNE-EN 993-1. Madrid: AENOR, 1996.
- Ayala-Carcedo, F.J. (2002). Análisis de riesgos por movimientos de ladera. En: Ayala-Carcedo, F.J. y Olcina, J. (Eds.). Riesgos naturales. Ed. Ariel, Barcelona, 379-407.
- Bañón Blázquez, Luis & Beviá García, José Francisco (2000). Manual de carreteras. Alicante: Ortiz e Hijos, Contrastista de Obras, S.A. Vol. 2. ISBN 84-607-0123-9.

- Barrett, R. K. and White, J. L. (1991). Rock fall prediction and control. Proc. National Symp. on Highway and Railway Slope Maintenance, Assoc. of Eng. Geol., Chicago, pp. 23–40.
- Bieniawski, Z.T. (1973) Engineering classification of jointed rock masses. Trans. South Afr. Inst. of Civ. Eng. Vol. 15, N12, pp. 355-344.
- Bieniawski, Z. T. (2011). Errores en la aplicación de las clasificaciones geomecánicas y su corrección. Madrid, 29 de junio de 2011.
- Bodocsi, A., Bowers, M.T. (1991). Permeability of acrylate, urethane and silicate grouted sands with chemicals. Proc. American Society Civil Engineers, journal Geotechnical Engineering Division, 117 (8), 1227-44.
- Brabb, E. & Harrods, B. (1989). Landslides: Extent and economic significance: Proc., 28th International Geological Congress: Symposium on landslides, A.A. Balkema, Rotterdam, Netherlands, 385 p.
- Buckner, R. B. (1983). Surveying Measurements and Their Analysis, 3rd ed., McGraw-Hill, New York.
- Budetta, P. (2004). Assessment of rockfall risk along roads. Natural Hazards and Earth Sciences. European Geosciences Union 2004.
- Centeno Pulido, Francisco A. (1985). Ingeniería biotécnica y bioingeniería. Nuevas tendencias de la geotecnia para las obras de tierra, la estabilización de taludes y el control de la erosión. Universidad Metropolitana. Caracas, Venezuela.
- Corominas, J., Ibarra, I., Luzuriaga, S., Navarro, J.A., Jugo, I., Jurnet, C. y Hurlimann, M. (2009). Evaluación del riesgo por desprendimiento y deslizamiento en la carretera de la costa de Gipúzkoa. VII Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables. Barcelona, 27-30 de octubre de 2009.
- Cruz Meléndez, Eduardo (2008). Estación total aplicada al levantamiento topográfico de una comunidad rural. Dirigida por Anastacio Rodríguez Méndez. Tesis Licenciatura inédita. Escuela Superior de Ingeniería y Arquitectura, 64 p.

- Falchetta, J. (1985). Un nouveau modèle de calcul de trajectoires de blocs rocheux, *Revue Française de Géotechnique*, 30, pp. 1-80.
- Fredlund, D. G. (1964). Comparison of soil suction and onedimensional consolidation characteristics of a highly plastic clay, Technical Paper No. 245, National Research council of Canada Division of Building Research, Ottawa, ON.
- Fredlund, D. G. (2000). The implementation of unsaturated soil mechanics into geotechnical engineering, The R.M. Hardy Address, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 37, No. 5, pp. 963–986.
- Fredlund, D. G., and Vanapalli, S. K. (2002). Shear strength of unsaturated soils, in *Agronomy Soil Testing Manual*, Agronomy Society of America, Madison, WI, pp. 329–361.
- Gan, J. K.-M., Fredlund, D. G., and Rahardjo, H. 1988. Determination of the shear strength parameters of an unsaturated soil using the direct shear test, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 25, No. 8, pp. 500–510.
- García Gonzalez, Elias (1985). Un parámetro geomecánico algo inquietante: el R.Q.D. Simposio sobre proyecto de túneles. Valencia, 11-14 de junio de 1985.
- Gelman, O. (1996), *Desastres y protección civil*, Instituto de Ingeniería, UNAM, México, 158.
- Geo-Slope Inc. (2012). *GeoStudio SEEP/W – software basado en elemento finito, que permite el cálculo de redes de flujo y filtración en medios permeables*.
- Geotechnical Control Office (1984). *Geotechnical Manual for Slopes 2da ed.* Geotechnical Control Office, Hong Kong, pp. 295.
- Goldsmith, W. (1960). *Impact, The theory and physical behavior of colliding solids*, Edward Arnold. London, 1960.
- González de Vallejo, Luis I., Ferrer Mercedes, Ortuño Luis y Oteo, Carlos (2002). *Ingeniería Geológica*. Pearson Education, Madrid, pp.715.

- Gray, D. H., and R. B. Sotir. (1996). *Biotechnical and Soil Bioengineering Slope Stabilization: A Practical Guide for Erosion Control*. John Wiley and Sons. New York, pp. 366.
- Hoyos Patiño, Fabian (2003). Implementación de la mecánica del suelo parcialmente saturado en la práctica de la ingeniería geotécnica. 1th ed. pp. 105. "Based on Unsaturated Soil Mechanics implementation in the geotechnical Engineering Practice by Dr. Delwyn G. Fredlund."
- IUGS Working Group on Landslides, Committee on Risk Assessment (1997). Quantitative risk assessment for slopes and landslides – The state of the art. Proceedings of the International Workshop on landslide risk assessment, Honolulu, Hawaii, USA, pp. 3-12.
- Lisle, Richard J. & Leyshon, Peter (2004). *Stereographic Projection Techniques for Geologists and Civil Engineers*. 2nd ed. Cambridge, New York, pp. 112.
- Lugo Hubp, J. & Inbar, M. (comp.) (2002), *Desastres naturales en América latina*, Fondo de Cultura Económica, México, D.F., pp.501.
- Maskrey, A. (comp.) (1993), *Los desastres no son naturales*, La RED/Tercer Mundo, Santafé de Bogotá.
- Melentijevic, Svetlana (2005). Estabilidad de taludes en macizos rocosos con criterios de rotura no lineales y leyes de fluencia no asociada. Tesis doctoral inédita. Universidad Politécnica de Madrid, E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Departamento de Ingeniería y Morfología del Terreno. 447 p.
- Mendoza López, M & Domínguez Morales, L. (2006). Estimación del peligro y el riesgo de deslizamientos en laderas. Ramos Radilla, V. (Editor) Centro Nacional de Prevención De Desastres, *Guía básica para la elaboración de atlas estatales y municipales de peligros y riesgos (pp. 207-279) México, D.F.*

- Meza Ochoa, Victoria Elena (2012). Suelos parcialmente saturados, de la investigación a la cátedra universitaria. Boletín de Ciencias de la Tierra, No. 3. Medellín, Colombia. Julio de 2012. pp. 23-38.
- Pierson, L. A., Davis, S. A., and Van Vickle, R. (1990). Rockfall Hazard Rating System – Implementation Manual, Federal Highway Administration (FHWA), Report FHWA-OR-EG-90-01, FHWA, U.S. Dep. of Transp.
- Rico Rodriguez, A. & Del Castillo, H. (1976). La ingeniería de suelos en las vías terrestres. 1ra Reimp. Ed. Limusa. México, D.F., pp. 459.
- Rius Gibert, J. M. y Aguiló, R. (2013). Aplicación del índice RHRS para la evaluación del riesgo de inestabilidad de taludes en la carretera MA-10 de la sierra de Tramuntana de Mallorca. VIII Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables. Palma de Mallorca.
- Rock slope engineering: civil and mining / Duncan C. Wyllie & Christopher W. Mah—4th ed. pp. 425. “Based on Rock Slope Engineering (third edition, 1981) by Dr Evert Hoek and Dr John Bray.”
- Rocscience Inc. (2014). Dips v6.0 – is designed for the interactive analysis of orientation based geological data.
- Rocscience Inc. (2014). RocFall v5.0 – a statistical analysis program designed to assist with assessment of slopes at risk for rockfalls.
- Rocscience Inc. (2004). RocLab 1.0 – a software program for determining rock mass strength parameters, based on the latest version of the generalized Hoek-Brown failure criterion.
- Rocscience Inc. (2014). Slide v6.0 – a slope stability program based on limit-equilibrium analysis.
- Rodriguez, A. R., H. D. Castillo, and G. F. Sowers. (1988). Soil Mechanics in Highway Engineering. London: Trans Tech Publications.

- Romana, M. (1985). New adjustment ratings for application of Bieniawski classification to slopes. Int. Symp. on the role of rock mechanics ISRM. Zacatecas, pp 49-53.
- Secretaría de Comunicaciones y Transportes (2003). M-MMP-1-01/03: Manual de muestreo de materiales para terracerías. México, D.F.
- Secretaría de Comunicaciones y Transportes (2003). M-MMP-1-05/03: Manual de densidades relativas y absorción. México, D.F.
- Secretaría de Comunicaciones y Transportes (2003). M-MMP-1-06/03: Manual de granulometría de materiales compactables para terracerías. México, D.F.
- Secretaría de Comunicaciones y Transportes (2007). M-MMP-1-07/07: Manual de límites de consistencia. México, D.F.
- Secretaría de Comunicaciones y Transportes (2003). M-MMP-1-08/03 Manual de masas volumétricas y coeficientes de variación volumétrica. México, D.F.
- Secretaría de Comunicaciones y Transportes (2006). M-MMP-1-09/06 Manual de compactación AASHTO. México, D.F.
- Silva Martínez, Claudia E. (2004). Análisis de la peligrosidad de un movimiento en masa caso club campestre de Morelia, Michoacán, México. Dirigida por Eleazar Arreygue Rocha. Tesis Licenciatura inédita. Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo, Facultad de Ingeniería Civil.
- Suárez Díaz, Jaime (1998). Deslizamientos y estabilidad de taludes en zonas tropicales. Publicaciones UIS, Colombia, pp. 540.
- Terzaghi, Karl & Peck, Ralph B. (1980). Mecánica de suelos en la ingeniería práctica. 2a ed., 4a reimp. El Ateneo, Barcelona. pp. 722.
- Transportation Research Board (1996). Landslides Investigation and Mitigation. National Research Council, Special Report 247, Ch. 1, Washington DC, pp. 673.
- Vázquez Conde, Ma. Teresa (2002). El clima en la inestabilidad de laderas, 1a edición. Centro Nacional de Desastres Naturales, México. pp. 20.