



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 CARRETEROS
EN ROCAS BASÁLTICAS, EN EL TRAMO 232+000 AL 237+000 DE LA AUTOPISTA
MÉXICO-GUADALAJARA”**

TESIS PROFESIONAL
para obtener el grado de:

MAESTRO EN INFRAESTRUCTURA DEL TRANSPORTE
EN LA RAMA DE LAS VIAS TERRESTRES

Presenta:

Ing. Humberto Raya Tovar

Asesor: Doctor en Geología Eleazar Arreygüe Rocha



ÍNDICE

RESUMEN	18
ABSTRACT	19
1.- INTRODUCCIÓN	20
1.1.- Objetivo.....	21
1.2.- Justificación	21
2.- PROPIEDADES FÍSICAS Y MECÁNICAS DE LOS MATERIALES.....	23
2.1.- TALUD COMO LADERA NATURAL Y COMO CORTE CARRETERO	23
2.2.- NOMENCLATURA DE UN TALUD O LADERA	23
2.3.- CARACTERÍSTICAS DE LOS TALUDES.....	24
2.4.- FALLA DE UN TALUD EN ROCA	27
2.5.- TALUDES DE ROCA Y SUS TIPOS DE ROTURA.....	29
2.5.1.- Rotura plana	29
2.5.2.- Rotura en cuña.....	30
2.5.3.- Rotura por pandeo	31
2.5.4.- Rotura en curva o circular	31
2.5.5.- Cabeceo.....	32
2.6.- PROPIEDADES FÍSICAS Y MECÁNICAS DE LAS ROCAS.....	32
2.6.1.- Propiedades físicas de la matriz rocosa	34
2.6.2.- Propiedades mecánicas de la roca.....	35
2.6.3.- Comportamiento mecánico de las rocas	36
2.7.- TALUDES EN SUELO Y SU CLASIFICACIÓN SEGÚN SU DESLIZAMIENTO	39
2.7.1.- Deslizamientos rotacionales	40
2.7.2.- Deslizamientos traslacionales.....	40
2.7.3.- Flujos	41
2.7.4.- Coladas de tierra.....	41
2.7.5.- Corriente de derrubios.....	42
2.7.6.- Avalanchas o aludes	42
2.8.- PROPIEDADES FÍSICAS Y MECÁNICAS DE LOS SUELOS.....	43
2.8.1.- Suelos.....	43
2.8.2.- Definición.....	43





2.8.3.- Origen	43
2.8.4.- Propiedades de los suelos	44
2.8.5.- El suelo como material de construcción	44
2.8.6.- Tipos de suelo	44
2.8.7.- Propiedades físicas de los suelos	45
2.8.8.- Características de los suelos gruesos	45
2.8.9.- Características de los suelos finos	46
2.9.- Clasificación de un suelo	48
3.- CARACTERIZACIÓN DE LOS MATERIALES PARA LOS TALUDES.....	49
3.1.- MUESTREO PARA EL ANÁLISIS DE LOS MATERIALES	50
3.2.- ANÁLISIS Y CARACTERIZACIÓN DE ROCAS	51
3.2.1.- Ensayo de densidad y absorción a en rocosas	51
3.2.2.- Ensayo de durabilidad.....	52
3.2.3.- Ensayo de intemperismo acelerado.....	53
3.2.4.- Esclerometría	55
3.2.5.- Ensayo para determinar el índice a carga puntual	59
3.3.- ANÁLISIS Y CARACTERIZACIÓN DE SUELOS	63
3.3.1.- Clasificación de campo	63
3.3.2.- Secado de las muestras alteradas	63
3.3.3.- Clasificación de la muestra	64
3.3.4.- Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (S.U.C.S.)	64
3.3.5.- Granulometría.....	66
3.3.6.- Límites de consistencia o de Atterberg	69
3.3.7.- Determinación del límite plástico.....	70
3.3.7.1.- Índice Plástico (I_p)	71
3.3.8.- Compactación AASTHO prueba Proctor.....	71
3.3.9.- Ensayo de compresión triaxial para suelos cohesivos (UNE 103402:1998).....	74
3.3.10.- Procedimiento.....	75
3.4.- APLICACIÓN DEL MÉTODO DE BIENIAWSKI A TALUDES.....	78
3.4.1.- Resistencia uniaxial de la matriz rocosa.....	78
3.4.2.- Grado de fracturación en términos del RQD (Rock Quality Designation).....	78
3.4.3.- Espaciado de las discontinuidades.....	79
3.4.4.- Condiciones de las discontinuidades.....	80





4.- APLICACIÓN DE MODELOS	85
4.1.- ANÁLISIS CINEMÁTICO	85
4.1.1.- Cono de fricción.....	87
4.1.2.- Aplicación del software Dips	89
4.2.- CARACTERÍSTICAS DEL ROCFALL.....	92
4.3.- CARACTERÍSTICAS DEL PROGRAMA GEOSTUDIO	96
4.4.- MÉTODOS DE ESTABILIZACIÓN.....	104
4.4.1.- Modificación de la geometría.....	107
4.4.2.- Medidas de drenaje.....	109
4.4.3.- Elementos estructurales resistentes	110
4.4.4.- Muros y elementos de contención.....	112
4.4.5.- Medidas de protección superficial.....	113
5.- ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS	116
5.1.- CARACTERÍSTICAS DE LA ZONA EN ESTUDIO.....	116
5.2.- GEOLOGÍA DEL ÁREA EN ESTUDIO.....	120
5.3.- RESULTADOS DE LAS PRUEBAS EN LABORATORIO	121
5.4.- PROPIEDADES FÍSICAS DE LAS MUESTRAS DE ROCA.....	122
5.4.1. Ensayo de densidad y absorción	122
5.4.2.- Ensayo de durabilidad.....	125
5.4.3.- Ensayo de intemperismo acelerado.....	127
5.5.- PROPIEDADES MECÁNICAS DE LAS MUESTRAS DE ROCA.....	129
5.5.1.- Ensayo de esclerometría	130
5.5.2.- Ensayo de carga puntual.....	133
5.6.- PROPIEDADES DE LAS MUESTRAS DE BRECHA VOLCÁNICA	136
5.6.1.- Granulometría de brecha volcánica.....	137
5.6.2.- Límites de consistencia de brecha volcánica	139
5.6.3.- Prueba Proctor de la brecha volcánica	140
5.6.4.- Prueba triaxial de brecha volcánica.....	142
5.7.- Resumen y ubicación gráfica de los resultados obtenidos de las distintas pruebas realizadas de los materiales que conforman los taludes en estudio.....	145
5.8.- APLICACIÓN DEL MÉTODO DE BIENIAWSKI A LOS TALUDES EN ESTUDIO	147
CAPÍTULO 6.....	154
6.1.- DIPS	154





6.2.- ROCFALL.....	160
6.3.- GEOSTUDIO	175
7.- CONCLUSIONES.....	178
BIBLIOGRAFÍA	181
PÁGINAS WEB:.....	182
ANEXOS.....	183
Anexo 1-A (Prueba de desgaste, km 232+000)	183
Anexo 1-B (Prueba de desgaste, km 237+000)	183
Anexo 2-A (Intemperismo Acelerado, 232+000)	184
Anexo 2-B (Intemperismo Acelerado, 237+000).....	185
Anexo 3-A (Esclerómetro, km 232+000)	186
Anexo 3-B (Esclerómetro, km 237+000)	186
Anexo 4-A (Carga puntual, km 232+000)	187
Anexo 4-B (Carga puntual, km 232+000)	188
Anexo 4-C (Carga puntual, km 232+000)	189
Anexo 4-D (Carga puntual, km 232+000).....	190
Anexo 5-A (Límites, km 237+000).....	191
Anexo 5-B (Límites, km 237+000).....	192
Anexo 5-C (Límites, km 237+000).....	193
Anexo 6-A (RQD, km 232+000).....	194
Anexo 6-B (RQD, km 232+000).....	194
Anexo 6-C (RQD, km 232+000).....	195
Anexo 6-D (RQD, km 232+000)	195
Anexo 6-E (RQD, km 232+000).....	196
Anexo 6-F (RQD, km 232+000).....	196
Anexo 6-G (RQD, km 232+000).....	197
Anexo 7-A (Dips, Lado derecho km 232+000).....	198
Anexo 7-B (Dips, Lado izquierdo km 232+000).....	199
Anexo 7-C (Dips, Lado derecho km 237+000)	200
Anexo 7-D (Dips, Afloramiento 1, lado izquierdo km 237+000).....	202
Anexo 7-E (Dips, Afloramiento 2, lado izquierdo km 237+000)	203
Anexo 7-F (Dips, Afloramiento 3, lado izquierdo km 237+000)	204
Anexo 7-G (Dips, Afloramiento 4, lado izquierdo km 237+000).....	205





Anexo8-A (Rocfall, Rocscince Coefficient of Restitution Table)	206
Anexo 8-B (Rocfall, Talud derecho, km 232+000)	207
Anexo 8-C (Rocfall, Talud Izquierdo, km 232+000)	209
Anexo 8-D (Rocfall, Talud derecho, km 237+000)	211
Anexo 8-C (Rocfall, Talud Izquierdo, km 237+000)	212





ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1.- Partes de una ladera natural.....	24
Figura 2.2.- Partes de un talud artificial.....	24
Figura 2.3.- Taludes de acceso a una autopista.....	25
Figura 2.5.- Discontinuidades naturales en un afloramiento rocoso.....	25
Figura 2.4.- Pliegues en la zona costera de Burela.....	25
Figura 2.6.- Pliegue-falla en la autovía Bailén-Granada.....	26
Figura 2.7.- Nomenclatura de las diferentes partes que conforman un deslizamiento.....	28
Figura 2.8.- Características físicas que presentan una rotura plana.....	30
Figura 2.9.- Características físicas que presentan una rotura en cuña.....	30
Figura 2.10.- Características físicas que presentan una rotura por pandeo.....	31
Figura 2.11.- Características físicas que presentan una rotura en curva.....	31
Figura 2.12.- Características físicas que presentan una rotura nombrada cabeceo.....	32
Figura 2.13.- Propiedades de la matriz rocosa y métodos para su determinación.....	34
Figura 2.14.- Diagrama de deformación de un cuerpo.....	38
Figura 2.15.- Modelos de comportamiento tenso-deformación.....	39
Figura 2.16.- Superficie de falla de un talud de suelo.....	39
Figura 2.17.- Deslizamiento rotacional típico.....	40
Figura 2.18.- Deslizamiento traslacional.....	40
Figura 2.19.- Flujos.....	41
Figura 2.20.- Colada.....	41
Figura 2.21.- Corriente de derrubios.....	42
Figura 2.22.- Avalanchas.....	42
Figura 2.23.- Suelos residuales.....	45
Figura 2.24.- Estructura Panaloide.....	46
Figura 2.25.- Estructura Floculenta.....	47





Figura 2.26.- Estructura compuesta.....47

Figura 2.27.- Estructura dispersa.....47

Figura 3.1.- Selección de muestras de material para realizar las pruebas en laboratorio50

Figura 3.2.- Esquema del instrumento para probar las muestras y medir su durabilidad52

Figura 3.3.- Equipo utilizado para medir la resistencia de la roca, esclerómetro o martillo de Schmidt56

Figura 3.4.- Abaco para la obtención de la resistencia a compresión simple de una roca o de los labios de discontinuidad a partir de medidas con el martillo de Schmidt tipo L o esclerómetro58

Figura 3.5.- Prensa para realizar el ensayo a carga puntual59

Figura 3.6.- Características geométricas de las muestras para someterlas al ensayo a carga puntual60

Figura 3.7.- Toma de muestras de suelo en campo para las pruebas en laboratorio63

Figura 3.8.- Disgregado del material de suelo.....64

Figura 3.9.- Carta de Plasticidad.....66

Figura 3.10.- Cribado del material a través las mallas que anteceden la malla N° 467

Figura 3.11.- Lavado del material que pasa la malla N° 4 a través de la malla N° 20067

Figura 3.12.- Cribado del material que pasó la malla N°4.....68

Figura 3.13.- Colocación del material para la prueba en la copa de Casagrande69

Figura 3.14.- Muestras para la prueba de determinación del límite plástico70

Figura 3.15.- Material necesario para la prueba proctor72

Figura 3.16.- Mezclado del material con el agua para la prueba de determinación contenido óptimo de humedad.....72

Figura 3.17.- Componentes de los círculos de Mohr-Coulomb76

Figura 3.18.- Envoltente de falla de Mohr Coulomb77

Figura 4.1.- Nomenclatura de las características geométricas de un plano de discontinuidad86

Figura 4.2.- Nomenclatura de las características geométricas de una fractura generada sobre un plano de discontinuidad.....86





Figura 4.3.- Inclinación de un plano de discontinuidad donde se genera el cono de fricción.....88

Figura 4.4.- Ventana de opciones para la elección de planos o polos, y selección de la opción para introducción de datos al programa89

Figura 4.5.- Red estereográfica y polos incluidos.....89

Figura 4.6.- Ventana de configuración de los colores de cada elemento plotado en las proyecciones90

Figura 4.7.- Ventana para la selección del tipo de proyección.....90

Figura 4.8.- Ventana indicadora del tipo de información introducida en el programa cuando se realiza de forma manual91

Figura 4.9.- Ventana para la opción de asignar nombre a un SET de datos seleccionados.....91

Figura 4.10.- Ventana para la elección de un sistema de unidades.....93

Figura 4.11.- Representación gráfica de un perfil para el análisis93

Figura 4.12.- Ventana para la opción de asignar nombre a un set de datos seleccionados94

Figura 4.13.- Representaciones gráficas de la trayectoria de caída de los fragmentos de roca, así como la densidad de fragmentos en puntos específicos al quedar estáticos.....94

Figura 4.14.- a) Representaciones gráficas de la trayectoria de caída de fragmentos de roca y distribución de alturas en puntos determinados con respecto a la horizontal. b) Representación mediante una envolvente, el total de energía cinética generada por los bloques de roca durante su trayectoria en puntos específicos95

Figura 4.15.-Ventana en la cual se determina el método por el cual se realizara el análisis y las condiciones hidrostáticas.....98

Figura 4.16.- Ventana donde se determina la escala del área de modelado.....98

Figura 4.17.- Columna desplegable del conjunto para realizar el bosquejo del talud a analizar99

Figura 4.18.- Ventana desplegable para poder definir un nuevo tipo de material..... 100

Figura 4.19.- Línea piezometrica en el perfil del talud con sus diferentes materiales que lo conforman..... 100

Figura 4.20.- Iconos que determinan el cálculo o solución del problema en análisis 101

Figura 4.21.- Recuadro con las zonas de fallas con sus factores de seguridad incluyendo el factor de seguridad más crítico 102

Figura 4.22.- Zonas de falla o de deslizamiento dependiendo del factor de seguridad..... 103

Figura 4.23.- Resultado de la zona de falla en un talud representado por una malla 103





Figura 4.24.- Esquema de las fuerzas actuantes en el problema de estabilidad de un talud donde “W” es el peso del volumen deslizante y “T” es la resultante de las fuerzas resistentes, debidas a la cohesión y rozamiento..... 106

Figura 4.25.- Problemas y soluciones de estabilidad de taludes en las carreteras 107

Figura 4.26.- Métodos de estabilización para aumentar el factor de seguridad; a) Eliminación de peso en cabecera y adicional pie, b) Disminución del ángulo del talud, c) Refuerzo y peso en el pie del talud 108

Figura 4.27.- Medidas de drenaje y protección en taludes 109

Figura 4.28.- Muros y pantallas de pilotes anclados 110

Figura 4.29.- Muros y pantallas de micropilotes 111

Figura 4.30.- Construcción de columnas jet-grouting 111

Figura 4.31.- Esquema de estabilización utilizando anclajes 112

Figura 4.32.- Esquema de estabilización utilizando bulones..... 112

Figura 4.33.- Esquema de estabilización utilizando muros de contención..... 113

Figura 4.34.- Gutinado de taludes 114

Figura 4.35.- Colocación de malla triple torsión anclada con bulones 115

Figura 5.1.- Macro y micro localización de la zona en estudio..... 116

Figura 5.2.- Composición estratigráfica del talud derecho ubicado en el km 232+000 de la autopista México-Guadalajara. 117

Figura 5.3.- Composición estratigráfica del talud derecho ubicado en el km 232+000 de la autopista México-Guadalajara. 118

Figura 5.4.- Condiciones de erosión del talud izquierdo ubicado en el km 237+000 de la autopista México-Guadalajara. 119

Figura 5.5.- Características del talud izquierdo ubicado en el km 237+000 de la autopista México-Guadalajara..... 119

Figura 5.6.- Sistema de fallas de Cuitzeo 120

Figura 5.7.- Características geológicas del sitio 121

Figura 5.8.- Características físicas del material rocoso que conforman los taludes ubicados en el km 232+000 y km 237+000..... 122





Figura 5.9.- Características físicas de las muestras necesarias para la prueba de desgaste y tambores para probar las muestras..... 125

Figura 5.10.- Proceso de la prueba de intemperismo acelerado para las rocas que conforman los taludes de los kms 232+000 y 237+000. 128

Figura 5.11.- Pruebas de esclerómetro realizadas in situ en una masa de roca. 130

in situ en una masa de roca. 130

Figura 5.12.- Muestras para someterlas al ensayo a carga puntual..... 134

Figura 5.13.- Clasificación visual de los diferentes materiales como son roca y brecha volcánica que componen el lado izquierdo del talud ubicado en km 237+000 de la autopista México – Guadalajara. 136

Figura 5.14.- Clasificación visual de los diferentes materiales como son roca y brecha volcánica que componen el lado izquierdo del talud ubicado en km 237+000 de la autopista México – Guadalajara. 137

Figura 5.15.- Clasificación granulométrica de brecha volcánica que compone los taludes ubicados en km 237+000 de la autopista México – Guadalajara..... 138

Figura 5.16.- Prueba para la obtención del límite líquido y límite plástico realizados al material de brecha volcánica del Km 237+000 de la autopista México - Guadalajara. 139

Figura 5.17.- Obtención del cilindro y de la muestra cubica de cada cilindro, para determinar su peso con diferentes contenidos de humedad..... 140

Figura 5.18.- Proceso de la prueba triaxial a la brecha del talud del km 237+000 de la autopista México-Guadalajara. 143

Figura 5.19.- Ubicación de los diferentes tipos de materiales analizados de los taludes del km 232+000 de la autopista México-Guadalajara. 145

Figura 5.20.- Ubicación de los diferentes tipos de material analizados de los taludes del km 237+000 de la autopista México-Guadalajara. 146

Figura 5.21.- Ventana que muestra cada uno de los parámetros que deben calificarse para la obtención del índice RMR de Bieniawski, así como su clasificación final dependiendo de la calidad de la roca 148

Figura 5.22.- Representación gráfica de las características físicas del talud derecho ubicado en el km 232+000, que deben calificarse para la obtención del índice RMR de Bieniawski. 149

Figura 5.23.- Representación gráfica de las características físicas del talud izquierdo ubicado en el km 232+000, que deben calificarse para la obtención del índice RMR de Bieniawski..... 150

Figura 5.24.- Representación gráfica de las características físicas de los taludes derecho e izquierdo ubicados en el km 237+000, que deben calificarse para la obtención del índice RMR de Bieniawski. 152





Figura 6.1.- Proyecciones estereográficas del talud del lado derecho del km 232+000..... 156

Figura 6.2.- Proyecciones estereográficas del talud del lado izquierdo del km 232+000..... 157

Figura 6.3.- Proyecciones estereográficas del talud del lado derecho del km 237+000..... 158

Figura 6.4.- Proyecciones estereográficas del talud ubicado del lado izquierdo del km 237+000.... 159

Figura 6.5.- Perfil de las zonas más críticas para el análisis en el Rocfall del talud ubicado en el lado derecho del km 232+000..... 160

Figura 6.6.- Trayectorias de las cantidad de bloques y energía cinética en puntos determinados de las trayectorias después del análisis, km 232+000, lado derecho, cota 1+000, dirección México-Guadalajara..... 162

Figura 6.7.- Trayectorias de las cantidades de bloques y energía cinética en puntos determinados de las trayectorias después del análisis del km 232+000, lado derecho, cota 1+180, dirección México-Guadalajara..... 163

Figura 6.8.- Trayectorias; cantidad de bloques y energía cinética en puntos determinados de las trayectorias después del análisis en el km 232+000, lado derecho, cota 1+235, dirección México-Guadalajara..... 164

Figura 6.9.- Perfil de las zonas más críticas para el análisis en el Rocfall del talud ubicado en el lado izquierdo del km 232+000..... 165

Figura 6.10.- Trayectorias; cantidad de bloques y energía cinética en puntos determinados de las trayectorias después del análisis en el km 232+000, lado izquierdo, cota 0+020, dirección México-Guadalajara..... 166

Figura 6.11.- Trayectorias; cantidad de bloques y energía cinética en puntos determinados de las trayectorias después del análisis en el km 232+000, lado izquierdo, cota 0+080, dirección México-Guadalajara..... 167

Figura 6.12.- Trayectorias; cantidad de bloques y energía cinética en puntos determinados de las trayectorias después del análisis en el km 232+000, lado izquierdo, cota 0+271 dirección México-Guadalajara..... 168

Figura 6.13.- Perfil de las zonas más críticas para el análisis en el Rocfall del talud ubicado en el lado derecho del km 237+000..... 169

Figura 6.14.- Trayectorias; cantidad de bloques y energía cinética en puntos determinados de las trayectorias después del análisis en el 237+000, lado derecho, cota 1+100, dirección México-Guadalajara..... 170

Figura 6.15.- Perfil de las zonas más críticas para el análisis en el Rocfall del talud ubicado en el lado izquierdo del km 237+000..... 170





Figura 6.16.- Trayectorias; cantidad de bloques y energía cinética en puntos determinados de las trayectorias después del análisis en el km 237+000, lado izquierdo, cota 0+080, dirección México-Guadalajara..... 171

Figura 6.17.- Trayectorias; cantidad de bloques y energía cinética en puntos determinados de las trayectorias después del análisis en el km 237+000, lado izquierdo, cota 0+220, dirección México-Guadalajara..... 172

Figura 6.18.- Estabilización de los taludes del km 232+000 con malla de triple torsión, reforzados con cables en los bordes de la malla, anclajes pasivos y bulones. 173

Figura 6.19.- Estabilización del talud derecho del km 237+000 con malla de triple torsión, refuerzo con cables en los bordes de la malla y bulones. 174

Figura 6.20.- Parámetros y resultados de los círculos de posibles fallas obtenidos mediante el análisis, del talud izquierdo ubicado en el km 237+000. 176

Figura 6.21.- Parámetros y resultados del círculo de posible falla obtenidos mediante el análisis realizado del talud izquierdo ubicado en el km 237+000..... 176

Figura 6.22.- Parámetros y resultados del círculo de posible falla obtenidos mediante el análisis del talud izquierdo ubicado en el km 237+000. 177





ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 3.1.- Tamaños recomendados para la realización de la prueba.....	54
Tabla 3.2.- Valor de "C" generalizado	62
Tabla 3.3.- Masa de la fracción de muestra retenida en la malla N° 4 y de la fracción que pasa la malla N° 4.	68
Tabla 3.4.- Composición granulométrica del material retenido en la malla N° 4.	68
Tabla 3.5.- Composición granulométrica del material tamizado por la malla N° 4.....	69
Tabla 3.6.- Descripción del tamaño del bloque en función del número de discontinuidades.....	79
Tabla 3.7.- Descripción del espaciado	80
Tabla 3.8.- Descripción de la continuidad.....	80
Tabla 3.9.- Descripción de la abertura	81
Tabla 3.10.- Perfiles de rugosidad	81
Tabla 3.11.- Evaluación del grado de meteorización del macizo rocoso	82
Tabla 3.12.- Descripción de las filtraciones en discontinuidades (ISRM,.....	82
Tabla 3.13.- Clasificación geomecánica RMR	83
Tabla 3.14.- Características geotécnicas del RMR.....	84
Tabla 3.15.- Calidad de macizos rocosos en relación al RMR.....	84
Tabla 4.1.- Criterios generales para seleccionar un factor de seguridad para el diseño de taludes .	106
Tabla 5.1.- Resultados de los ensayos de densidad y absorción, de las muestras de roca 10, 11, 12 y 13, talud ubicado en el km 232+000 de la autopista México – Guadalajara.	123
Tabla 5.2.- Resultados de los ensayos de densidad y absorción, de las muestras de roca 1, 4, 7, 8 y 9 del talud ubicado en el km 237+000 de la autopista México – Guadalajara.	124
Tabla 5.3.- Resultados de los promedios de la relación del índice de carga puntual y fuerza a compresión uniaxial del talud ubicado en km 232+000 de la autopista México - Guadalajara.....	134
Tabla 5.4.- Resultados de los promedios de la relación del índice de carga puntual y fuerza a compresión uniaxial del talud ubicado en km 237+000 autopista México - Guadalajara.....	135
Tabla 5.5.- Resultados de las pruebas límites de consistencia realizados a la brecha volcánica del Km 237+000 de la autopista México - Guadalajara.	139
Tabla 5.6.- Resultados obtenidos de la prueba proctor aplicada a la brecha basáltica del talud ubicado en el km 237+000 de la autopista México-Guadalajara.....	141





Tabla 5.7.- Resumen de los resultados de los pesos volumétricos secos máximos obtenidos de la brecha del talud en el km 237+000 de la autopista México-Guadalajara..... 141

Tabla 5.8.- Resumen de resultados de las diferentes pruebas realizadas a la roca de los taludes del km 232+000 de la autopista México-Guadalajara..... 145

Tabla 5.9.- Resumen de resultados de las diferentes pruebas realizadas a las rocas de los taludes del km 237+000 de la autopista México-Guadalajara..... 146

Tabla 5.10.- Resumen de resultados de la brecha volcánica de los taludes del km 237+000 de la autopista México-Guadalajara..... 147

Tabla 5.11.- Resumen de resultados obtenidos al valorar las características del talud derecho del km 232+00 de la autopista México-Guadalajara, así como su coeficiente RMR de Bieniawski..... 149

Tabla 5.12.- Resumen de resultados obtenidos al valorar las características del talud izquierdo del km 232+00 de la autopista México-Guadalajara, así como su coeficiente RMR..... 151

Tabla 5.13.- Resumen de resultados obtenidos al valorar las características de los taludes derecho e izquierdo del km 232+00 de la autopista México-Guadalajara, así como su coeficiente RMR..... 153

Tabla 6.1.- Parámetros de entrada para el análisis Rocfall del km 232+000, lado derecho, cota 1+000, dirección México-Guadalajara..... 162

Tabla 6.2.- Parámetros de entrada para el análisis del km 232+000, lado derecho, cota 1+180, dirección México-Guadalajara..... 163

Tabla 6.3.- Parámetros de entrada para el análisis del km 232+000, lado derecho, cota 1+235, dirección México-Guadalajara..... 164

Tabla 6.4.- Parámetros de entrada para el análisis del km 232+000, lado izquierdo, cota 0+020, dirección México-Guadalajara..... 166

Tabla 6.5.- Parámetros de entrada para el análisis del km 232+000, lado izquierdo, cota 0+080, dirección México-Guadalajara..... 167

Tabla 6.6.- Parámetros de entrada para el análisis del km 232+000, lado izquierdo, cota 0+271, dirección México-Guadalajara..... 168

Tabla 6.7.- Parámetros de entrada para el análisis del km 237+000, lado derecho, cota 1+100, dirección México-Guadalajara..... 169

Tabla 6.8.- Parámetros de entrada para el análisis del km 237+000, lado izquierdo, cota 0+080, dirección México-Guadalajara..... 171

Tabla 6.9.- Parámetros de entrada para el análisis del km 237+000, lado izquierdo, cota 0+220, dirección México-Guadalajara..... 172

Tabla 7.1.- Criterios generales para seleccionar un factor de seguridad para el diseño de taludes . 180





ÍNDICE DE GRÁFICAS

Gráfica 5.1.- Resultados de los ensayos de densidad y absorción, de las muestras de roca 10, 11, 12 y 13, talud ubicado en el km 232+000 de la autopista México – Guadalajara.	123
Gráfica 5.2.- Resultados de los ensayos de densidad y absorción, de las muestras de roca 1, 4, 7, 8 y 9 del talud ubicado en el km 237+000 de la autopista México – Guadalajara.	124
Gráfica 5.3.- Resultados de los ensayos de desgaste de las muestras, de la roca del talud ubicado en el km 232+000 de la autopista México – Guadalajara.	126
Gráfica 5.4.- Resultados de los ensayos de desgaste de las muestras, de la roca del talud ubicado en el km 237+000 de la autopista México – Guadalajara.	126
Gráfica 5.5.- Resultados de los ensayos de intemperismo acelerado de las muestras del talud del km 232+000 de la autopista México - Guadalajara.	128
Gráfica 5.6.- Resultados de los ensayos de intemperismo acelerado de las muestras del talud del km 237+000 de la autopista México - Guadalajara.	129
Gráfica 5.7.- Resultados de las lecturas corregidas que definen la resistencia obtenida con esclerómetro del talud derecho ubicado en el km 232+000 de la autopista México – Guadalajara.	131
Gráfica 5.8.- Resultados de las lecturas corregidas que definen la resistencia obtenida con esclerómetro del talud izquierdo ubicado en el km 232+000 de la autopista México – Guadalajara.	131
Gráfica 5.9.- Resultados de las lecturas corregidas que definen la resistencia obtenida con esclerómetro del talud derecho ubicado en el km 237+000 de la autopista México – Guadalajara.	132
Gráfica 5.10.- Resultados de las lecturas corregidas que definen la resistencia obtenida con esclerómetro del talud izquierdo ubicado en el km 237+000 de la autopista México – Guadalajara.	132
Gráfica 5.11.- Relación del índice de carga puntual y fuerza a compresión uniaxial del talud ubicado en km 232+000 de la autopista México - Guadalajara.	135
Gráfica 5.12.- Relación del índice de carga puntual y fuerza a compresión uniaxial del talud ubicado en km 237+000 de la autopista México – Guadalajara.	136
Gráfica 5.13.- Granulometría de la brecha volcánica del Km 237+000 de la autopista México - Guadalajara.	138
Gráfica 5.14.- Representación gráfica de los límites líquidos e índices de plasticidad analizados de brecha volcánica del Km 237+000 de la autopista México - Guadalajara.	140





Gráfica 5.15.- Resultados obtenidos de la prueba Proctor realizada a la brecha volcánica del talud del km 237+000 de la autopista México-Guadalajara..... 142

Gráfica 5.16.- Envoltente del material 1 de la brecha del talud del km 237+000 de la autopista México-Guadalajara. 144

Gráfica 5.17.- Envoltente del material 2 de la brecha del talud del km 237+000 de la autopista México-Guadalajara. 144

Gráfica 5.18.- Envoltente del material 3 de la brecha del talud del km 237+000 de la autopista México-Guadalajara. 144





RESUMEN

El desarrollo económico y social de una región está estrechamente relacionado con la condición o el estado de los sistemas carreteros. El deterioro de la infraestructura hasta cierto aspecto, es debido al uso y daños que se presentan durante el transcurso de los años. El deterioro gradual se debe a factores que incluyen: variaciones en el clima, drenaje, condiciones del suelo, carpeta asfáltica, inestabilidad de taludes, etc.

Por ello, en este estudio, se analizan los taludes carreteros para obtener las características que definen el comportamiento de los materiales que los conforman, y que pueden repercutir en posibles fallas debido a la alteración y desequilibrio por la acción de agentes artificiales y naturales, poniendo un mayor énfasis a la prevención de posibles accidentes y deterioros de la infraestructura causada por los caídos de fragmentos de roca debido a la inestabilidad. Es ahí la importancia de estudiar los métodos, con los que se caractericen física y mecánicamente los taludes; pudiendo de esta manera determinar un método de estabilización que garantice seguridad.

Desarrollando el análisis físico y mecánico a los cortes en roca basáltica que se ubican entre el km 232+000 al km 237+000, México-Guadalajara; primeramente realizando los trabajos de campo que consiste en la obtención de muestras para las pruebas de laboratorio y algunos parámetros para la determinación de la calidad de macizos rocosos en relación al índice RMR (BIENIAWSKI); posteriormente la realización de pruebas de laboratorio, y en base a los parámetros obtenidos utilizar los softwares, Dips Versión 5.1 que tiene por objetivo realizar análisis y visualizar información estructural de igual modo que si usáramos una red estereográfica, Rocfall para simular la caída de los macizos rocosos y el GeoStudio, para determinar la posibilidad de falla mediante la obtención de un Factor de Seguridad (FS) si de suelos se habla. Finalmente y con respecto a los resultados del análisis, se pudo conocer las zonas más críticas y a la vez determinar un mecanismo de estabilización de acuerdo a cada caso, permitiendo atenuar el riesgo.

Palabras clave: Infraestructura, taludes, inestabilidad, modelos, autopista México - Guadalajara.





ABSTRACT

The economic and social development of a region is closely related to the condition or state road systems. Deteriorating infrastructure to some aspect is due to wear and damage that occur during the course of the years. Variations in climate, drainage, soil conditions, etc.: The gradual deterioration factors must include

Therefore, in this studied, the highway slopes are analyzed to obtain the characteristics that define the behavior of the materials that shape and that may affect potential failure due to the alteration and imbalance by the action of artificial and natural agents, putting greater emphasis on the prevention of accidents and damage to infrastructure caused by fallen rock fragments due to instability. It is therefore important to study the methods, which are characterized with physical and mechanically slopes; can thus determine a method of stabilization to ensure safety.

Developing the physical and mechanical analysis to cuts in basaltic rock that are located between km 232 +000 to km 237 +000, Mexico-Guadalajara; first conducting fieldwork consisting of sampling for laboratory tests and some parameters for determining the quality of rock masses in relation to RMR (Bieniawski); subsequently testing laboratory, and based on the parameters obtained using the, Dips software aimed structural analysis and display information in the same way that if we use a stereographic net, Rocfall to simulate falling rocos solid and GeoStudio to determine the possibility of failure by obtaining a safety factor (FS) if soil is spoken. Finally, with respect to the results of the analysis, it was found the most critical areas and also to determine a stabilization mechanism according to each case, allowing mitigating risk.

Keywords: Infrastructure, slope instability, models, highway Mexico - Guadalajara





1.- INTRODUCCIÓN

El ser humano siempre ha tenido la necesidad de comunicarse, lo cual lo impulsa a desarrollar diversos métodos para su comunicación, entre ellos la construcción de caminos, desde los caminos a base de piedra y aglomerante hasta nuestra época con métodos perfeccionados basándose en la experiencia que conducen a grandes autopistas de pavimento flexible o rígido.

Las vías terrestres se han convertido en el medio físico de interconexión entre las comunidades más pequeñas, hasta las grandes ciudades e incluso entre países, convirtiéndose en aspectos de suma importancia. Las carreteras, al paso del tiempo han ocupado grandes extensiones de espacio físico, lo que en su evolución han reflejado el incremento del nivel de calidad de vida de una población, teniendo un gran desarrollo socioeconómico. Dada la importancia que tienen las carreteras para el desarrollo de una población, e incluso a nivel país, es importante incrementar las inversiones económicas para construir nuevas carreteras o mantener en óptimas condiciones las ya existentes para que su funcionalidad permanezca y el desarrollo continúe.

Las carreteras son obras de ingeniería que presentan mayor complejidad en su diseño, construcción y mantenimiento, debido a que los materiales de los suelos se presentan con una variedad y condiciones prácticamente infinitas, por esta razón que el intento de una sistematización científica, en compañía de la tendencia generalizadora es prácticamente nulo, ya que estas deben ir precedidas por otro factor, que consiste en tener una clasificación de los materiales del modo más completo posible y generalizados, lo que también es imposible.

En esta investigación, se analizan los principalmente todos los aspectos que se deben considerar para el conocimiento amplio en relación a un análisis, si de comportamientos mecánicos y geomecánicos se habla de un corte carretero, e incluso en base a los resultados obtenidos de las propiedades físicas y mecánicas, poder modelar para obtener más información con respecto a una posible falla.

El análisis se realizó principalmente a 4 taludes, resultado de cortes carreteros, ubicados en los kilómetros 232+000 y 237+000 de la autopista México-Guadalajara, realizando una caracterización física y mecánica de los materiales, así como el análisis geomecánico detallado, aplicando el método de Bieniawski, para posteriormente en base a los resultados obtenidos poder modelar mediante tres programas, Dips, Rocfall y GeoStudio, y así determinar posibles fallas que pueden presentar los taludes en estudio.

El Capítulo 1 de este documento, se refiere a la introducción del trabajo, presentando el objetivo que se propuso al inicio de la investigación, así como una justificación del porqué del tema y del trabajo en esta zona, encontrándose algunas necesidades que se demandan con estas problemáticas. El Capítulo 2 se conforma prácticamente con el estado del arte donde se describen las propiedades que presentan los diferentes tipos de materiales tanto rocosos como de suelos, desde el punto de vista físico y mecánico, con la finalidad de poder determinar una clasificación, así como los problemas que presentan en conjunto cuando están en un talud, que por factores desencadenantes y deficiencia a la resistencia, son susceptibles a presentar algún tipo de falla, según el material que la conforma y la nomenclatura de cada punto o zona que conforma esa falla.





En el Capítulo 3 se explica la metodología utilizada para la determinación de parámetros físicos y mecánicos de rocas y suelos, en base un conjunto de normas que especifican las condiciones que se deben de cumplir para cada prueba. El análisis o las pruebas llevadas a cabo se dividen principalmente en dos partes; realización de pruebas en roca primeramente, que consiste en determinar las propiedades en campo desde el punto de vista mecánico hasta en punto de vista geomecánico así como la determinación de parámetros en laboratorio que consiste en la obtención de densidad y absorción, la resistencia a través de la carga puntual, resistencia al desgaste o abrasión y por ultimo resistencia al intemperismo. Enseguida se trabajó con los suelos, determinando su clasificación mediante pruebas de granulometría y límites de consistencia, para posteriormente determinar sus propiedades mecánicas mediante la realización de muestras remoldeadas en relación a su peso seco máximo, se sometieron especímenes a pruebas triaxiales. Por último se describe el método de Bieniawski.

El Capítulo 4, se basa principalmente en los modelos utilizados, donde se explica su operación desde la introducción de los parámetros de entrada, hasta el cálculo para la determinación de los coeficientes de seguridad. Los programas que se utilizaron en este estudio son: Dips, Rocfall y GeoStudio, para así mismo obtener los resultados. Al final del capítulo se explican algunos métodos de estabilización que pueden ser propuestos dependiendo de la problemática obtenida en cada caso.

Los resultados obtenidos de las pruebas realizadas, así como la descripción del campo, se plasman en el Capítulo 5, desarrollándose en el mismo orden en que se mencionaron en el Capítulo 3, así mismo se presentan los resultados del análisis geomecánico utilizando el método de Bieniawski. En el Capítulo 6 se presentan los resultados del modelado, incluyendo la propuesta para la problemática obtenida para cada modelado, ya que el Dips nos permite determinar las posibles fallas estructurales geológicas, el Rocfall la caída de bloques y el GeoStudio nos permite determinar los círculos de falla de posibles deslizamientos en suelos. Por último en el Capítulo 7 se presentan las conclusiones de la investigación realizada así mismo se integran algunas recomendaciones que se pueden aplicar a los taludes estudiados.

1.1.- Objetivo

Analizar geomecánicamente los cortes en roca basáltica que se ubican en la autopista México-Guadalajara entre el tramo de los kilómetros 232+000 al 237+000, con la finalidad de determinar si los taludes son vulnerables a presentar algún tipo de falla, esto dependiendo de las características físicas y mecánicas de los materiales que los conforman. Así mismo determinar a través de modelos la magnitud de la falla en caso de existir y con esta información poder hacer propuestas viables para buscar mecanismos de estabilización de los taludes, lo que ayudará a contribuir para tener una autopista más segura y confiable en el momento de circular por ella, con esto le dará tranquilidad al usuario que haga uso de esta vialidad.

1.2.- Justificación

El hecho de mejorar la infraestructura carretera garantiza de una forma considerable, ser la fuente de desarrollo de un país. De acuerdo con el Banco Mundial, México ocupa la posición número 47 de 155 en el Índice de desempeño logístico 2012, tomando en cuenta las percepciones de la logística de un país basadas en: la calidad de la infraestructura relacionada con el comercio y el transporte, la facilidad de acordar embarques a precios competitivos y la capacidad de seguir y rastrear los envíos, entre otros indicadores.

Por su parte, el Foro Económico Mundial (2012) llega a conclusiones similares al establecer que México se ubica en el lugar 68 de 144 en el Índice de competitividad e infraestructura, el lugar 50 en





infraestructura carretera, el 60 en infraestructura ferroviaria y el 64 en lo que se refiere a su capacidad portuaria y aeroportuaria, pero si una realidad modificable, de dichas cifras a nivel sectorial, México ocupa el lugar 49 en carreteras; en América Latina, México se ubica en 6° en carreteras.

En la actualidad se han incrementado las inversiones en infraestructura debido a la necesidad que se ha venido generando de trasladar cargas de productos o personas de un punto a otro, y que gracias a esos movimientos de grandes volúmenes de carga, el país ha presentado un gran desarrollo económico, tanto para las localidades que se enlazan con las infraestructuras, como para la nación.

En la construcción de las infraestructuras carreteras actuales, se está considerando tomar criterios de diseño que puedan brindar altos niveles de servicio, así como la seguridad y comodidad de las mismas. Estos requerimientos han provocado que su construcción sea más compleja ya que en ocasiones se requiere superar retos y obstáculos geográficos de dimensiones muy considerables dando origen a nuevos elementos dentro de la infraestructura, de los cuales y de gran importancia para su funcionalidad se encuentran los taludes, estos son elementos del resultado de cortes para mejorar las condiciones y que presentan un desequilibrio del material que los conforma entre las fuerzas resistentes al corte y las fuerzas de gravedad, ya que en los taludes, las principales causas del deterioro son la gravedad, los cambios de temperatura, el agua y los elementos biológicos.

Mencionados los factores anteriores, se tiene como consecuencia en lo que al material rocoso se refiere, fallas planas, en cuña o por pandeo, así como desprendimiento de los fragmentos de material rocoso, por otra parte en suelos, el alto nivel de erosión por exposición a la intemperie o fallas principalmente circulares; alojando todo el material producto de las diferentes fallas dentro de la superficie de rodadura, provocando grandes problemas en la funcionalidad de las vías por las cuales fueron diseñadas; incrementando el peligro y riesgo para los usuarios, ya que según las especificaciones de la carretera es muy difícil y sobre todo durante la noche poder percatarse de los posibles obstáculos que se pueden presentar dentro del margen de la cinta asfáltica, ocasionando accidentes relativamente graves, teniendo como resultado pérdidas humanas, por otro lado los sobrecostos en mantenimiento de las mismas. Por ese motivo es la importancia de analizar las características físicas y mecánicas de los materiales, para posteriormente determinar un comportamiento en conjunto de todo el material de tipo geológico-estructural, y así mitigar posibles problemas de estabilidad.





2.- PROPIEDADES FÍSICAS Y MECÁNICAS DE LOS MATERIALES

2.1.- TALUD COMO LADERA NATURAL Y COMO CORTE CARRETERO

“Una superficie de terreno expuesta y situada a un ángulo con la horizontal, se llama talud o pendiente no restringida, esta puede ser natural o construida” (Das, 2001).

Según Suárez Díaz (1998), un talud o ladera es una masa de tierra que no es plana sino que presenta una pendiente o cambios significativos de altura; hablando de una forma muy general, es considerada como cualquier superficie inclinada con respecto a una horizontal, ya sea de masas de tierra o de roca.

En relación a la Infraestructura del Transporte en la rama de las Vías Terrestres, un talud son las obras, normalmente de tierra o de rocas, los cuales se pueden presentar en ambos márgenes de la vía, ser generados por una excavación o por un terraplén.

En los taludes de una carretera, se deben de considerar varios factores, como son las características de los materiales que los conformaran, los años de servicio del proyecto, y tomando en cuenta un emplazamiento que además de la vía (carretera), también se debe de considerar una franja de tolerancia a ambos lados de la misma (derecho de vía). El objetivo es tener espacio suficiente para una ampliación futura de la carretera y a gran medida atenuar los peligros de accidentes que pueden ser provocados por elementos, como caídos de los taludes.

Toda terracería, incluyendo los taludes de las vías terrestres, constituye la estructura más compleja que la conforma, debido a la gran variabilidad que pueden presentar sus características físicas, mecánicas y composiciones de los materiales, las cuales se presentan de una forma anisótropa; por esos motivos, es preciso analizar la necesidad de definir criterios que favorezcan en la estabilidad de los taludes y poder determinar de una forma rápida e incluso la inclinación instantánea, apropiada en un corte o en un terraplén. Considerando lo anterior, es importante determinar las diferentes inclinaciones de cualquier talud en estudio, correspondientes a las diferentes masas de material rocosos o de suelo que pudieran ser removidas o colocadas.

Los principales problemas con la estabilidad de una ladera natural en comparación con los que presentan los taludes generados por un ingeniero en las obras de infraestructura, diferencian radicalmente. Dentro de los factores que difieren, en primer lugar está la naturaleza de los materiales involucrados, y en segundo todo un conjunto de circunstancias que dependen de cómo se formó el talud, de su historia geológica, de las condiciones climáticas que estos han venido sufriendo y de la influencia que el hombre ejerce en la actualidad o haya ejercido en el pasado.

Este tema de investigación, es enfocado principalmente, al análisis y estudio de taludes artificiales.

2.2.- NOMENCLATURA DE UN TALUD O LADERA

Los taludes pueden ser producto de la misma naturaleza, los cuales se denominan ladera natural o simplemente ladera. Cuando los taludes se generan por intervención de la actividad humana se pueden denominar como cortes, en ocasiones pueden ser terraplenes; estos taludes se consideran como taludes artificiales.



Las Figuras 2.1 y 2.2 son ejemplos de una ladera natural y un talud artificial en las cuales se indica el nombre de cada uno de los elementos que los conforman, dependiendo de su posición. Además se puede observar que los elementos que componen una ladera natural y los elementos que componen un talud artificial son los mismos, lo que difiere entre ladera natural y talud artificial es su forma y características geométricas principalmente.

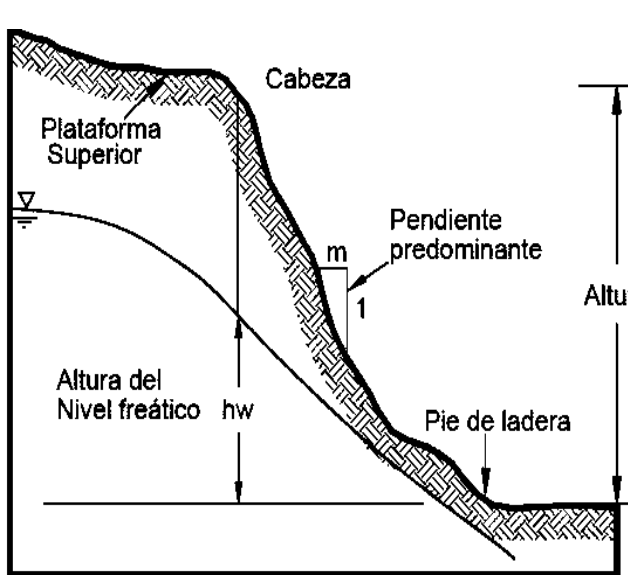


Figura 2.1.- Partes de una ladera natural (Suarez Díaz ,1998).

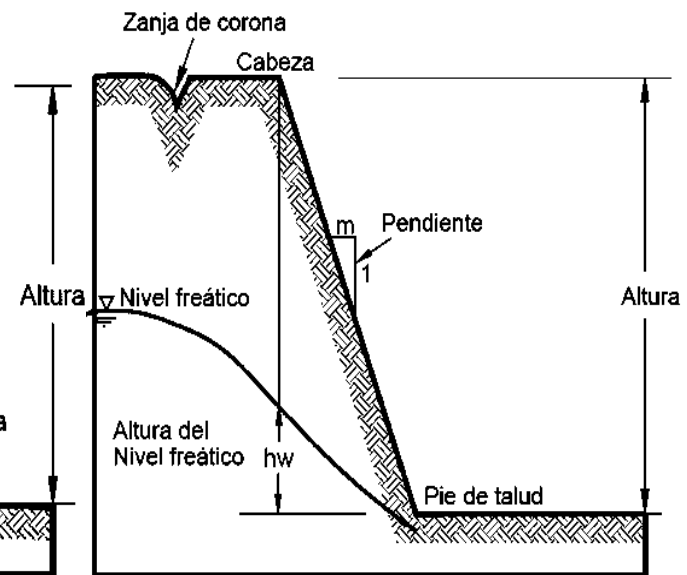


Figura 2.2.- Partes de un talud artificial (Suarez Díaz, 1998).

Según Suárez Díaz (1998), los elementos constitutivos de un talud o ladera se definen de la siguiente manera:

- Altura: 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 no son accidentes topográficos bien marcados.
- Pie: Corresponde al sitio de cambio brusco de pendiente en la parte inferior.
- Cabeza o escarpe: Se refiere al sitio de cambio brusco de pendiente en la parte superior.
- Altura de nivel freático: Distancia vertical desde el pie del talud o ladera hasta el nivel de agua medida debajo de la cabeza.
- Pendiente: Es la medida de la inclinación 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.

2.3.- CARACTERÍSTICAS DE LOS TALUDES

Los taludes artificiales los podemos encontrar en minas, vías terrestres he incluso en cortinas de presas, etc. Dentro de estos taludes se pueden encontrar algunas diferencias, e incluso en la vías terrestres, entre lo que son los taludes de cortes y los de terraplenes. Estos dos últimos constituyen una estructura importante dentro del cuerpo de la vía con un material relativamente controlado o que, por lo menos en principio, se puede controlar. La Figura 2.3 es una fotografía de un acceso a una autopista, lo que representa cortes generando taludes artificiales en ambos lados y con alturas considerables.



Figura 2.3.- Taludes de acceso a una autopista.
(Ramírez Oyanguren y Alejano Monge ,2004).

Existen una serie de factores que influyen en la estabilidad de un talud, como son, factores geométricos (altura e inclinación), factores geológicos (presentan los 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 taludes artificiales tienen la variabilidad de su estabilidad dependiendo también del material que lo conforma, como pueden ser taludes de suelos (limos, arcillas, arenas etc.), de rocas (ígneas, metamórficas o sedimentarias) o taludes mixtos (rocas-suelos, limos-arcillas e incluso suelos arenosos, limosos o arcillosos, etc.). Los factores geológicos, hidrogeológicos y geotécnicos, se consideran factores condicionantes y son intrínsecos a los materiales naturales. En los suelos, la litología, estratigrafía, y las condiciones hidrogeológicas determinan las propiedades resistentes y el comportamiento de un talud. En el caso de macizos rocosos el principal factor condicionante es la estructura geológica: como pueden ser las superficies de discontinuidad, el grado de fracturación, la litología, y el grado de alteración, como se puede mostrar en la Figura 2.4 y 2.5, donde el material que conforman los taludes muestran gran alterabilidad.

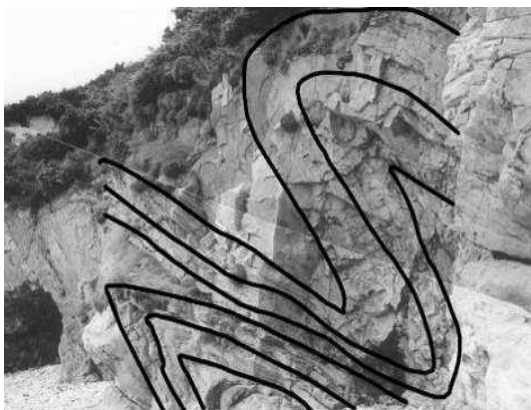


Figura 2.5.- Discontinuidades naturales en un afloramiento rocoso (Ramírez Oyanguren y Alejano Monge, 2004).



Figura 2.4.- Pliegues en la zona costera de Burela (Ramírez Oyanguren y Alejano Monge, 2004).





Referente a lo que señala González de Vallejo et al., (2004), cada uno de estos factores o en combinación, pueden determinar la rotura o la línea de falla de un talud en una o varias superficies, aunque, la posibilidad de rotura, los mecanismos y modelos de inestabilidad están controlados principalmente por factores geológicos y geométricos.

Existen otros factores, los cuales también influyen en la estabilidad de los taludes, estos factores se denominan como factores desencadenantes y consisten en sobrecargas estáticas, cargas dinámicas, cambios en las condiciones hidrogeológicas, factores climáticos, variaciones en la geometría y la reducción de parámetros diferentes; modificando las características, propiedades y las condiciones de estabilidad.

La estratigrafía y la litología juegan un papel muy importante dentro de la estabilidad de los taludes, ya que depende mucho de la naturaleza de los materiales que los conforman, debido a que pueden presentar diferentes grados de susceptibilidad ante la ocurrencia de un deslizamiento o rotura. Las propiedades físicas y resistentes de los diferentes tipos de material, en conjunto con la presencia de agua, determinan el comportamiento esfuerzo-deformación y por consiguiente la estabilidad.

En cuanto a la estratigrafía, la alternancia de materiales de diferente litología, el grado de alteración, así como la presencia de algún material blando o de estratos duros, pueden controlar los tipos y superficies de rotura. Dentro de un suelo, depende mucho del grado de compactación, homogenización, cementación y la circulación del agua para su estabilización; mientras que en los taludes que se conforman mediante macizos rocosos, el estudio o análisis se hace aún más complejo debido a la anisotropía que puede presentar al conformarse en capas o estratos de diferente composición y diferente grado de fracturación, lo que hace de una forma más complicada la caracterización y el análisis del comportamiento de un talud, e incluso una falla que se pueda presentar en un talud como se observa en la Figura 2.6, repercute de una forma considerable en el análisis de estabilidad de un talud, debido a que esa línea de discordancia puede cambiar la interacción entre los materiales y aunque sea el mismo material el comportamiento puede diferir.



Figura 2.6.- Pliegue-falla en la autovía Bailén-Granada (Ramírez Oyanguren y Alejano Monge, 2004).

La estructura geológica y las discontinuidades, juegan el papel definitivo en las condiciones de estabilidad de los taludes en macizos rocosos. La combinación de elementos estructurales con los parámetros geométricos de un talud, como lo son la altura e inclinación y la orientación, pueden definir la estabilidad de un talud. Un macizo rocoso puede definir su estructura por la distribución que pueda tener en sus discontinuidades, así como las propiedades resistentes y características que





estas puedan presentar, dependiendo de sus planos de debilidad como lo son las superficies de estratificación, diaclasas, fallas, etc. La orientación de las discontinuidades, la existencia de planos de rotura y de deslizamientos; condicionan los tipos, modelos y mecanismos de inestabilidad.

Las condiciones hidrogeológicas también condicionan el comportamiento de la estabilidad de un talud; dicho factor influye en su mayor parte por las presiones intersticiales, los arrastres dentro de las discontinuidades y erosión superficial del material que conforma el talud. El agua es considerada como el mayor enemigo para la estabilidad de un talud debido a que, reduce la resistencia del terreno, como es la reducción de la resistencia al corte, incrementa las fuerzas que tienden al deslizamiento, incrementa el peso del material por saturación, meteorización y cambios en la composición mineralógica de los materiales, e incluso, apertura de las discontinuidades por el congelamiento del agua en áreas determinadas.

Al igual que los factores ya mencionados, las propiedades geomecánicas de los macizos rocosos, determinaran la resistencia de las discontinuidades y de la matriz rocosa, las cuales controlaran el comportamiento mecánico en los macizos rocosos. El comportamiento del macizo rocoso dependerá mucho de las discontinuidades que esté presente, así como de las características de estas discontinuidades; tales como lo son resistencia al corte; que dependerá de su naturaleza y origen, continuidad, espaciado, rugosidad, tipo y espesor de relleno, presencia de agua, etc.

Es de suma importancia identificar los diferentes tipos de fallas que puede presentar un talud dependiendo del material, morfología y estratigrafía que lo conforman, de los cuales haremos mención de algunos, mencionando los principales en taludes conformados por suelos y los principales en taludes de roca.

2.4.- FALLA DE UN TALUD EN ROCA

La falla o deslizamiento de un talud consiste en "movimientos de masas de roca, residuos o tierra, hacia abajo de una ladera" (Cruden et al., 1991). En el término "deslizamiento" se incluyen tanto los procesos de erosión como los procesos de denudación. La naturaleza precisa del proceso no está incluida en la definición e incluye procesos que son producto de la acción de las fuerzas gravitacionales, hidráulicas, etc.

En base a lo que Suárez Díaz (1998) dice, los fenómenos de inestabilidad incluyen, generalmente, una combinación de procesos erosionales y de denudación interrelacionados entre sí y a menudo mezclados. Los procesos geotécnicos activos de los taludes y laderas 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. Los movimientos ocurren generalmente, a lo largo de superficies de falla, por caída libre, movimientos de masa, erosión o flujos. Algunos segmentos del talud o ladera pueden moverse hacia arriba, mientras otros se mueven hacia abajo.

El deslizamiento de un talud se puede representar gráficamente mencionando las diferentes partes que lo conforman, aunque un deslizamiento puede diferenciar en nomenclatura dependiendo del material por el cual esté conformado, ya que por lo regular las fallas o deslizamientos de un talud que está conformado por suelo o mezcla con roca, puede presentar mayores características que un talud que solo es conformado por pura roca. En la Figura 2.7 se esquematiza un movimiento de un talud indicando el nombre de las partes que lo conforman.



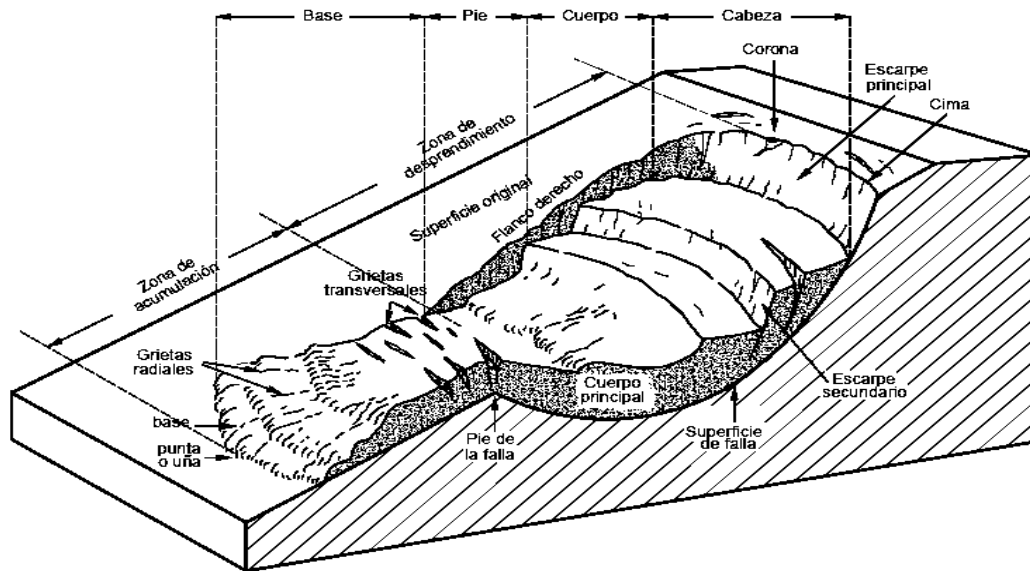


Figura 2.7.- Nomenclatura de las diferentes partes que conforman un deslizamiento (Suarez Díaz, 1998).

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.

Estos son los principales elementos que conforman el deslizamiento de un talud, aunque como ya se mencionó las partes que conforman un movimiento dependerá mucho del material que conforma dicho talud ya sea roca o suelo, ya que de forma más particular las fallas o deslizamientos tanto en suelos como en roca se pueden presentar de diferentes formas.

2.5.- TALUDES DE ROCA Y SUS TIPOS DE ROTURA

Los taludes de roca están condicionados por el grado de fracturación que presenta el macizo rocoso, la orientación de las discontinuidades y su distribución dentro del talud, quedando la estabilidad definida por los parámetros resistentes de las discontinuidades y de la matriz rocosa. Existen taludes compuestos por macizos rocosos muy duros, en los cuales son las discontinuidades las que determinan los planos de falla o rotura; mientras que en los taludes que presentan materiales con poca resistencia o blandos, la matriz rocosa también juega un papel muy importante para determinar los planos de falla.

En los taludes de roca también se presentan tipos de rotura o falla similares que los que se presentan en los taludes que se conforman por suelo, los más comunes con respecto a González de Vallejo et al., (2004) son: rotura plana, en cuña, por vuelco, por pandeo y en curva.

Según González de Vallejo et al., (2004), la rotura de un talud se considera como la forma y zona de falla del material que lo conforma, o como la línea, donde, por acción de factores y características de los taludes, sobrepasa la capacidad que tienen los materiales para soportar esfuerzos.

Las fallas de un talud también se pueden presentar como derrumbes o colapso de material, los cuales ocurren por la deficiencia de resistencia en su función estructural; o en términos de movimientos excesivos, sobrepasando los factores de seguridad ingenieriles por los cuales se constituyó.

2.5.1.- Rotura plana

La rotura plana, regularmente se presenta en el mismo sentido o dirección de la superficie de la inclinación existente, esto debido a la estratificación, a una junta tectónica o una falla, etc. La presencia de discontinuidades y sobre todo, la dirección de las mismas o buzamiento, estén en el mismo sentido de la inclinación, y que estas discontinuidades o línea de falla no esté calzada por el talud, y considerando que el buzamiento debe ser mayor que su ángulo de rozamiento interno, esto puede observarse en la Figura 2.8. Dentro de este tipo de falla o rotura, se clasifican dos principales roturas, la rotura que se presenta a la cara o pie del talud, con o sin alguna grieta de tensión y la rotura por un plano paralelo a la cara del talud, por erosión o pérdida de resistencia del pie.



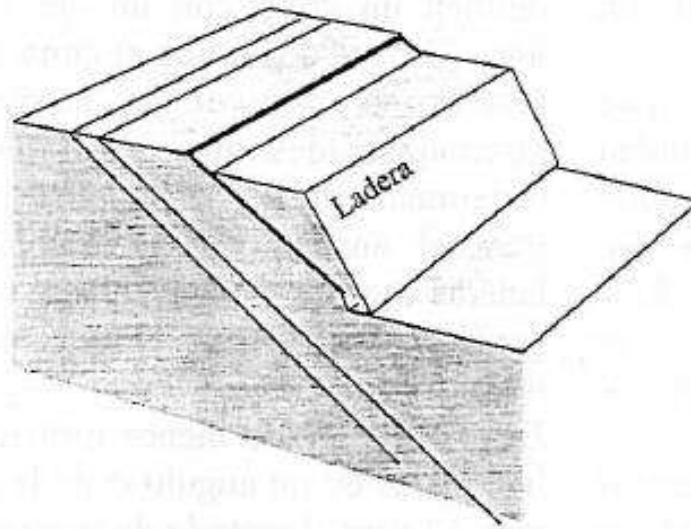


Figura 2.8.- Características físicas que presentan una rotura plana (Lisle y Lesion, 2002).

2.5.2.- Rotura en cuña

La Figura 2.9 muestra la rotura y a la vez un deslizamiento de un bloque en forma de cuña, dicha rotura está formada por dos planos de discontinuidad, a favor de su línea de intersección. Para que este tipo de rotura pueda producirse, se debe de cumplir las condiciones de la rotura plana en cuanto a orientación y buzamiento de discontinuidades, aunque en este caso α es la inclinación de la línea de intersección de los planos. Este tipo de rotura se genera principalmente en caso donde los taludes presentan macizos rocosos con varias familias de discontinuidades, cuya orientación, espaciado y continuidad determina la forma y el volumen de la cuña.

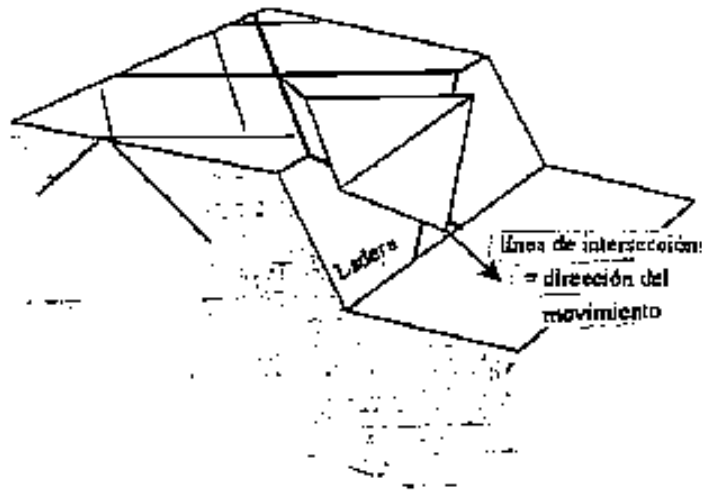


Figura 2.9.- Características físicas que presentan una rotura en cuña (Lisle y Lesion, 2002).



2.5.3.- Rotura por pandeo

Este tipo de rotura es común por causas como, una altura excesiva del talud y por qué el espesor de los bloques definidos por las discontinuidades o buzamientos son pequeñas, existencia de fuerzas externas aplicadas sobre los estratos, existencia de presiones de agua sobre los estratos, concentración desfavorable de tensiones. Su tipo de fractura se presenta a favor de los planos de estratificación paralelos al talud, con buzamiento mayor que el ángulo de rozamiento interno tal y como se muestra en la Figura 2.10.

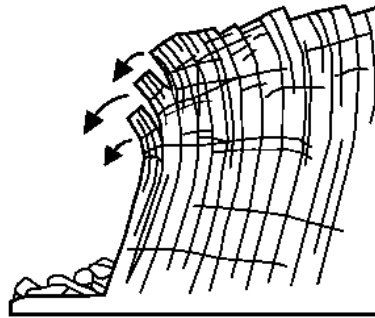


Figura 2.10.- Características físicas que presentan una rotura por pandeo (Suarez Díaz, 1998).

2.5.4.- Rotura en curva o circular

Este tipo de rotura se presenta en macizos rocosos blandos y en macizos muy alterados o intensamente fracturados, dicha rotura tiende a tener un comportamiento isotrópico y donde los planos de discontinuidad no controlan el comportamiento mecánico, prácticamente el comportamiento es como el de un suelo.

Dentro de estas clasificaciones existen otras sub-clasificaciones, dependiendo de la velocidad con la que se mueven las masas de materiales, o por la forma en que se tiene la falla; por ejemplo, a los que presentan fallas circulares, también se le pueden denominar como fallas por movimiento rotacional y a la vez dentro de estos, flujos y coladas, que son movimientos más rápidos e incluso movimientos que no se pueden predecir por el hecho de ser casi instantáneos; este tipo de movimientos son susceptibles en taludes conformados por pequeños fragmentos de roca, suelos granulares finos o arcillas, y estos a la vez se presentan en estado seco o saturado, obsérvese la Figura 2.11.

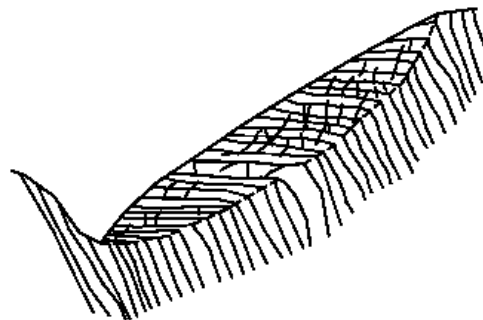


Figura 2.11.- Características físicas que presentan una rotura en curva (Suarez Díaz, 1998).





2.5.5.- Cabeceo

Se desarrolla en la parte superficial de las laderas constituidas por formaciones rocosas intensamente fracturadas (esquistos, filitas, pizarras, flysch) presentando un marcado buzamiento hacia el interior del macizo. Los primeros metros superficiales suelen encontrarse descomprimidos y alterados, condición suficiente para que si se erosiona la parte inferior de la ladera el conjunto alterado tienda a girar hacia abajo (Corominas, 1989). El mecanismo implica además de la rotación de los niveles rocosos, el deslizamiento relativo a través de las discontinuidades preexistentes, obsérvese la Figura 2.12, en la cual se puede observar que sobre una rotura principal puede presentar pequeñas roturas secundarias. La zona donde se produce el cambio de inclinación da lugar a la formación de una zona de debilidad que, a menudo, se convierte en una superficie potencial de deslizamiento. Para algunos autores, el cabeceo se trata simplemente de procesos de alteración química y física de los macizos rocosos.

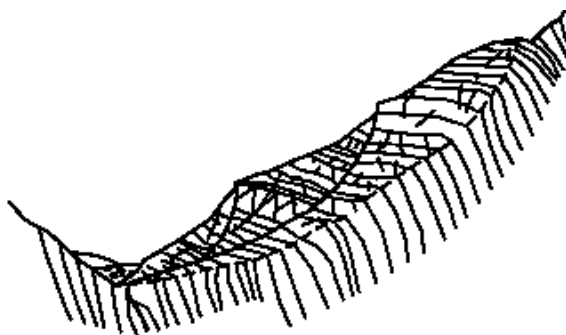


Figura 2.12.- Características físicas que presentan una rotura nombrada cabeceo (Suarez Díaz, 1998).

2.6.- PROPIEDADES FÍSICAS Y MECÁNICAS DE LAS ROCAS

“Se define la roca como un agregado sólido, formado por uno o varios minerales, que se encuentran ocupando grandes extensiones de la corteza terrestre. En mecánica de rocas se habla en muchas ocasiones de roca o roca intacta para referirse a un elemento que no presenta discontinuidades observables a simple vista” (Ramírez y Alejano, 2004).

Existen diferentes tipos de roca, cada una de las cuales tiene sus propias características mecánicas y físicas. A diferencia de la mecánica de suelos o mecánica de sólidos que asume generalmente un comportamiento homogéneo, continuo, isótropo, elástico y lineal. La estructura que presentan las rocas es complicada, ya que bajo su apariencia sólida y homogénea se encuentran anisotropías originadas por grietas, planos de fractura o estratificación, diaclasas y plegamientos, que hacen que su comportamiento mecánico no sea el esperado a primera vista.

Dentro de los materiales rocosos, la composición química de los agregados heterogéneos de sus cristales y sus partículas amorfas, representan aun en escala más pequeña variabilidad de sus propiedades. “La fábrica o petrofabrica de las rocas, consecuencia de su génesis y de su historia geológica, presenta direcciones preferenciales de anisotropía por orientación de cristales y granos, planos de foliación o esquistosidad; los poros, microfisuras, recristalizaciones, etc., imprimen un carácter discontinuo lineal, y la desigual distribución de los minerales y componentes rocosos configura un medio heterogéneo” (Das 2001).

El comportamiento y las características de los materiales rocosos se deben a la alteración y meteorización por procesos físicos y químicos, ya que estos dan origen a nuevos minerales con





diferentes propiedades; estos cambios por lo general se aprecian cuando los análisis se profundizan mucho a la matriz rocosa, porque si se analizan desde el punto de vista de macizo rocoso, el material se considera como isótropo y continuo, aunque Ramírez y Alejano (2004), lo definen como la forma en la que se presentan las rocas en el medio natural, así un macizo rocoso estará definido por la roca y la estructura, que a su vez contendrá planos de estratificación, fallas, juntas, pliegues y otros caracteres estructurales. Los macizos rocosos son por lo tanto discontinuos y pueden presentar propiedades heterogéneas y anisótropas.

A continuación se mencionará la clasificación de las rocas especificando algunas de sus propiedades físicas y mecánicas, según Velousov (1979).

- a) **Las rocas ígneas.** Son muy resistentes, isotrópicas, rígidas, frágiles, densas y de textura entrabada. Su inconveniente se da por presencia de materiales alterables y diaclasamiento.
- b) **Las rocas ígneas plutónicas.** Tienen minerales resistentes, entrabados, se da fallamiento en escalonado de minerales porque son diferentes.
- c) **Las rocas ígneas volcánicas.** Muestran heterogeneidad de minerales; hay falla en poros que afectan la roca, la porosidad le da plasticidad a la masa que si es de rocas masivas y resulta poco porosa.
- d) **Las rocas sedimentarias.** Tienen resistencia media a baja y son ortotrópicas, poco rígidas, dúctiles, porosas y presentan textura cementada-laminada. Su inconveniente es la ortotropía que hace difícil los cálculos de estabilidad y comportamiento del macizo. En las rocas sedimentarias la resistencia depende del grado de cementación y de su densidad. Ella aumenta cuando los granos son finos; si hay disolución en la masa hay porosidad. Los planos de estratificación son zonas de debilidad.
- e) **Las rocas metamórficas.** Se caracterizan por una resistencia medio alta debido a su ortotropía, tenacidad, textura entrabada y baja porosidad. Hay rigidez en el sentido paralelo y plasticidad en el perpendicular, con relación a los planos de clivaje. Su ortotropía dificulta los cálculos. Las rocas metamórficas resultan elásticas por la cristalización de la masa. Son densas por el empaquetamiento. Si hay minerales laminados hay debilidad. Si hay esquistosidad hay zonas de debilidad. Los gneises son como los granitos aunque el bandeamiento les da debilidad.

Por otro lado y mediante la clasificación de Goodman (1980), las clasifica de la siguiente manera:

- a) Rocas cristalinas: granito, basalto, gneiss, caliza, dolomía, mármol, sal común, etc.
- b) Rocas clásticas: areniscas con varios cementos.
- c) Rocas de grano fino: argilitas, limolitas, margas, etc.
- d) Rocas orgánicas: lignito, hulla, antracita, pizarras bituminosas, etc.

Las rocas cristalinas consisten en imbricados de silicatos, carbonatos, sulfatos u otras sales. Los cristales están generalmente separados por microfisuras, las cuales se pueden encontrar también dentro de ellos mismos. En algunos casos, como, por ejemplo, en los carbonatos y en la sal común, a las microfisuras, que dan a la roca un carácter frágil, hay que añadir las dislocaciones de los cristales que originan un comportamiento visco-elástico a presiones de confinamiento bajo.

Las rocas clásticas consisten en granos o conjuntos de otras rocas unidas mediante un cemento. Sus propiedades mecánicas dependen fundamentalmente de las características de dicho cemento. Si este es resistente y une rígidamente los granos, la roca también lo es y se comporta de manera frágil. Por el contrario, si el cemento es poco resistente la roca es friable. La roca de grano fino tiene componentes fundamentales como el limo y la arcilla. Estas partículas se encuentran más o menos cementadas según el proceso geológico, sobre todo en compactación, que hayan sufrido. En las rocas





sedimentarias las propiedades mecánicas están también relacionadas con la porosidad y con el tamaño del grano.

Las principales rocas orgánicas son los carbones. Las antracitas y las hullas son, en general relativamente resistentes pero suelen tener fisuras. Los lignitos son carbones menos resistentes que los anteriores. Todo el conjunto de propiedades de las rocas determinan el comportamiento mecánico de la misma y en el cual también influye el grado de fracturación, meteorización, presencia de agua, orientación y tipo de discontinuidades y el tamaño de los bloques. La variabilidad de las propiedades de las rocas, refleja el comportamiento mecánico, por lo mismo se dice que, las propiedades físicas de las rocas determinan su comportamiento mecánico, determinando estas propiedades mediante técnicas específicas y ensayos de laboratorio.

2.6.1.- Propiedades físicas de la matriz rocosa

Dentro de las clasificaciones con fines geotécnicos de la matriz rocosa se encuentran una serie de parámetros y propiedades básicas, que la identifican y la describen cuantitativamente; estas propiedades son denominadas como propiedades índice y junto con la composición mineralógica y la fábrica, determinan en primera estancia su comportamiento mecánico. Geológicamente la roca debe clasificarse mediante su nombre, mineralogía, textura, tipo de cementación y grado de alteración.

Es un poco complejo obtener y poder determinar estas propiedades debido a los instrumentos necesarios para experimentar. La descripción petrográfica es realizada mediante la observación microscópica de las muestras; con la cual se puede determinar, la composición, textura, fábrica, grado de alteración, microfracturación, porosidad, etc. “El estudio petrofísico permite obtener las propiedades físicas en función de las propiedades petrográficas, como son poros, fisuras, uniones intergranulares, anisotropías, minerales, composición química, etc.” (Monto y Esbert, 1999). En la figura 2.13 se enlistan algunos parámetros físicos y mecánicos de las rocas de forma muy general, mencionando el método y el espacio necesario para su determinación.

	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 (n).	Técnicas del laboratorio.
	Peso específico (γ)	
	Contenido de humedad	
	Permeabilidad (coeficiente de permeabilidad, k)	Ensayo de permeabilidad.
	Durabilidad Alterabilidad (índice de alterabilidad)	Ensayo de alterabilidad
Propiedades mecánicas	Resistencia a compresión simple (σ_c)	Ensayo de compresión uniaxial. Ensayo de carga puntual. Martillo Schmidt.
	Resistencia a tensión (σ_t).	Ensayo de tensión directa. Ensayo de tensión indirecta.
	Velocidad de ondas sísmicas (V_p, V_s).	Medida de velocidad de ondas elásticas en laboratorio.
	Resistencia (parámetros c y ϕ).	Ensayo de compresión triaxial.
	Deformación (módulos de deformación elástica estáticos o dinámicos: E, ν).	Ensayo de compresión uniaxial. Ensayo de velocidad sísmica.

Figura 2.13.- Propiedades de la matriz rocosa y métodos para su determinación (González de Vallejo, 2004)





2.6.2.- Propiedades mecánicas de la roca

Según González de Vallejo (2004), las características mecánicas de la roca se consideran de tipo cuantitativo, permiten predecir el comportamiento mecánico de los macizos rocosos y son directamente aplicables dentro del diseño ingenieril. Estas propiedades alimentan a los modelos de predicción matemáticos para conocer el comportamiento de las estructuras ingenieriles que se construyen sobre macizos rocosos.

Las propiedades mecánicas de las rocas son:

- a) Resistencia a compresión simple (σ_c).
- b) Resistencia a tensión (σ_t).
- c) Resistencia a esfuerzos triaxiales (parámetros c y ϕ).
- d) Resistencia a la deformación (módulos de deformación elástica estáticos o dinámicos: E , ν).

Resistencia a compresión simple (σ_c)

En el estudio de las propiedades de resistencia de una roca se pueden considerar, en general, tres clases de esfuerzos: compresión, tensión y cortante, aunque de acuerdo a sus características la roca puede presentar resistencia a la compresión y resistencia al esfuerzo cortante, la resistencia a la tensión en cambio puede despreciarse.

De acuerdo a González de Vallejo (2004) la resistencia a compresión simple o resistencia uniaxial es el máximo esfuerzo que soporta la roca, sometida a compresión uniaxial, determinada sobre un espécimen cilíndrico sin confinar en el laboratorio, o como la resultante de las tensiones o presiones que existen dentro de un sólido deformable o medio continuo que se caracteriza porque tiende a una reducción de volumen del material.

También se puede estimar de forma aproximada a partir de índices obtenidos de sencillos ensayos de campo, como el ensayo de carga puntual (PLT), o el martillo Schmidt (esclerómetro).

Resistencia a tensión (σ_t)

La resistencia a tensión es el máximo esfuerzo que soporta el material ante la rotura por tensión. El ensayo consiste en someter a una probeta cilíndrica (corazón de roca y/o mineral) a una carga lineal compresiva, actuando a lo largo de su diámetro. El resultado de este esfuerzo compresivo es una tensión horizontal y un esfuerzo compresivo variable. La probeta rocosa y/o mineral se suele romper en la mayoría de los casos separándose en dos mitades según el eje de carga diametral.

Resistencia a esfuerzos triaxiales (parámetros c y ϕ)

La resistencia es función de las fuerzas cohesivas y friccionales del material (además de otros valores extrínsecos al material rocoso). La cohesión, c , es la fuerza de unión entre las partículas minerales que forman la roca. El ángulo de fricción interna, ϕ , es el ángulo de rozamiento entre dos planos de la misma roca, para la mayoría de las rocas éste ángulo varía entre 25° y 45°.

La resistencia de la roca no es un valor único, ya que además de los valores c y ϕ , depende de otras condiciones, como la magnitud de los esfuerzos confinantes, la presencia de agua en los poros o la velocidad de aplicación de la carga de rotura. También, incluso en rocas aparentemente isótropas y homogéneas, los valores de c y ϕ pueden variar según el grado de cementación o variaciones en la composición mineralógica.





Resistencia a la deformación (módulos de deformación elástica estáticos o dinámicos: ϵ , ν)

Es la característica que pueden presentar muestras de roca ante una carga, ya que esta tiende a cambiar de forma, de volumen o bien dos cosas simultáneamente. En cualquiera de estos tres casos la roca se deforma. La deformación puede medirse si hacemos referencia a la variación de longitud de una línea situada dentro de la roca o a la variación de un ángulo β entre dos líneas. La deformación se produce cuando la roca está sujeta a un esfuerzo (fuerza/área) provocado por fuerzas de superficie externas, por fuerzas de tipo gravitatorio o por otras causas, como por ejemplo cambios en el equilibrio térmico interno del mismo. Durante el periodo de aplicación del esfuerzo, este y la deformación son de hecho inseparables, por lo que la mejor forma de analizar y representar esta característica, es analizar mediante gráficas el esfuerzo - deformación.

La resistencia de una roca no es un valor único intrínseco, ya que su comportamiento depende también de sus propiedades intrínsecas, cohesión, ángulo de fricción interno, los ciclos de carga y descarga o la presencia de agua.

2.6.3.- Comportamiento mecánico de las rocas

Se entiende como comportamiento mecánico de las rocas, a la reacción que presenta ante la aplicación de un campo de esfuerzos sobre ellas; estos esfuerzos o tensiones generados por la aplicación de fuerzas, pueden producir deformaciones y roturas, los cuales dependerán principalmente de la resistencia de las rocas.

➤ Deformación

La deformación indica principalmente el cambio en la forma o configuración de un cuerpo, en una roca a los desplazamientos de las partículas que la conforman, al soportar cierta carga. Como se vio en "Propiedades mecánicas de la roca", la resistencia se define como el esfuerzo que la roca puede soportar para unas ciertas condiciones de deformación. Es necesario hacer mención que en relación a la resistencia se pueden presentar, la resistencia de pico, que es el máximo esfuerzo que se puede alcanzar para una cierta deformación, y la resistencia residual es el valor a la que cae la resistencia de algunas rocas para deformaciones elevadas; esta resistencia se produce después de sobrepasar la resistencia pico.

➤ Rotura

La rotura es un fenómeno que se produce cuando la roca no puede soportar las fuerzas aplicadas, alcanzando el esfuerzo máximo correspondiente a la resistencia de pico del material. Aunque generalmente, se supone que la rotura ocurre o se inicia al alcanzarse la resistencia pico, esto es una simplificación de que no siempre ocurre. Tampoco la rotura de la roca tiene por qué coincidir con el inicio de la generación de los planos de fractura (Gonzales de Vallejo; 2004).

El proceso de rotura en las rocas es muy variado y complejo, debido a la variación de los tipos de fenómenos de manera conjunta e interviniendo múltiples factores. Las roturas en las rocas se pueden presentar principalmente por cinco mecanismos diferentes, los cuales se explican a continuación:

- a) Rotura por esfuerzo cortante. Se produce cuando una determinada superficie de la roca está sometida a esfuerzos de corte suficientemente altos, como para que una cara de la superficie





- deslice con respecto a la otra. Son ejemplos las roturas a favor de discontinuidades en taludes de macizos rocosos. Es el caso más habitual de rotura y el más importante.
- b) Rotura por compresión. Se presenta cuando la roca sufre esfuerzos a compresión. Microscópicamente se producen grietas de tensión y planos de corte que progresan en el interior de la roca. No es muy común en la naturaleza o en obras de ingeniería.
 - c) Rotura por flexión. Se produce cuando una sección de roca está sometida a momentos de flexión. Aunque en realidad está sometida a tensiones normales variables, rompiéndose por la zona donde se acumulan las tensiones.
 - d) Rotura por tensión. Este tipo de rotura se produce cuando la disposición y/o estructura del macizo rocoso, hace que una cierta sección de la roca está sometida a una tracción pura o casi pura, son roturas muy difíciles de producirse.
 - e) Rotura por colapso. Una rotura por colapso mecánico se produce bajo condiciones de compresión isotrópica, es decir, cuando el material recibe compresiones en todas direcciones del espacio. La estructura de la roca se rompe, transformándose en un material pulverulento, tipo suelo. Es en un caso particular de la rotura por compresión. Se produce en rocas muy porosas.

➤ **Fractura**

La fractura es la formación de planos de separación en la roca, rompiéndose los enlaces de las partículas para crear nuevas superficies. Se pierden fuerzas cohesivas y permanecen únicamente las friccionantes (Gonzales de Vallejo, 2004).

La fractura de una roca está en función de su resistencia, a su vez a sus propiedades físicas y posteriormente a la magnitud de los esfuerzos aplicados; una muestra de roca a la cual se le aplica cierto esfuerzo, sufre una deformación, y si se continúa incrementando los esfuerzos, puede alcanzar la rotura o fractura tal como se muestra en el diagrama de la Figura 2.14, iniciando con una respuesta lineal o proporcional ante el efecto esfuerzo deformación, para posteriormente presentar fracturación entre sus partículas y lógicamente una mayor deformación hasta alcanzar la ruptura.

Las rocas al ser sometidas a esfuerzos, pueden tener principalmente dos comportamientos completamente y distintos durante su deformación: comportamiento elástico y comportamiento plástico.

- En el comportamiento elástico, la deformación es proporcional al esfuerzo aplicado y es enteramente recuperable (si finalizara el esfuerzo, la roca adquiriría su forma original). A su vez se diferencian dos subtipos:
 - El comportamiento hookeano, en el cual la recuperación es instantánea y es aquel en el cual existe una relación lineal, es decir, el esfuerzo aplicado es directamente proporcional a la deformación obtenida y además, la respuesta es instantánea como se observa al principio de la aplicación de la carga hasta llegar al punto “a” del diagrama de la Figura 2.14.
 - El comportamiento elástico-viscoso, en el que la recuperación es retardada. En el comportamiento plástico, la deformación no es proporcional al esfuerzo, sino al tiempo; al contrario que en el otro tipo de comportamiento, la deformación no es totalmente recuperable, sino que es permanente. La roca se deforma permanentemente sin recuperar su estado inicial al cesar el esfuerzo, sufriendo cambios de tamaño y forma, tal como se muestra en el diagrama de la Figura 2.14 en los intervalos de los puntos a-b, b-c y c-d.



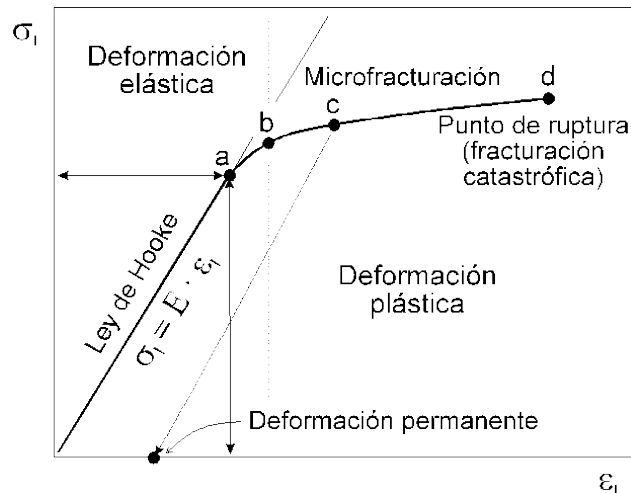


Figura 2.14.- Diagrama de deformación de un cuerpo (González de Vallejo, 2004).

Los factores que influyen en el comportamiento de las rocas son:

- Litología: el comportamiento de cada material será diferente al resto, independientemente de las condiciones en que se encuentre.
- Temperatura: reduce el esfuerzo necesario para alcanzar una cierta deformación (disminuye el campo elástico) o llegar a la rotura, y aumenta la deformación plástica pre-rotura; en casos de temperaturas elevadas el material puede no romperse nunca (comportamiento dúctil).
- Presión confinante: aumenta el campo elástico y el límite de plasticidad, aumenta el esfuerzo necesario para la rotura, y aumenta la deformación pre-rotura (el campo plástico) de modo que en grandes presiones, las rocas tienden a comportarse muy dúctilmente.
- El tiempo de deformación: esfuerzos pequeños inferiores al límite de plasticidad pueden dar lugar a deformaciones permanentes considerables si se aplican durante largo tiempo.
- El esfuerzo aplicado: altera principalmente la capacidad de carga del material que conforma la estructura de la roca, deformándolo y fracturándolo, los cuales influyen en la resistencia ante otros factores secundarios.
- La velocidad de deformación: a mayor velocidad de deformación la roca se comporta más resistente, aumentando su límite de plasticidad y su esfuerzo de rotura.
- La presión de fluidos: rebaja el esfuerzo necesario para alcanzar una cierta deformación o llegar a la rotura.

Si durante la deformación domina un comportamiento elástico o si se llega a la rotura con poca o ninguna deformación, se dice que el material es un material frágil, considerando que tiene una escasa o nula capacidad para fluir. A las rocas con este comportamiento se les denomina rocas competentes.

Si por el contrario, durante la deformación domina un comportamiento plástico o si se llega a la rotura con mucha deformación, se dice que el material es un material dúctil, y que tiene capacidad para fluir. A las rocas con este comportamiento, se les denomina rocas incompetentes. La Figura 2.15, muestra gráficamente el comportamiento de las rocas al ser sometidas a esfuerzos y dependiendo si se caracterizan por ser dúctiles, frágiles o plásticas. La imagen del lado derecho es ideal para un material dúctil; la del centro es para un material frágil y la imagen de la izquierda, es para un material plástico.



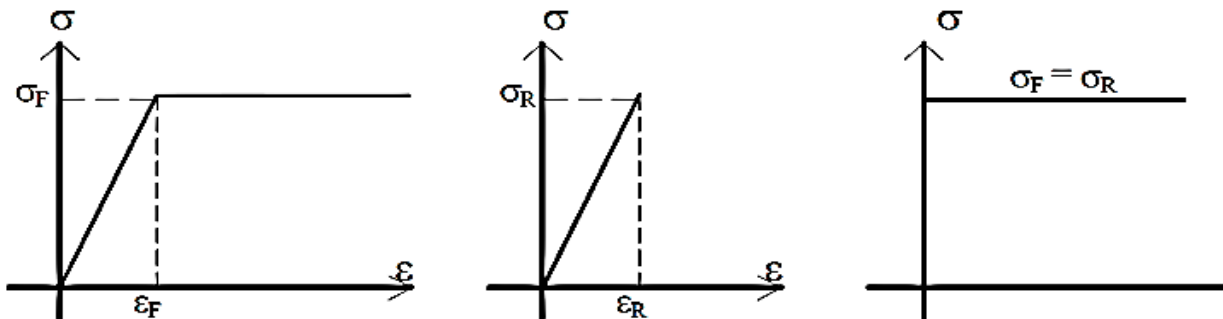


Figura 2.15.- Modelos de comportamiento tenso-deformación (González de Vallejo, 2004).

2.7.- TALUDES EN SUELO Y SU CLASIFICACIÓN SEGÚN SU DESLIZAMIENTO

Hunter y Fell (2003) indican que los taludes conformados regularmente por suelos presentan una rotura o superficie de falla aproximadamente circular, presentando la falla o deslizamiento al pie del talud o también puede manifestarse pasando la línea de falla por debajo del pie del talud como se muestra en la Figura 2.16.

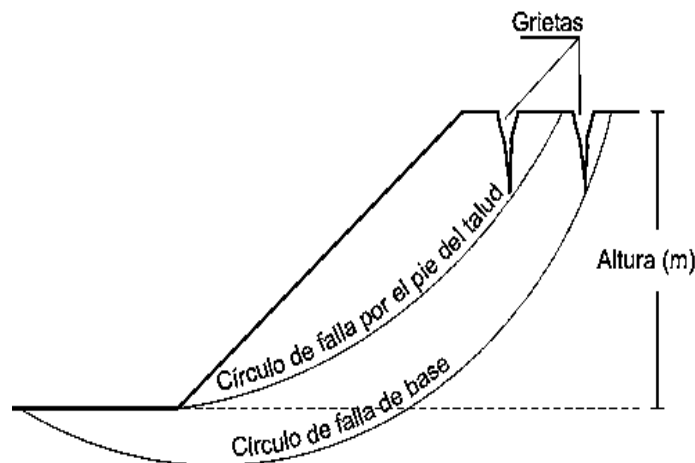


Figura 2.16.- Superficie de falla de un talud de suelo (Skempton A.W. Hutchinson J.N., 1969).

En ocasiones pueden presentarse fallas de rotura plana o rotura según una poligonal, estos dos últimos tipos de roturas en suelos, se presentan principalmente cuando en la parte inferior se tienen estratos más duros (roca).

Varnes (1978) menciona que el deslizamiento de un talud se produce por la rotura y posterior desplazamiento de una cuña de suelo a lo largo de un plano de debilidad, lo que ocasiona un desmoronamiento total o parcial de dicho talud. Las causas que producen este desplazamiento son muy diversas como lo son a consecuencia de filtraciones de agua, vibraciones, socavaciones, etc. Los deslizamientos en suelos se clasifican como deslizamientos rotacionales, deslizamientos traslacionales, flujos, coladas de tierra, corrientes de derrubios, avalanchas, aludes, entre otros; los cuales se definen a continuación.





2.7.1.- Deslizamientos rotacionales

La rotura se produce a lo largo de una superficie curvilínea y cóncava. El terreno experimenta un giro según un eje situado por encima del centro de gravedad de la masa deslizada. El material de cabecera efectúa una inclinación contra ladera, generando depresiones donde se acumula el agua e induce nuevas reactivaciones. Este tipo de mecanismo es característico de suelos cohesivos homogéneos y de macizos rocosos intensamente fracturados. En materiales arcillosos, especialmente si hay presencia de agua, el pie puede evolucionar hacia un deslizamiento de tierras o colada de tierras.

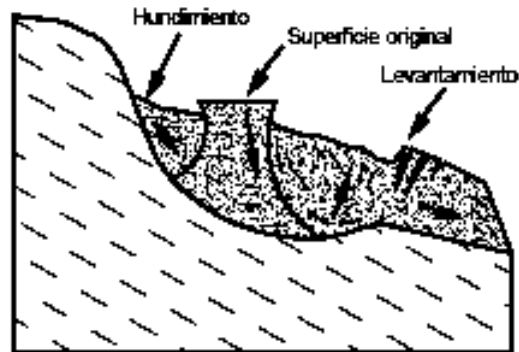


Figura 2.17.- Deslizamiento rotacional típico (Suarez Díaz, 1998).

2.7.2.- Deslizamientos traslacionales

Tiene lugar a lo largo de una superficie de rotura plana u ondulada. La masa deslizada puede proseguir por la ladera. Los componentes de la masa desplazada se mueven a la misma velocidad y siguen trayectorias paralelas. A medida que un deslizamiento traslacional progresa puede romperse, en particular si aumenta la velocidad. Entonces, la masa disgregada viene de un flujo.

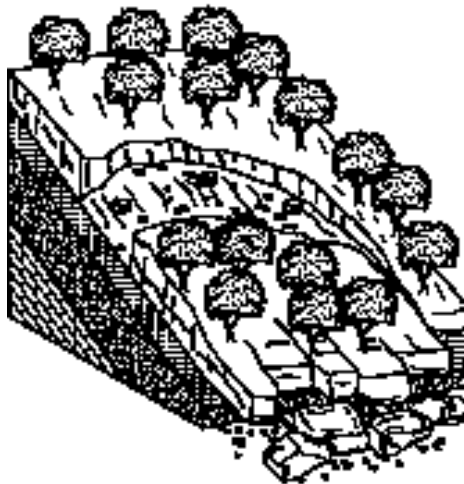


Figura 2.18.- Deslizamiento traslacional (Suarez Díaz, 1998).





2.7.3.- Flujos

Según Corominas y García Yagüe (1997) los flujos son movimientos espacialmente continuos en los que las superficies de cizalla tienen corta vida, se encuentran muy próximas y generalmente no se conservan. La distribución de velocidades en la masa desplazada se parece a la que se presenta en un fluido viscoso. Por este motivo, la masa movida no conserva la forma en su movimiento descendente, adoptando a menudo, formas lobuladas cuando intersectan a materiales cohesivos y desparramándose por la ladera o formando conos de deyección cuando afectan a materiales granulares.

Existe una gradación desde los deslizamientos a los flujos dependiendo del contenido de agua, movilidad y evolución del movimiento. Un deslizamiento de derrubios puede convertirse en una corriente o avalancha de derrubios a medida que el material pierde cohesión, incorpora agua y discurre por pendientes más empinadas.

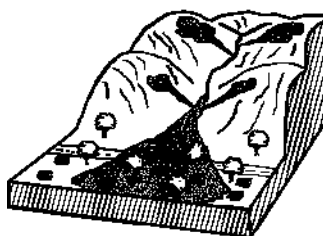


Figura 2.19.- Flujos (Suarez Díaz, 1998).

2.7.4.- Coladas de tierra

Es la deformación plástica, lenta y no necesariamente muy húmeda, de tierra o rocas blandas (flysch, pizarras, filitas), en laderas de inclinación moderada. Cuando predominan los materiales cohesivos con un elevado contenido de limos y arcillas, se les denomina coladas de barro (Corominas y Alonso, 1984; Ayala et al., 1987). En este caso, adoptan una forma alargada, lobulada en el pie, formando un volumen positivo sobre la superficie original del terreno. El estiramiento del material y el correspondiente cambio de forma caracterizan el movimiento como un flujo.

En numerosas ocasiones se ha observado que las coladas de tierra y de barro tienen su inicio al pie de deslizamientos. Algunos autores han observado que algunas formas de coladas de barro progresan principalmente por deslizamiento sobre superficies de cizalla con moderada deformación interna (Hutchinson, 1988), en este caso se denominan deslizamiento de tierras.

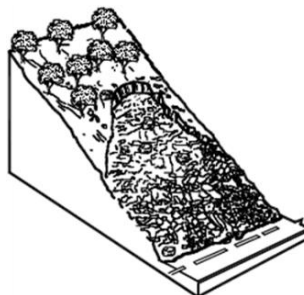


Figura 2.20.- Colada (Suarez Díaz, 1998).





2.7.5.- Corriente de derrubios

Johnson (1970) definió la corriente de derrubios como movimientos rápidos de material detrítico en el que predomina la fracción gruesa, es decir, arenas, gravas y bloques; mientras que Varnes (1978) las definió como un movimiento en masa rápido de un cuerpo de sólidos granulares, agua y aire, que se mueve como un flujo viscoso; El contenido de agua es elevado y la fracción sólida puede llegar a constituir el 80% en peso de la masa en movimiento. La corriente puede bajar tanto por laderas abiertas como canalizada por vaguadas u hondonadas del terreno, dando lugar a morfologías diferentes. Debido a la baja de cohesión de sus componentes, se desparrama en la parte inferior de las laderas sin generar un depósito de forma específica, pero cuando se canaliza por barrancos suelen dar lugar a conos de deyección.

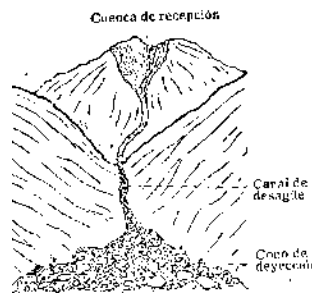


Figura 2.21.- Corriente de derrubios (Suarez Díaz, 1998).

2.7.6.- Avalanchas o aludes

Ayerbe y Vallés (1967) mencionan que estos son movimientos de grandes masas de tierra, fragmentos de rocas o derrubios que se mueven a gran velocidad, en ocasiones, superiores a los 50 m/s. El término avalancha no implica necesariamente un mecanismo distinto al de los previamente definidos en otros flujos, como las corrientes de derrubios. De todos modos su gran velocidad ha sugerido la existencia de otros mecanismos como el flujo granular turbulento, el desplazamiento sobre colchones de aire o la transferencia de momentos entre las partículas en movimiento. Igual que ocurre con los desprendimientos, el relieve es el que condiciona que la rotura de grandes volúmenes de roca o suelos derive hacia una avalancha o se mantenga como un deslizamiento o una corriente. En las avalanchas de derrubios, por el contenido de agua o por efecto de la pendiente, el conjunto puede licuefacerse, al menos parcialmente, fluir y precipitarse hacia abajo, a menudo a través de una cañada, alcanzando grandes distancias, a veces, decenas de kilómetros.

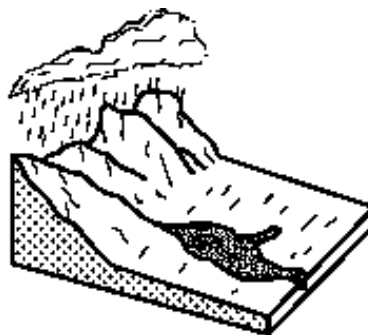


Figura 2.22.- Avalanchas (Suarez Díaz, 1998).





2.8.- PROPIEDADES FÍSICAS Y MECÁNICAS DE LOS SUELOS

2.8.1.- Suelos

En el presente subcapítulo se menciona de forma general los diferentes tipos de suelos, mencionando su origen, comportamiento y función en el área de la construcción, así como sus características, para así poder analizarlos según los criterios de clasificación.

2.8.2.- Definición

Referido al latín Solum, se puede establecer como significado de suelo, todo lo relacionado a tierra.

Suelo, es un término del que hacen uso diferentes profesantes. La interpretación varía de acuerdo con sus respectivos intereses (Juárez Badillo, 2006). Es por eso que no todos los profesionistas tendrán el mismo concepto de esta palabra, debido a que los intereses varían según el objetivo de la investigación o trabajo a desempeñar.

Según lo establecido por Arias Rivera (1993), se hará referencia al suelo como el conjunto de partículas producidas por la descomposición de las rocas, presentando vacíos entre sus partículas, los cuales en ocasiones pueden o no estar ocupados por agua.

2.8.3.- Origen

A través de un proceso de desintegración mecánica y descomposición química, las rocas de la corteza terrestre forman los materiales sueltos que se encuentran en ella.

- El término “suelo” ha sido definido de diferentes maneras, ya sea que dicha definición provenga del geólogo, del agrónomo o del ingeniero civil.
- El geólogo define al suelo como el material resultante de la descomposición y desintegración de la roca por el ataque de agentes atmosféricos.
- El agrónomo, según Tschebotarioff (1958), define al suelo como la delgada parte superior del manto de rocas en que penetran las raíces de las plantas, de donde estas toman el agua y las demás sustancias necesarias para su existencia.
- Algunos ingenieros civiles (Rico y Del Castillo, 1995), definen al suelo como el conjunto de partículas minerales, producto de la desintegración mecánica o de la descomposición química de rocas preexistentes.
- En cambio Jumikis (1969) lo define como sedimentos no consolidados y depósitos de partículas sólidas derivadas de la desintegración de las rocas.
- La definición de suelo según Crespo Villalaz (2004), es una delgada capa sobre la corteza terrestre de material que proviene de la desintegración y/o alteración física y/o química de las rocas y de los residuos de las actividades de los seres vivos, que sobre ella se asientan.

Los suelos tienen su origen en los macizos rocosos preexistentes que constituyen la roca madre, sometida a la acción ambiental disgregadora de la erosión en sus tres fases:

- a) Desintegración Física: Se da a través de la congelación de agua, esfuerzos téóricos, efectos abrasivos del agua y el viento, efectos de la gravedad.
- b) Descomposición Química: La descomposición química ocurre en presencia de agua (principalmente) y otras sustancias naturales, lo que da lugar, en general a suelos finos.





- c) Descomposición Biológica: Producida por actividad bacteriana, induciendo putrefacciones de materiales orgánicos y mezclando el producto con otras partículas de origen Físicoquímico, actuando de elemento catalizador, etc.

2.8.4.- Propiedades de los suelos

De acuerdo con Arias Rivera (1993), las principales propiedades de los suelos que en menor o mayor grado perturban de manera significativa el comportamiento de las obras civiles son:

- a) Compresibilidad. Relacionada a la deformación que sufre un material al aplicarse una carga o al disminuir su volumen.
- b) Resistencia al corte. La resistencia de un material puede medirse por el esfuerzo cortante máximo que puede soportar ese material, el esfuerzo límite es aquel que causa la falla en el suelo por fractura o por flujo plástico.
- c) Permeabilidad. Es la propiedad que tiene el suelo de transmitir el agua y el aire, es una de las cualidades más importantes que han de considerarse para la construcción.

2.8.5.- El suelo como material de construcción

De acuerdo con Lambe (2001) el suelo es el material de construcción más abundante sobre el mundo y en muchas zonas constituye, de hecho, el único material disponible localmente. Desde el periodo neolítico, el suelo se ha utilizado para la construcción de monumentos, tumbas, viviendas, vías de comunicación y estructuras para retención de agua.

Cuando se emplea como material de construcción se debe seleccionar el tipo adecuado de suelo, así como su método de colocación y luego, controlar su colocación.

2.8.6.- Tipos de suelo

Con respecto a Crespo Villalaz (2004) los suelos se pueden clasificar de la siguiente manera:

a) Suelos Residuales

Son aquellos que se originan cuando los productos de la meteorización de las rocas no son transportadas como sedimentos, si no que se sedimenten en el lugar. Si la velocidad de descomposición de la roca supera a la de arrastre de los productos de descomposición, se produce una acumulación de suelo residual. Entre los factores que influyen sobre la velocidad de alteración en la naturaleza de los productos de meteorización están el clima, el tiempo, la naturaleza de la roca madre, la vegetación, el drenaje y la actividad biológica.

El perfil de un suelo residual puede dividirse en cuatro principales zonas como se muestra en la Figura 2.23 y se explica en seguida:

- A. La zona superior, es en la que existe un elevado grado de meteorización pero también cierto arrastre de materiales.
- B. La zona intermedia, en cuya parte superior existe una cierta meteorización pero también cierta deposición hacia la parte inferior de la misma.
- C. La zona parcialmente meteorizada, que sirve de transición del suelo residual a la roca original no alterada.



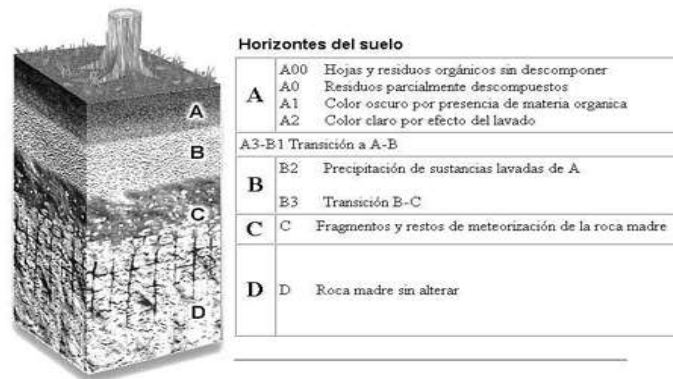


Figura 2.23.- Suelos residuales (La Nación Revista, Especial Ecología, 1999).

b) Suelos transportados

Los suelos transportados son aquellos formados por productos de alteración de las rocas removidos y depositados en otro sitio diferente al de su origen, siendo los principales agentes de transporte el agua, el viento, los glaciares, la gravedad, etc. De acuerdo a su forma de transporte estos suelos se pueden dividir en:

- Suelos aluviales: En este el principal agente transportador es el agua.
- Suelos lacustres: Estos suelen crearse por acarreo de ríos, sedimentándose debido a la pérdida de velocidad en algunos tramos.
- Suelos eólicos: Son los que han sido transportados y depositados debido a los efectos del viento.
- Depósitos de pie de monte: Son formados por la interacción directa de la gravedad y se constituyen de gran diversidad de materiales.

2.8.7.- Propiedades físicas de los suelos

La adecuada relación entre los componentes del suelo determina la capacidad de este, de tal manera que la proporción de los componentes determina una serie de propiedades que se conocen como propiedades físicas o mecánicas del suelo (textura, estructura, consistencia, densidad, aireación, temperatura y color).

Según Juárez Badillo y Rico Rodríguez (2005) un suelo nunca es un mero agregado desprovisto de organización; al contrario, sus partículas se disponen siempre en forma organizada, siguiendo algunas leyes fijas y según la acción de las fuerzas naturales susceptibles de análisis.

2.8.8.- Características de los suelos gruesos

En los suelos formados por partículas grandes, las fuerzas que intervienen para formar la estructura son bastante bien conocidas y sus efectos son relativamente simples de analizar, debido también a que su estructuración es verificable a simple vista. Los suelos formados por partículas muy pequeñas, los esfuerzos que intervienen en su estructuración son de carácter mucho más complejo y las estructuras resultantes son solo parcialmente verificables por métodos indirectos, relativamente complicados.





La estructura que comprende a los suelos gruesos se puede considerar como simple, debido a que en esta las partículas se apoyan unas sobre otras de forma continua, debido a su peso propio.

El comportamiento de un suelo grueso está delimitado por una serie de factores importantes, entre los cuales destacan los siguientes:

- a) Condiciones de drenaje. la presencia del agua en un suelo grueso es desfavorable, debido a que disminuye su resistencia al corte y a su vez incrementa de manera importante su compresibilidad.
- b) Compacidad del suelo. Sin duda alguna este es el factor más relevante, debido a que un suelo compacto es de mayor utilidad que uno que se encuentre en estado suelto.
- c) Estratigrafía. Estas son las capas horizontales que conforman el suelo.
- d) Granulometría. Dentro de esta se puede en general distinguir dos aspectos de suma importancia: su distribución granulométrica y del mismo modo el tamaño de las partículas conformadoras.
- e) Dureza de los granos.
- f) Forma de los granos.
- g) Rugosidad de las partículas.

2.8.9.- Características de los suelos finos

A diferencia de los suelos gruesos, la estructura que comprende a los suelos finos es de una complejidad más alta, debido a que dentro de esta influyen de manera directa las fuerzas electromagnéticas propias de partículas de dimensiones iguales y de las fuerzas de origen molecular.

Debido a que las partículas que conforman este tipo de suelo son microscópicas, hacen más complejo su estudio ya que no son apreciadas a simple vista. Según Juárez Badillo y Rico Rodríguez (2005) las estructuras más comunes de estos suelos son:

Panaloide. Ésta estructura se considera típica en granos de pequeño tamaño (0.002 mm de diámetro o algo menores) que se depositan en un medio continuo, normalmente agua y en ocasiones aire, su estructura se aprecia en la Figura 2.24.

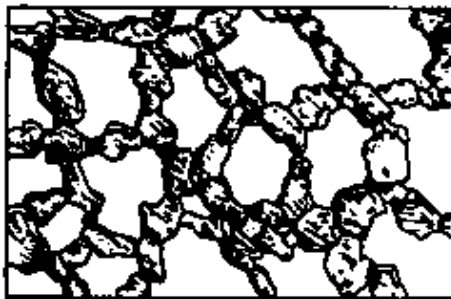


Figura 2.24.- Estructura Panaloide (Juárez Badillo; 2005).

En estas partículas, la gravitación ejerce un efecto que hace que tiendan a sedimentarse, pero dada su pequeña masa, otras fuerzas naturales pueden hacerse de magnitud comparable; concretamente, si la partícula, antes de llegar al fondo del depósito, toca a otra partícula ya depositada, la fuerza de adherencia desarrollada entre ambas, puede neutralizarse al peso, haciendo que la partícula quede





detenida antes de completar su carrera; otra partícula puede ahora añadirse y el conjunto de ellas podrá llegar a formar una celda, con cantidad importante de vacíos similar a la forma de un panal.

Floculenta. Cuando en el proceso de sedimentación, dos partículas de diámetros menores de 0.02 mm llegan a tocarse, se adhieren con fuerza y se sedimentan juntas; así, otras partículas pueden unirse al grupo, formando un grumo, con estructura similar a un panal. Los fóculos se unen entre sí para formar panales, que se depositan conjuntamente, formando al tocar el fondo nuevos panales y dando lugar a una forma extraordinariamente difusa de estructura floculenta, como se observa en la Figura 2.25.

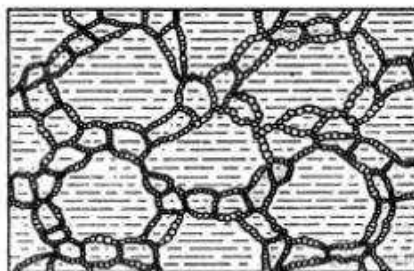


Figura 2.25.- Estructura Floculenta (Juárez Badillo; 2005).

Estructura compuesta. Tanto las estructuras panaloides como las estructuras floculentas son muy raras de encontrarlas en la naturaleza, ya que regularmente es más común encontrar en los suelos reales, estructuras definidas como un esqueleto constituido por los granos gruesos y por masas coloidales de floculós que se entrelazan, su estructura se muestra en la Figura 2.26.



Figura 2.26.- Estructura compuesta (Casagrande, 1980).

Dispersa. Cualquier perturbación que pueda existir, como deformación por esfuerzo cortante, tiende en general a disminuir los ángulos entre las láminas de material. Conforme esto sucede actúan entre las partículas presiones osmóticas inversamente proporcionales al espaciamiento de ellas, lo anterior se puede apreciar en la Figura 2.27.



Figura 2.27.- Estructura dispersa (Juárez Badillo, 2006).





Por otro lado he independientemente de la estructuración de los suelos, otra principal característica que los diferencian son sus características geométricas por tamaños, ya que dependiendo de las dimensiones de las partículas que los componen pueden obtener o adquirir un nombre, por los que comúnmente se les conoce.

2.9.- Clasificación de un suelo.

En la naturaleza, los suelos rara vez existen separadamente como grava, arena, limo, arcilla o materia orgánica, sino que generalmente se encuentra en forma de mezclas con proporciones variadas.

De acuerdo a Crespo Villalaz (2004) los suelos orgánicos casi siempre se forman in situ, ya sea en forma de humus o de materia no descompuesta, o en su estado de descomposición, por lo regular este se presenta en zonas pantanosas donde se llegan a depositarse espesores considerables, a este material se le conoce como turba y se caracteriza por ser de un color negro o café oscuro.

De acuerdo a lo establecido por Juárez Badillo (2005) se puede decir que debido a la dificultad y a la infinita variedad con que los suelos se presentan en la naturaleza, cualquier intento de sistematización científica, debe de ir precedido por otro de clasificación completa.

Según González de Vallejo (2004) y Crespo Villalaz (2004), así como en base a las normas D.I.N., A.S.T.M., A.E.N.O.R., entre otras, la clasificación de los suelos se puede hacer en cuatro grupos en función de su granulometría:

Gravas, son acumulaciones sueltas de fragmentos de rocas, cuando son acarreadas por aguas las gravas sufren desgaste en sus aristas y son redondeadas, estas se caracterizan por presentar tamaños de granos entre los 10 cm y 2 mm, los cuales pueden ser observables directamente. No retienen agua, por la inactividad de su superficie y los grandes huecos existentes entre sus partículas.

Arenas, material de granos finos procedentes de la denudación de las rocas o de su trituración artificial, las partículas que las conforman van comprendidas entre 2 y .060 mm, se pueden observar a simple vista. Cuando se mezclan con el agua no se forman agregados continuos, sino que se separan de ella con facilidad. Las arenas estando limpias no se contraen al secarse, no son plásticas, son mucho menos compresibles que las arcilla y si se aplica una carga en su superficie, se comprimen casi de manera inmediata.

Limos, son suelos de granos finos con poca o ninguna plasticidad, pudiendo ser limo inorgánico como el producido en canteras, o limo orgánico como el que suele encontrarse en los ríos, siendo en este caso de características plásticas. Las partículas que los comprenden están entre 0.060 y 0.002 mm, en base a lo que Crespo Villalaz (2004) indica en su obra y en relación a algunas otras normas, el valor de 0.002 mm lo sustituye por 0.005 mm. Retienen el agua mejor que los tamaños de las arenas. Si se forma una pasta agua-limo y se coloca sobre la mano, al golpear con la mano se ve como el agua se expulsa con facilidad.

Arcilla, formadas por partículas con tamaños inferiores a los limos 0.002 mm. Están formadas, principalmente, por minerales de silicatos, constituidos por cadenas de elementos tetraédricos y octaédricos, unidas por enlaces covalentes débiles, pudiendo entrar las moléculas de agua entre las cadenas y produciendo, a veces, aumentos de volumen. Se caracterizan por tener una capacidad muy grande de retención de agua y a la vez por esa misma razón se consideran los materiales más problemáticos.





3.- CARACTERIZACIÓN DE LOS MATERIALES PARA LOS TALUDES

Los ensayos son procesos que se llevan a cabo para la adquisición de información de los materiales, dichos procesos se dividen en: ensayos destructivos, los cuales consisten en someter las muestras de materiales, en este caso de roca y suelo, a cargas o algunos otros agentes que puedan alterar o modificar su estructura, con la finalidad de simular los efectos reales que sufren al estar expuestos a los factores que actúan sobre ellos de forma natural, acelerando el comportamiento de los materiales para determinar el deterioro que sufrirán en un determinado tiempo; el otro tipo son los ensayos no destructivos que se refiere, a realizar algunos procesos de prueba mediante instrumentos calibrados de propagación de ondas y que dependiendo de la velocidad con que estas ondas se propagan a través de las partículas de los materiales, se puede determinar sus características físicas y mecánicas, algunas pruebas de este tipo se pueden realizar mediante instrumentos como el esclerómetro (empleado para conocer la resistencia de la roca), instrumentos para estudios geofísicos etc.

En la evaluación de la estabilidad de un talud como excavación en roca, suelo o mezcla de ambos, es importante determinar algunas de las propiedades ingenieriles, las cuales consisten en:

- Propiedades físicas y mecánicas de los materiales, sean roca o suelo.
- Propiedades de las discontinuidades que limitan los bloques de roca.

Las excavaciones en el macizo rocoso o en mezcla con suelo, son afectadas por la resistencia al corte de las discontinuidades o por la línea de falla que puedan presentar; su resistencia para propósitos de diseño puede ser notablemente reducida, ya que estas pueden interpretarse y formar cuñas potencialmente inestables, o bien pueden orientarse e inclinarse formando planos de deslizamiento. El comportamiento del macizo rocoso está bien influenciado por las condiciones de las juntas como la rugosidad de las superficies, alteraciones y material de relleno si está presente, el material de relleno puede ser residuos de roca demasiado intemperizada (suelo) o material compuesta por pequeños fragmentos de la misma roca.

La resistencia del macizo así como el comportamiento mecánico del material de suelo, en su totalidad debe ser considerada en el diseño de estructuras, como en excavaciones o cortes de talud; por lo cual la caracterización geomecánica incluye los procedimientos y técnicas para evaluar la resistencia de un material bajo condiciones de esfuerzo que pueden provocar inestabilidad de un talud rocoso, de suelo o mezcla de ambos. Principalmente se debe de considerar dos tipos de investigación, el primero sería mediante ensayos de laboratorio para muestras tomadas directamente de la zona en estudio y el segundo el reconocimiento a detalle "in situ" que describe las características físicas que conforman dicho talud, indicando espesores de los diferentes tipos de material, características hidrológicas, fallas, fracturas, direcciones y características geométricas de las mismas.

Existen diferentes tipos de ensayos que se aplican a los diferentes materiales, estos generalmente se realizan en laboratorio, de los cuales están los ensayos de densidad y absorción, carga puntual e intemperismo acelerado, estos en cuanto a roca se refiere, mientras que en suelos se realizan pruebas de granulometría, límites de atterberg, compactación y pruebas triaxiales; los ensayos que se realizan en campo son de esclerometría, análisis hidrogeológicos y geomecánicos, ensayos que principalmente son efectuados al macizo rocoso.





3.1.- MUESTREO PARA EL ANÁLISIS DE LOS MATERIALES

En base al manual “Métodos de muestreo y prueba de los materiales (M-MMP-1-01/03), dice que se deberán obtener muestras considerables de tal manera que permitan realizar los diferentes tipos de ensayos y así poder determinar sus características físicas y mecánicas, tanto de material rocoso como de suelo. El número, tipo, y localización de las muestras deben definirse en función del reconocimiento geológico y de las características geométricas del área en estudio. El muestreo siempre estará orientado a la generación de la información necesaria, que pueda tener representaciones considerables y poder obtener los parámetros necesarios para la simulación y modelación.

Se debe tomar muestras representativas de los materiales apropiados para generar la información necesaria. El número, la distribución y el tipo de las muestras requeridas dependen de los ensayos que se efectuarán. Cada muestra debe identificarse cuidadosamente con el número del talud, anotando el kilometraje del cual fue tomada, véase la Figura 3.1, además se debe tener cuidado que no se altere por ningún factor.



Figura 3.1.- Selección de muestras de material para realizar las pruebas en laboratorio (SCT, 2003).

Así mismo se deberá cuidar y tener en cuenta que las muestras que se tomen en cada una de las áreas que se pretenda analizar, presenten características representativas de las cuales se pueda obtener información. Las muestras deben presentar características sanas como características alteradas para una mejor caracterización real, por otro lado hay que considerar muestras que ya están desprendidas de los cortes para así evitar una continua degradación de la estructura. Una vez realizado el muestreo de los materiales, se procede a la realización de los diferentes tipos de ensayos de los cuales se mencionan en los siguientes apartados.





3.2.- ANÁLISIS Y CARACTERIZACIÓN DE ROCAS

3.2.1.- Ensayo de densidad y absorción a en rocosas

➤ Densidad

La densidad es una propiedad elemental y fundamental de los materiales, relacionada con la naturaleza de sus constituyentes y la porosidad existente entre ellos. La densidad se define como la masa por unidad de volumen, y se expresa en Kg/m³.

Para realizar esta prueba, atenderemos cada uno de los pasos que señala el procedimiento mostrado en la norma ASTM C127 “Método de prueba estándar para la densidad, densidad relativa (gravedad específica) y Absorción de Agregado Grueso”. El procedimiento de este ensayo tiene como propósito determinar la densidad media de una cantidad de partículas de agregado grueso, y la absorción del agregado grueso.

Cálculos

El cálculo para determinar la densidad sobre la condición de secado en horno del agregado se hace a través de:

$$\text{Densidad} \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} = \frac{A}{V}$$

donde:

A = Masa de la muestra secada al horno en aire, kg.

B = Masa de la muestra saturada de superficie seca en el aire, kg.

V = Volumen de agua desalojado, m³.

➤ Absorción

Para esta prueba se toma como referencia la norma ASTM C127-04 y se emplea el apartado para determinar la absorción del agregado grueso, el cual consiste en medir el incremento de la masa del agregado, por la absorción de los poros del material, pero despreciando el agua adherida superficialmente. Para el cálculo de la absorción se considera la siguiente expresión matemática:

$$\text{Absorción, \%} = [(B - A)/A] \times 100$$

Dónde:

A = Masa de la muestra secada al horno en aire, g.

B = Masa de la muestra saturada de superficie seca en el aire, g.





3.2.2.- Ensayo de durabilidad

Este ensayo permite determinar la resistencia de la roca a la alteración y desintegración al estar sometida a ciclos sucesivos de inmersión en agua, secado y abrasión. El método de ensayo se utiliza para estimar cualitativamente la durabilidad de rocas débiles en el entorno de servicio y también para asignar valores cuantitativos de durabilidad. Para poder determinar y realizar este ensayo se hace en base a la norma ASTM D 4644 “Método de prueba de Durabilidad de lutitas y rocas débiles o similares”.

➤ **Material necesario para el ensayo**

Tambor con malla cuadrada de 2 mm de alambre tejido, de forma cilíndrica, con un diámetro de 140 mm y una longitud de 100 mm, los extremos deben ser placas rígidas, con un extremo extraíble. Lo suficientemente fuerte para mantener su forma durante el uso, de tal manera que ni el exterior de la malla ni el interior del tambor queden obstruidos por un soporte. El tambor debe ser apoyado de una forma horizontal de manera que pueda girar libremente alrededor de su eje. El recipiente que se utilice para sumergirse debe tener una capacidad de llenado con fluido a 20 mm por debajo del eje del tambor, y permitirá por lo menos 40 mm de espacio libre sin obstrucciones entre el canal y la parte inferior de la malla.

➤ **Procedimiento**

Preparar una muestra compuesta por al menos diez fragmentos representantes de roca intacta, los fragmentos deberán ser aproximadamente equidimensionales y pesar entre 40 grs y 60 grs cada uno. Estos fragmentos pueden ser de origen natural o pueden ser producidos por la ruptura con un marro. Tales fragmentos pueden obtenerse a partir de núcleos de rocas o de fragmentos desprendidos, sus tamaños podrán variar con el método de muestreo. Las aristas se deberán eliminar a su totalidad, si es posible, y eliminar el polvo con el cepillo de la muestra justo antes del pesaje. El total de la muestra deberá ser entre 450 a 550 grs, tal como se observa la Figura 3.2.

Posteriormente se colocan los fragmentos de roca en el horno durante 16 hrs o hasta peso constante de secado. Permitir que los fragmentos se enfríen a temperatura ambiente durante 20 min antes de pesarlos y de colocarlos dentro del tambor.

Montar el tambor en el motor y dentro del recipiente. Llenar el recipiente con agua destilada a temperatura ambiente a 20 mm por debajo del eje del tambor y 40 mm entre la parte más baja del recipiente y la parte inferior del tambor como se observa en la Figura 3.2. Girar el tambor a 20 rpm durante un período de 10 min.

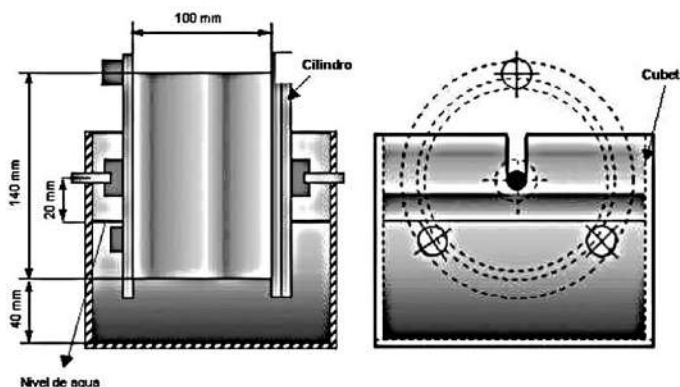


Figura 3.2.- Esquema del instrumento para probar las muestras y medir su durabilidad (Ramírez Oyaguren y Leandro Alejano et al, 2004)





Una vez que el periodo de rotación es completado se retirará el tambor inmediatamente y la muestra retenida se colocará en el horno durante 16 hrs, o hasta que su peso sea constante; seca la muestra se obtendrá la masa de la muestra secada en el horno para el segundo ciclo. Repetir una vez más los pasos anteriores hasta alcanzar los ciclos requeridos.

Para el cálculo del índice de durabilidad se emplea la siguiente fórmula:

$$I_d(2) = [(W_F)/(B)] \times 100$$

dónde:

I_d = Índice de durabilidad.

B = Masa de la muestra secada al horno antes del primer ciclo o masa inicial, grs.

W_F = Masa de la muestra retenida y secada en el horno, después de efectuar el último periodo de rotación, grs.

3.2.3.- Ensayo de intemperismo acelerado

Este ensayo describe la solidez de los agregados cuando se someten a la acción de intemperie en aplicaciones concretas o de otra índole. Esto se obtiene por inmersión repetida en soluciones saturadas de sulfato de sodio o magnesio, seguido por secado en horno para deshidratar parcialmente o completamente la sal precipitada en los espacios de poros permeables. La fuerza expansiva interna, derivada de la rehidratación de la sal en la re-inmersión, simula la expansión del agua al congelarse.

Para desarrollar el proceso de este ensayo aplicaremos la norma ASTM C 88 "Norma del método de prueba para determinar la solidez de los agregados por uso de sulfato de sodio o sulfato de magnesio", para la realización de esta prueba se deberá llevar a cabo el siguiente procedimiento indicando el material necesario para su elaboración.

➤ Material para la realización del ensayo

- Para la selección del material que se va a probar, se necesitará seleccionar muestras con características geométricas entre, 5/16", 3/8", 1/2", 5/8", 3/4", 1", 1 1/4", 1 1/2", 2".
- Contenedores para sumergir las muestras de agregado en la solución, de acuerdo con el procedimiento descrito en esta norma para el ensayo, estos deberán ser perforados de tal manera que permita el libre acceso de la solución a la muestra y el drenaje de la solución de la muestra sin pérdida de agregado.
- Termómetro para regular la temperatura de las muestras durante la inmersión en la solución de sulfato sódico o sulfato magnésico.
- Para agregados gruesos, es necesario una balanza o báscula con una precisión al gr.
- Horno de secado que pueda mantener una temperatura continuamente a 110 ± 5 °C, en este rango de temperatura.
- Se requerirá de solución de inmersión de las muestras de ensayo de sulfato de sodio o sulfato de magnesio. El volumen de la solución deberá ser de al menos cinco veces el volumen sólido de todas las muestras sumergidas.
- Para la solución, debido a que se utilizarán sales y estas no son completamente estables y puesto que es deseable que un exceso de cristales pueda estar presente, el uso de no menos





de 350 grs de la sal anhidra o 750 grs. de la sal de decahidrato por litro de agua es recomendable.

- Se deberá agregar, ya sea de anhidro o de decahidrato de tal forma que se asegure no sólo la saturación sino también la presencia de exceso de cristales cuando la solución está lista para su uso en los ensayos. Cuando la mezcla está en el fondo, se deberá agitar durante la adición de la sal y en intervalos frecuentes hasta su uso. Para reducir la evaporación y evitar la contaminación, se debe mantener la solución cubierta en todo momento cuando su uso no es necesario. La solución deberá estar a una temperatura constante de $21 \pm 1^\circ\text{C}$ durante su uso, la solución se agitará y posteriormente se dejará que permanezca a la temperatura designada por al menos 48 hrs antes del uso. Antes de cada uso, la desintegración de la capa de sal, en su caso, en el recipiente, se deberá agitar y se determinará el peso específico de la solución. Cuando se utilice, la solución deberá tener un peso específico no menor a 1.151 ni mayor de 1.174; se podrá filtrar y comprobar el peso específico en caso de ser necesario, pero en caso de que no se cumplan estas condiciones, se desechará la solución.

➤ **Procedimiento**

Primeramente, se seleccionará la cantidad necesaria de la muestra, en este caso se utilizará agregado grueso, la cual estará compuesta de material que pueda estar dentro de las condiciones que se muestran en la Tabla 3.1, es decir la muestra debe ser de un tamaño tal que, se generen las siguientes cantidades de los tamaños indicados que estén disponibles.

Tamaño de las muestras diámetros (mm)	Cantidad de la muestra necesaria (grs)
4.75 a 9.5	300 ± 5
9.5 a 12.5	330 ± 5
12.5 a 19	670 ± 10
19 a 25	500 ± 30
25 a 37.5	1000 ± 50
37.5 a 50	2000 ± 200
50 a 63	3000 ± 300

Tabla 3.1.- Tamaños recomendados para la realización de la prueba (ASTM C 88, 1999).

Una vez seleccionada la muestra, se lavará y secará cada fragmento hasta peso constante a $110 \pm 5^\circ\text{C}$. Pesar los diferentes tamaños, registrar los pesos de las muestras de ensayo y sus componentes fraccionarios. En el caso de tamaños superiores a 19.0 mm, registrar el número de partículas en las muestras de ensayo.

Sumergir las muestras en la solución preparada de sulfato sódico durante no menos de 16 hrs ni mayor de 18 hrs de tal manera que la solución cubra a una profundidad de al menos 1.27 mm. Cubrir los recipientes para reducir la evaporación y evitar la adición accidental de sustancias extrañas al mantener las muestras sumergidas en la solución, estas deberán mantenerse a una temperatura de $21 \pm 1^\circ\text{C}$.

Después del período de inmersión, se deberá retirar la muestra de la solución, permitiendo que se drene durante 15 ± 5 min, antes de colocarlas en el horno de secado. La temperatura del horno deberá estar a $110 \pm 5^\circ\text{C}$, las muestras se deberán secar a la temperatura especificada hasta que el peso sea constante. Establecer el tiempo requerido para alcanzar un peso constante: comprobar las pérdidas de peso de las muestras de ensayo mediante la evaporación, sin enfriamiento, en intervalos de 2 a 4 hrs; hacer comprobaciones suficientes para establecer el tiempo requerido de secado. Peso constante, se considerará cuando se ha alcanzado la pérdida de peso, inferior a 0,1%





del peso de la muestra en 4 hrs de secado. Después de que un peso constante se ha logrado, permitir que las muestras se enfríen a temperatura ambiente, antes de que se vuelva a realizar el ciclo de ser sumergidos en la solución preparada.

Se repetirá del proceso de inmersión alterna y secado hasta que el número requerido de ciclos sea obtenido.

Después de la terminación del ciclo final y después de que la muestra se ha enfriado, se debe lavar la muestra hasta quedar libre de sulfato de sodio o de sulfato de magnesio, determinándola por la reacción del agua de lavado con cloruro de bario ($BaCl_2$). Lavar haciendo circular agua a $43 \pm 6 \text{ }^\circ\text{C}$ a través de las muestras en las que fueron depositadas. Este lavado puede hacerse mediante la colocación de las muestras en un recipiente en el cual puede ser el agua caliente introducida en la parte inferior de las muestras y permitir el desbordamiento. En la operación de lavado, las muestras no deben ser sometidas a un impacto o la abrasión que puedan tender a romper las partículas, según la norma ASTM C 88.

➤ **Examinación cuantitativa**

Después de que el sulfato de sodio o sulfato de magnesio se ha eliminado, secar cada fracción de la muestra hasta peso constante a $110 \pm 5 \text{ }^\circ\text{C}$. Tamizar el agregado sobre el tamiz mismo en que fue retenido antes de la prueba. Para los agregados gruesos, el tamizado se hará a mano, con agitación suficiente, sólo para asegurar que todo el material en el tamaño pasa el tamiz designado. No se deberá extramanipular para romper las partículas o hacer que pasen los tamices. Pesar las fracciones retenidas en cada tamiz y registrar cada cantidad. La diferencia entre cada una de estas cantidades y el peso inicial de la fracción de la muestra analizada es la pérdida en la prueba y debe ser expresada como un porcentaje del peso inicial.

$$\% \text{ promedio de la pérdida de sólidos} = \frac{(C - D)}{C} 100$$

dónde:

C = Masa de la muestra secada en el horno antes de la prueba.

D = Masa seca de las piezas de muestra más grandes restantes después del prueba.

3.2.4.- Esclerometría

El esclerómetro de rocas, también conocido como Martillo Schmidt permite realizar ensayos para determinar la resistencia a la compresión simple del material. Esta prueba indica la resistencia de rebote de la superficie de la muestra en cuestión, permitiendo la clasificación de las rocas.

En base a Ramírez Oyaguren y Leandro Alejano et al., (2004), el martillo Schmidt determina la dureza de rebote del material ensayado, consiste esencialmente de un embolo, un resorte de una determinada rigidez y un pistón. El embolo se presiona hacia el interior del martillo al ejercer un empuje contra un espécimen de roca. La energía se almacena en el resorte el cual libera automáticamente un lector a un nivel determinado e impacta el pistón. En la Figura 3.3.





Figura 3.3.- Equipo utilizado para medir la resistencia de la roca, esclerómetro o martillo de Schmidt (Ramírez Oyaguren y Leandro Alejano et al, 2004).

El esclerómetro (Martillo Schmidt), se caracteriza por ser una forma de prueba portátil que puede ser utilizado en laboratorio o en campo, proporciona mediante un medio de evaluación rápida la dureza de la roca. Regularmente los indicadores de medida se presentan en unidades del sistema internacional (SI). Este método de ensayo se considera de uso limitado en roca muy suave o una roca muy dura. La confiabilidad de los resultados producidos por este método de ensayo depende de la competencia del personal que lo realiza, así como las condiciones de los equipos e instalaciones utilizadas.

Para el análisis y aplicación de esta prueba se hace referencia a la norma ASTM D 5873 “Norma del método de prueba para la determinación de la dureza de la roca por el método de martillo de rebote”. Este ensayo se hace en afloramientos naturales o superficies preparadas, como paredes que deberán tener una superficie lisa, plana de al menos 15 cm de diámetro. Las muestras de la roca que se estudiarán deberán ser representativas, pueden ser obtenidas mediante muestreo directo de las unidades de roca del subsuelo, como núcleos. En afloramientos superficiales, evitar muestreo y análisis material de la roca debilitada por la meteorización o alteración o que sea representativo del material de roca de interés; como ya se mencionó, el martillo de rebote es generalmente inadecuado para roca muy blanda o muy dura.

Para una mejor condición del material que se pretende probar es recomendable, raspar la roca principalmente con la uña para identificar si es muy suave o con una navaja de bolsillo. Una muestra intacta de roca muy dura se rompe sólo por los golpes repetidos, con un martillo de geólogo y no se puede rayar con un clavo de acero común.

Para una forma adecuada y una mejor identificación de las muestras se puede llevar a cabo mediante el siguiente proceso:

Para un bloque, determinar su diámetro tomando el promedio de los dos diámetros medidos en ángulos rectos entre sí, y aproximadamente al centro de lo largo de la longitud de la muestra. Se debe de considerar la condición de humedad del bloque o muestra ya que una muestra que tenga





presencia de agua considerable, puede arrojar resultados erróneos debido a la película de agua que interactúa entre el instrumento y la muestra de roca.

La superficie de todas las muestras a ensayar, ya sea en el laboratorio o en el campo, será suave al tacto y libre de articulaciones, fracturas, u otras discontinuidades localizadas a una profundidad de al menos 6 cm. La roca en el sitio deberá ser plana y libre de arena superficial sobre el área cubierta por el émbolo. Si la superficie de la zona de ensayo la textura es muy gruesa, se debe alisar con la piedra abrasiva.

➤ **Procedimiento para realizar las pruebas**

Para las pruebas in situ el martillo o esclerómetro se puede utilizar con cualquier orientación, de tal manera que los ataques del émbolo del martillo sean perpendiculares a la superficie ensayada. Los resultados se corrigen a una posición horizontal o vertical utilizando las curvas de corrección.

Antes de realizar las pruebas, se debe asegurar que el martillo esté a una misma temperatura que las muestras de ensayo mediante su exposición a las condiciones medioambientales de la zona de ensayo (interior o exterior) durante al menos 2 hrs según lo indica esta norma.

Se debe comprimir el resorte del martillo gradualmente presionando el émbolo hasta que el martillo se active y se produce el impacto, leer y registrar la lectura del rebote del émbolo hasta el número entero más próximo, como se mide en una escala arbitraria de 10 a 100 divisiones situadas en el lado del martillo, antes de restablecer el pistón a su extensión original. Repetir este procedimiento en diez lugares representativos de la muestra. Los sitios de ensayo deberán estar separados por al menos el diámetro del pistón; una sola prueba puede ser tomada en cualquier.

Si un espécimen se rompe durante la prueba, la energía es absorbida durante la rotura y, en consecuencia, la lectura del rebote será menor que si no se hubiera roto. Cualquier prueba de impacto individual que cause grietas o cualquier otro fallo visible será motivo para que la prueba y la muestra sean rechazadas.

Algunos factores que pueden afectar a los resultados de la prueba son: que la roca a 0 °C o menos pueden exhibir valores de rebote muy altos, la temperatura del martillo puede afectar el número de rebote, el martillo y los materiales a ensayar deben estar a la misma temperatura. Para las lecturas de comparación, la dirección del impacto, horizontal, hacia arriba, hacia abajo, o inclinadas en cualquier dirección. Martillos diferentes del modelo nominal, puede dar valores de rebote que difieren de una a tres unidades y por lo tanto, las pruebas deben hacerse con el mismo martillo, con el fin de comparar los resultados. Si más de un martillo es usado, un número suficiente de ensayos se realizarán en las superficies rocosas típicas para determinar la magnitud de las diferencias que se pueden esperar entre ambos.

Los valores medidos en el ensayo deben ordenarse en forma descendente. Debe descartarse el 50 % más bajo de los valores, de tal forma a obtener el promedio solo del otro 50 % de los valores más altos. Es recomendable al tiempo de realizar el reporte del ensayo, tener la fuente de las muestras; incluyendo ubicación geográfica, la profundidad, la orientación, el tipo de roca, el desgaste y la condición de alteración de las muestras,



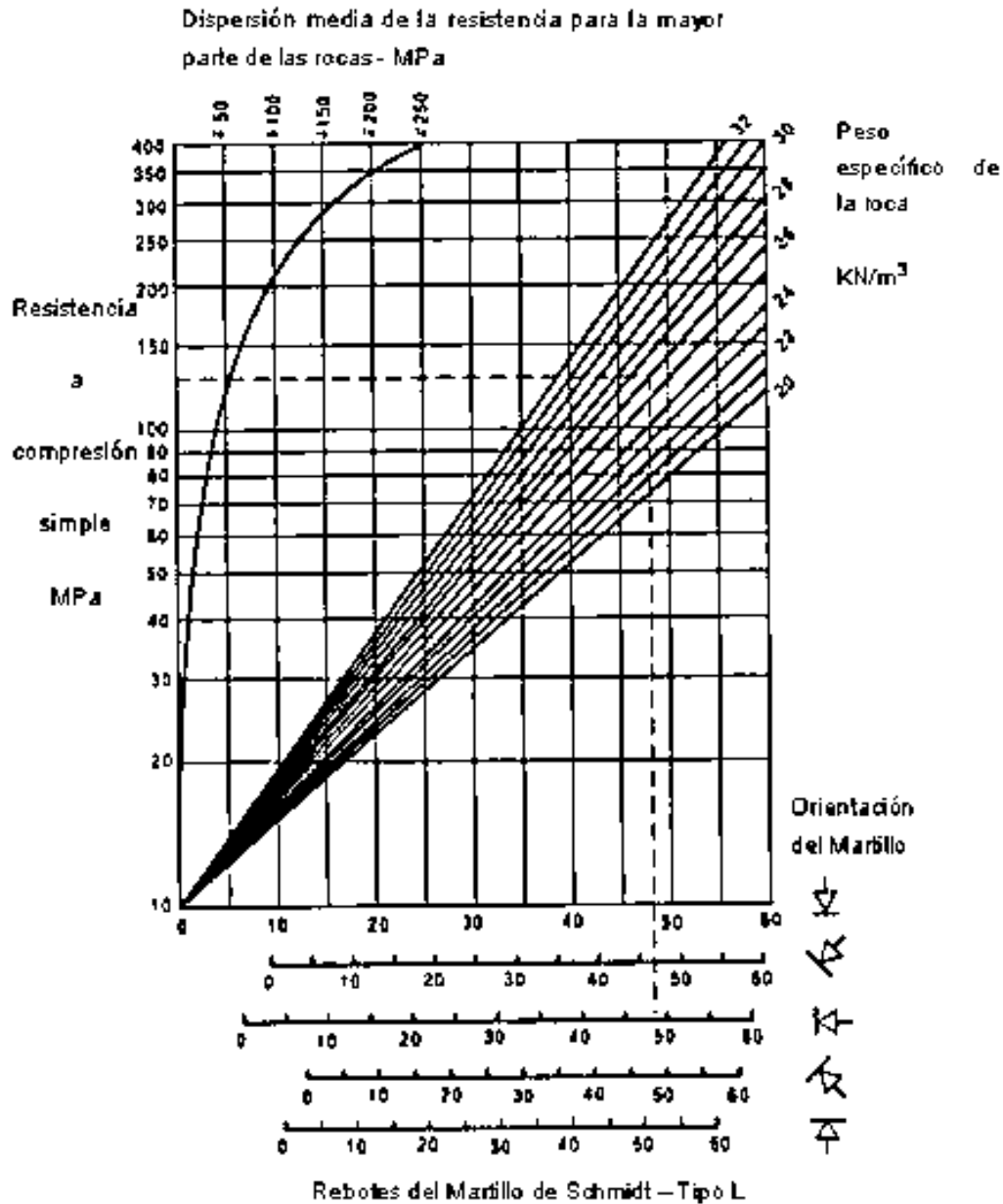


Figura 3.4.- Abaco para la obtención de la resistencia a compresión simple de una roca o de los labios de discontinuidad a partir de medidas con el martillo de Schmidt tipo L o esclerómetro (Miller, 1966).

Cuando se muestrea un afloramiento superficial, tipo de muestra, el tamaño y la forma del espécimen, tipo y número de modelo de martillo, orientación del eje de émbolo durante la prueba, método de sujeción de la muestra, número de pruebas realizadas, temperatura de sitio en el momento de la prueba, y los valores individuales y promedio de rebote del martillo y el número de dureza de rebote. Para calcular la dureza y la resistencia a compresión axial se realizará la correlación entre los valores obtenidos mediante el ensayo en campo y los valores que se relacionan en base a la gráfica que muestra la Figura 3.4.



3.2.5.- Ensayo para determinar el índice a carga puntual

El ensayo de carga puntual se utiliza para determinar la resistencia a la compresión simple de fragmentos irregulares de roca, testigos cilíndricos de sondeos o bloques, a partir del índice de resistencia a la carga puntual (I_s). El procedimiento consiste en romper una muestra entre dos puntas cónicas metálicas accionadas por una prensa. Los especímenes o muestras en forma de núcleos de rocas, bloques, o grumos irregulares podrán ser probados mediante este método de ensayo.

El ensayo puede ser realizado en campo o en laboratorio, debido a que la máquina de ensayo es portátil. Se clasifica como una prueba de índice y está destinado a ser utilizado para clasificar y caracterizar rocas. Este ensayo se aplica a roca dura con una resistencia a la compresión de más de 15 MPa (2200 psi).

Para llevar a cabo este ensayo y poder determinar el índice a carga puntual de la roca, se atenderán las recomendaciones que corresponden a la norma ASTM D5731-02 "Norma del método de prueba para la determinación del índice de fuerza de carga puntual de la roca".

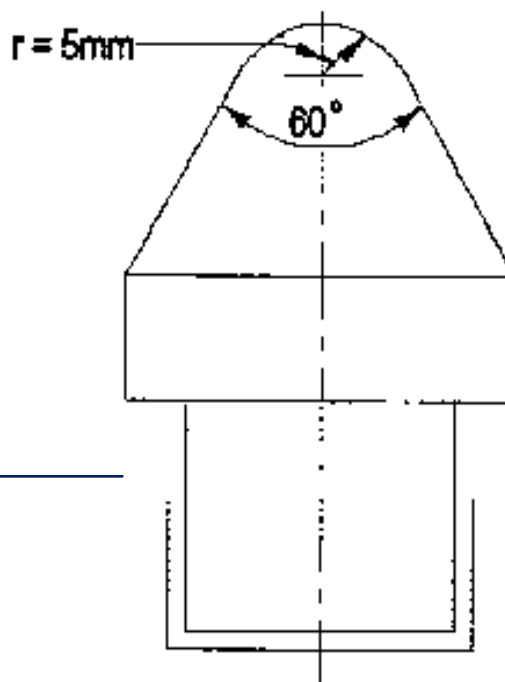
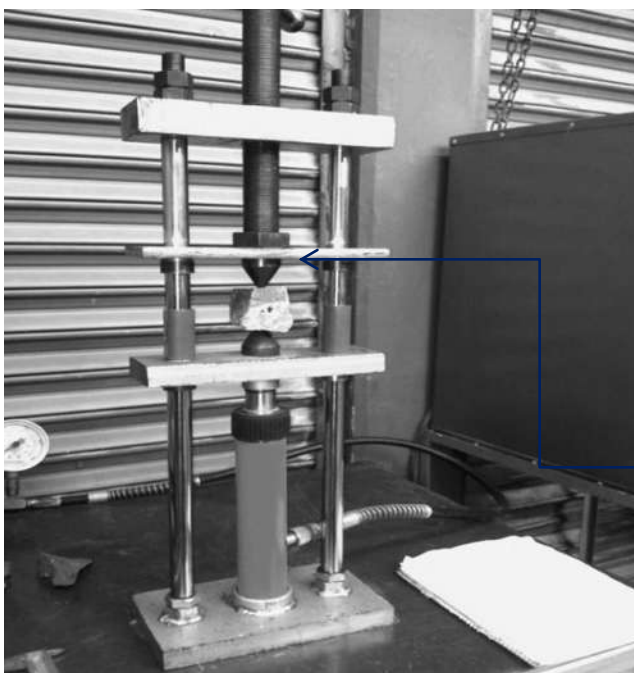


Figura 3.5.- Prensa para realizar el ensayo a carga puntual (ASTM D5731, 2002).

El ensayo consistirá en someter a carga a muestras mediante una máquina conformada por placas cónicas, impulsadas mediante un sistema hidráulico coaxialmente, dicho sistema hidráulico deberá contener manómetros que puedan representar y medir la carga aplicada. El cono debe presentar como características geométricas 60° y el radio de 5mm de punta esférica, las placas deben ser de material duro, de tal manera que no tiendan a deformarse ante las aplicaciones repetidas de carga máxima a las muestras, ver Figura 3.5.



➤ **Procedimiento**

Primeramente se seleccionarán las muestras a probar, si se probaran muestras regulares como núcleos o muestras labradas, solo es necesario probar 10 especímenes; pero si las muestras que se probarán son de forma irregular, al menos se deben de probar 20 especímenes.

Las dimensiones externas de la muestra no deberá ser inferiores a 30 mm y no más de 85 mm, con la dimensión más adecuada de aproximadamente 50 mm. El tamaño y los requisitos para muestras irregulares deberán ser por lo menos la distancia D de separación por la muestra entre punta y punta de la máquina, no deberá ser menor a 30mm. Para la distancia mínima entre los bordes de la muestra y el punto de apoyo de las puntas debe estar como mínimo a una distancia de 5W, esto para la aplicación de la carga, mientras se cumpla la relación D/W donde el rango será de 1/3 y 1, considerando que de preferencia sea 1.

Es recomendable que las muestras que se vayan a probar se marquen de tal manera que las líneas sean utilizadas para centrar la pieza en la máquina y para poder determinar el espesor del diámetro. Registrar la menor anchura de la muestra como W, perpendicular a la dirección de carga. Si los lados no son paralelos, entonces calcular W como $(W_1 + W_2) / 2$ como se muestra en la Figura 3.6. Esta anchura W, se utilizará en el cálculo de índice de carga puntual independientemente de la forma real de fallo.

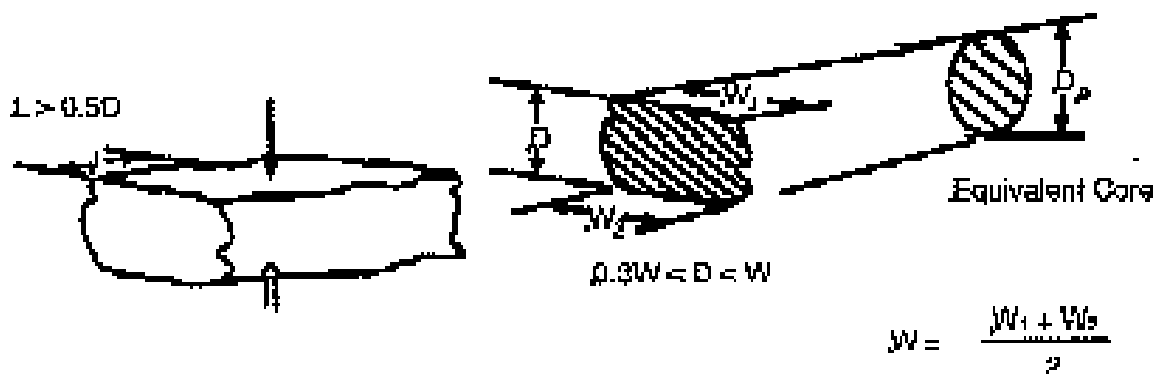


Figura 3.6.- Características geométricas de las muestras para someterlas al ensayo a carga puntual (ASTM D5731-02).

La aplicación de la carga deberá ser lenta de tal manera que la carga que se le aplique antes de la falla, sea aplicada en un tiempo de 10 a 60 seg. Las muestras que presenten falla sobre un solo punto de carga, se rechazará.

Cuando las muestras presentan anisotropía a simple vista, la carga deberá ser aplicada paralela y normal a esos planos de anisotropía, para poder obtener los valores máximos y mínimos de fuerza. Los resultados de mayor carga de la prueba se obtienen cuando el eje central es perpendicular a los planos de debilidad.

Si ocurre una penetración significativa en la muestra antes de la falla, el diámetro D se debe utilizar para el cálculo de intensidad en el punto de carga, debe ser medido en el instante de la falla, el cual será más pequeño que el valor de D inicial. Cuando la muestra es grande o resistente, el error supuesto en D será insignificante.





Una vez realizadas todas las pruebas y obtenidos los resultados y siguiendo los lineamientos especificados por la norma, se procede a realizar los cálculos correspondientes para determinar el índice de carga puntual, el cual se obtendrá mediante la siguiente expresión:

$$I_s = \frac{P}{De^2}$$

dónde:

P = Carga de falla, N.

De = Diámetro del núcleo, para muestras con forma circular = D

De² = D para núcleos, mm².

De² = 4*A/π, para muestras irregulares, mm².

además:

A = W * D = área mínima de la sección transversal del plano donde se aplica P.

➤ **Factor de corrección por el tamaño de las muestras**

I_S varía en función de D en el ensayo diametral, y como una función de D_e en pruebas irregulares, de manera que una corrección del tamaño debe ser aplicada para obtener un valor único en un punto de carga. El tamaño corregido por el índice de la fuerza para la carga puntual I_{S(50)} de una muestra de roca, se define como el valor que habría sido medido por una prueba diametral con D = 50 mm. Cuando los valores de D oscilan entre 50mm y 54mm la corrección I_S es innecesaria.

Pero cuando las condiciones anteriores no se cumplen y si se tienen muestras irregulares, entonces se debe aproximar el índice de carga puntual, I_S, a un I_{S(50)}, que corresponde a un núcleo diametral de 50 mm, por lo tanto se obtiene mediante la siguiente expresión:

$$I_{S(50)} = F * I_s$$

El tamaño del Factor de Corrección "F" se obtendrá mediante la siguiente expresión:

$$F = \left(\frac{D_e}{50}\right)^{0.45}$$

Para las pruebas con características ideales que la norma establece de 50mm de tamaño que representan sólo un ligero error, se calcularán mediante el uso de la siguiente expresión:

$$F = \sqrt{\left(\frac{D_e}{50}\right)}$$

➤ **Cálculo del valor promedio**

La media de los valores de I_{S(50)} tal como se define posteriormente, se va a utilizar en la clasificación de las muestras con respecto a su resistencia de punto de carga y punto índice de resistencia de carga de anisotropía.





El valor medio $I_{s(50)}$ se calcula mediante la supresión de los dos valores máximos y dos valores más bajos de los diez, o más de las pruebas válidas, para calcular la media de los valores restantes. Si las muestras probadas son significativamente pocas, sólo los valores máximos y mínimos se van a eliminar y la media calculada a partir de los que quedan.

Para las rocas que presentan índice de fuerza a carga puntual anisotrópica, el índice de fuerza anisotrópica $I_{a(50)}$ se define como la relación media $I_{s(50)}$, valores medidos perpendiculares y paralelos a los planos de debilidad, es decir, la relación de los índices de mayor resistencia al punto de carga.

$$I_A = \frac{I_{s(50)normal}}{I_{s(50)paralelo}}$$

➤ **Estimación de Resistencia a la compresión uniaxial o compresión simple**

La resistencia a la compresión uniaxial estimada se puede calcular mediante la siguiente expresión matemática:

$$\delta_{uc} = C * I_{s(50)}$$

dónde:

δ_{uc} = Fuerza de compresión uniaxial.

C = Factor que se obtiene en base al tamaño del espécimen D, en mm.

$I_{s(50)}$ = Índice de carga puntual corregido.

Donde el valor de C se obtiene de la Tabla 3.2.

Espesor del espécimen (mm)	Valor de "C" (Generalizado)
20	17.5
30	19
40	21
50	23
54	24
60	24.5

Tabla 3.2.- Valor de "C" generalizado (ASTM D 5731, 2002).

Si algún espécimen en cualquier tipo de roca da un valor de 20% por debajo del promedio, debe ser examinado por los defectos que pueda presentar.





3.3.- ANÁLISIS Y CARACTERIZACIÓN DE SUELOS

3.3.1.- Clasificación de campo

Crespo Villalaz (2004), dice que para determinar las propiedades de un suelo en un laboratorio es preciso contar con muestras representativas de dicho suelo. Un muestreo adecuado y representativo es de primordial importancia, tiene el mismo valor que el de los ensayos en sí. Las muestras pueden ser de dos tipos: alteradas o inalteradas. Se dice que una muestra es alterada cuando no guarda las mismas condiciones que cuando se encontraba en el terreno de donde se procede, e inalterada en caso contrario.

Para muestras alteradas el muestreo debe efectuarse según el fin que se persiga. En la Figura 3.7 se puede observar la toma de muestra en campo para las pruebas de laboratorio de material de suelo.



Figura 3.7.- Toma de muestras de suelo en campo para las pruebas en laboratorio (SCT, 2003).

3.3.2.- Secado de las muestras alteradas

Siguiendo los lineamientos que indica la norma M-MMP-1-03/03 “Secado, disgregado y cuarteo de las muestras”, menciona que cuando una muestra alterada llega al laboratorio con humedad que permita su fácil disgregación, no es necesario someterla a un proceso de secado; en caso contrario, la muestra debe ser secada ya sea extendiéndola al sol sobre una superficie limpia, o bien colocándola en una charola o bandeja dentro de un horno a baja temperatura, o secándola lenta y cuidadosamente en una estufa a baja temperatura.

El objetivo de secar las muestras alteradas, es el de poder disgregarlas y poderlas establecer con características o un estado semejante al que van a presentar en la obra durante el proceso de construcción.

Con la muestra disgregada y mezclada como ya se mencionó anteriormente, se forma un cono colocando con una pala el material en el vértice de este y permitiendo que se acomode. Posteriormente con la misma pala se forma un cono truncado de aproximadamente 15 cm de altura y se divide en cuadrantes por medio de una regla. Se mezcla el material de dos cuadrantes opuestos y se repite la operación hasta obtener la cantidad deseada de muestra para las pruebas que se vaya a realizar, obsérvese Figura 3.8.





Figura 3.8.- Disgregado del material de suelo (SCT, 2003).

3.3.3.- Clasificación de la muestra

Con respecto a Juárez Badillo (2005), una muestra característica del suelo se clasifica primeramente como suelo grueso o suelo fino, estimando si el 50% en peso de las partículas pueden o no verse aisladamente a simple vista (granos gruesos). Los suelos que contienen más del 50% de partículas gruesas son suelos gruesos; los suelos que contienen más del 50% de partículas menores de lo que el ojo puede distar, son suelos finos. Esto sólo es aplicable para partículas menores de 76.2mm (3”).

Si el suelo es predominante grueso, se identifica como grava o arena si el 50% o más de sus granos son mayores o menores que la malla No. 4 (4.69mm).

Si es una grava, debe identificarse como “limpia” (si su contenido de finos es poco o nulo), o “sucia” (si contiene apreciable cantidad de finos). Para las gravas limpias, la clasificación final se hace estimando su graduación; las gravas bien graduadas, pertenecen al grupo GW; las gravas uniformes y gravas con deficiencias en algunos tamaños de granos pertenecen al grupo GP. Las gravas sucias son de dos tipos: aquellas con finos no plásticos (limosas), GM, y aquellas con finos plásticos (arcillosas), GC. La determinación de si los finos son limosos o arcillosos, se hace por medio de las tres pruebas manuales indicadas para los suelos finos.

Si es una arena, los mismos pasos y criterio que se usaron en las gravas se repiten, de modo de llegar a determinar si el suelo es una arena limpia mal graduada SP, arena con granos finos limosos SM, o arena con granos finos arcillosos SC.

3.3.4.- Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (S.U.C.S.)

Este sistema tiene como principal función el diferenciar a los suelos gruesos de los suelos finos, tamizándolos a través de la malla No. 200 (0.074mm), señalando que las partículas menores a la malla son suelos finos y los gruesos son mayores a esta (Juárez Badillo, 2005).

La clasificación de los suelos se establece de la siguiente manera:

- a) Suelos gruesos.
 - Gravas; Gravel; “G”
 - Arenas; Sand; “S”





Las arenas y las gravas se separan a través de la malla No. 4 (4.76mm), de manera que si menos del 50% del peso no pasa la malla, el suelo es considerado una arena o de lo contrario se hablaría de una grava.

De igual forma, las arenas y gravas se clasifican en 4 sub-categorías más, los cuales se nombran a continuación:

- Material limpio y bien graduado de finos; WellGraded; "W". De la subdivisión anterior se forman en mezcla con las gravas y las arenas los grupos GW y SW. La presencia de finos que pueden contener estos grupos, no deben originar cambios apreciados en las características de resistencia de la fracción gruesa, ni inferir con su capacidad de drenaje. Esto es logrado cuando el contenido de partículas finas no rebasa el 5% en peso del suelo.
- Material limpio y mal graduado de finos; PoorlyGraded; "P". De esta se producen los grupos GP y SP. Debido a que estos suelos gruesos son mal graduados, se dice que, existe un tamaño de partículas uniforme que son predominantes en este tipo de material y se localizan con facilidad en las playas y en las orillas de los ríos.
- Material con cantidad apreciable de finos no plásticos; Mo y Mjala; "M". A partir de esta se tienen los grupos GM y SM. La cantidad de finos localizados alteran su resistencia esfuerzo-deformación, así como la capacidad de drenaje de este. Para su practicidad se ha confirmado que un suelo se debe clasificar en este grupo si su cantidad de finos es mayor al 12% del peso total y con su plasticidad oscila de media a nula.
- Material con una apreciable cantidad de finos plásticos; Clay; "C". El grupo GC y SC son muy parecidos a los mencionados con anterioridad, con la diferencia de que la plasticidad que presentan se encuentra entre la media y alta.

La clasificación S.U.C.S. considera algunas variantes en los grupos anteriores, suelos que no se localizan con facilidad en algún grupo en especial y se encuentran en un estado de límite entre dos grupos, a estos se le asignan símbolos dobles de dos grupos distintos.

b) Suelos finos

Los finos son todas aquellas partículas que pasan el cribado sobre la malla No. 200 (0.074mm) y se representan de la manera siguiente:

- Limos inorgánicos; Mo y Mala; "M"
- Arcillas inorgánicas; Clay; "C"
- Limos y arcillas orgánicas; Organic; "O"

Estos a su vez son clasificados en dos grupos más, partiendo del límite líquido correspondiente.

- (L) Los suelos con un límite líquido inferior al 50%, de tal manera que se tiene compresibilidad baja o media, se le agrega este símbolo formando así los grupos ML, CL y OL.
- (H) Los suelos finos que contienen un límite líquido superior al 50%, tienen una compresibilidad de media a alta, a estos se les agrega el símbolo y de esta manera formar los grupos MH, CH y OH.





Según lo establecido por Juárez Badillo y Rico Rodríguez (2005), existen suelos fibrosos que son altamente orgánicos, estos a su vez son muy compresibles. Este tipo de suelos forman un grupo especial e independiente asignándoseles el símbolo "Pt" (del inglés peat; turba). En la Figura 3.9 se muestra la carta de plasticidad donde se hace mención a la clasificación de los suelos.

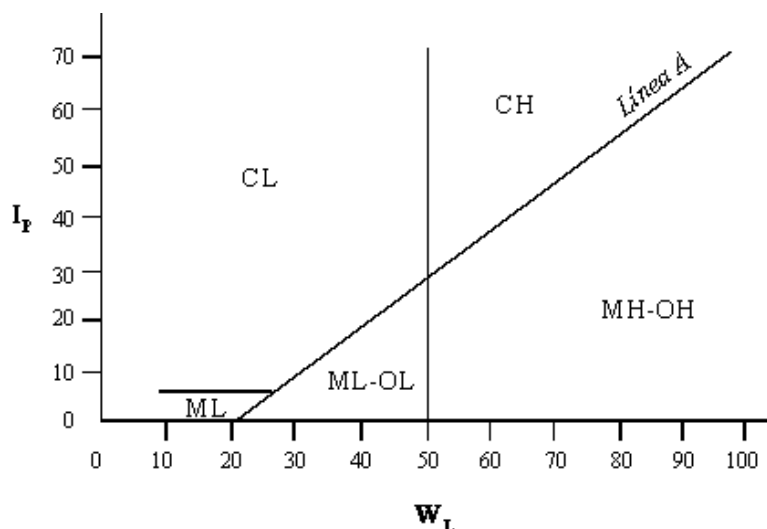


Figura 3.9.- Carta de Plasticidad (Juárez Badillo, 2005).

Relacionado a la carta de plasticidad de este sistema de clasificación, se pueden localizar todos los grupos anteriormente mencionados, quedando de la siguiente manera:

Grupo CL:	LL<50%	y	Lp>7%
Grupo CH:	LL>50%		
Grupo ML:	LL<50%	y	Lp<4%
Grupo MH:	LL>50%		
Grupo OL:	LL<50%	y	Lp<4%

3.3.5.- Granulometría

En base al manual de la SCT "Métodos de muestreo y prueba de los materiales" una vez disgregado y cuarteado el material, se toma una muestra en un recipiente y se pesa, de tal manera que se pueda obtener el registro de la masa total de la muestra, posteriormente el material se hace pasar por la malla N° 4 (4.75mm), separando en charolas el material que pasó la malla y el material retenido.

El material retenido en la malla N° 4 se hace pasar por las mallas que la anteceden de mayor a menor 3", 2", 1 1/2", 1", 3/4", 1/2", 3/8", 1/4" y N°4; de tal manera que se va pesando cada retenido en cada una de las diferentes mallas y registrando las lecturas, véase la Figura 3.10.





Figura 3.10.- Cribado del material a través las mallas que anteceden la malla N° 4 (SCT, 2003)

De la fracción del material que pasó la malla N°4, se obtiene una porción que corresponda a 200grs de material seco, se coloca en un vaso metálico donde se le agrega agua y se deja reposar 12 hrs como mínimo. Posteriormente se lava el material con un flujo de agua constante a baja presión a través de la malla N°200, de tal manera que todo el material fino pueda ser desalojado de la muestra, evitando perder material que se retenga en dicha malla; la operación de lavado se dejará de hacer hasta que el agua decantada salga totalmente limpia, ver Figura 3.11.



Figura 3.11.- Lavado del material que pasa la malla N° 4 a través de la malla N° 200 (SCT, 2003).

El material retenido en la malla N°200 se colocará dentro del vaso metálico y se someterá a secado hasta masa constante a una temperatura de $105 \pm 5^{\circ}\text{C}$. Posteriormente se retira del horno y se deja enfriar a temperatura ambiente. Se efectúa la operación de cribado haciendo pasar el material por las mallas número 10, 20, 40, 60, 100 y 200; consecutivamente hasta separar el material como se muestra en la Figura 3.12.



Figura 3.12.- Cribado del material que pasó la malla N°4 (SCT, 2003).

Finalmente se obtienen los registros de los materiales retenidos en cada una de las mallas y se anotan sus pesos respectivamente, los cálculos se realizan en base a las propuestas de las Tablas 3.3, 3.4 y 3.5.

Masa de la muestra:	W_{m1}
Masa de la fracción retenida en la malla N° 4:	$W_{d50} + W_{d37.5} + W_{d25} + W_{d19} + W_{d12.5} + W_{d9.5} + W_{d6.3} + W_{d4.75}$
Masa de la fracción que pasa la malla N° 4:	W_{m2}

Tabla 3.3.- Masa de la fracción de muestra retenida en la malla N° 4 y de la fracción que pasa la malla N° 4.

Malla (mm)	Peso retenido parcial	retenido parcial (%)	retenido acumulativo (%)	que pasa la malla (%)
50	W_{d50}	$= W_{d50} / W_{m1}$	$= W_{d50} / W_{m1} = RA_1$	$= 1 - RA_1$
37.5	$W_{d37.5}$	$= W_{d37.5} / W_{m1}$	$= RA_1 + W_{d37.5} / W_{m1} = RA_2$	$= 1 - RA_2$
25	W_{d25}	$= W_{d25} / W_{m1}$	$= RA_2 + W_{d25} / W_{m1} = RA_3$	$= 1 - RA_3$
19	W_{d19}	$= W_{d19} / W_{m1}$	$= RA_3 + W_{d19} / W_{m1} = RA_4$	$= 1 - RA_4$
12.5	$W_{d12.5}$	$= W_{d12.5} / W_{m1}$	$= RA_4 + W_{d12.5} / W_{m1} = RA_5$	$= 1 - RA_5$
9.5	$W_{d9.5}$	$= W_{d9.5} / W_{m1}$	$= RA_5 + W_{d9.5} / W_{m1} = RA_6$	$= 1 - RA_6$
6.3	$W_{d6.3}$	$= W_{d6.3} / W_{m1}$	$= RA_6 + W_{d6.3} / W_{m1} = RA_7$	$= 1 - RA_7$
4.75	$W_{d4.75}$	$= W_{d4.75} / W_{m1}$	$= RA_7 + W_{d4.75} / W_{m1} = RA_8$	$= 1 - RA_8$
Pasa 4.75	W_{m2}	$= W_{m2} / W_{m1} = PP_T$	$= RA_8 + W_{m2} / W_{m1} = RA_9$	$= 1 - RA_9$
Suma	W_{m1}			

Tabla 3.4.- Composición granulométrica del material retenido en la malla N° 4.





Malla (mm)	Peso retenido parcial	retenido parcial (%)	retenido acumulativo (%)	que pasa la malla (%)
2	W_{d2}	$= (W_{d2} / W_{m3}) \times PP_T$	$= (W_{d2} / W_{m3}) \times PP_T = RA_{10}$	$= RA_{16}$
0.85	$W_{d0.85}$	$= (W_{d0.85} / W_{m3}) \times PP_T$	$= RA_9 + (W_{d0.85} / W_{m3}) \times PP_T = RA_{11}$	$= RA_{16} - RA_{11}$
0.425	$W_{d0.425}$	$= (W_{d0.425} / W_{m3}) \times PP_T$	$= RA_{11} + (W_{d0.425} / W_{m3}) \times PP_T = RA_{12}$	$= RA_{16} - RA_{12}$
0.25	$W_{d0.25}$	$= (W_{d0.25} / W_{m3}) \times PP_T$	$= RA_{12} + (W_{d0.25} / W_{m3}) \times PP_T = RA_{13}$	$= RA_{16} - RA_{13}$
0.15	$W_{d0.15}$	$= (W_{d0.15} / W_{m3}) \times PP_T$	$= RA_{13} + (W_{d0.15} / W_{m3}) \times PP_T = RA_{14}$	$= RA_{16} - RA_{14}$
0.075	$W_{d0.075}$	$= (W_{d0.075} / W_{m3}) \times PP_T$	$= RA_{14} + (W_{d0.075} / W_{m3}) \times PP_T = RA_{15}$	$= RA_{16} - RA_{15}$
Pasa N° 200	W_{d200}	$= (W_{d200} / W_{m3}) \times PP_T$	$= RA_{15} + (W_{d200} / W_{m3}) \times PP_T = RA_{16}$	$= RA_{16} - RA_{16}$
Suma	W_{m3}	$= (W_{m3} / W_{m3}) \times PP_T$		

Tabla 3.5.- Composición granulométrica del material tamizado por la malla N° 4.

3.3.6.- Límites de consistencia o de Atterberg

En base al manual Métodos de Muestreo y Prueba de Materiales de la SCT, es necesario para la realización de esta prueba el siguiente material: malla N°40, una copa de Casagrande, balanza, horno, desecador, vaso de recipiente, cápsulas de porcelana, espátula flexible, cuentagotas, vidrios de reloj, paño, placa de vidrio y alambre de 3 mm de diámetro.

De acuerdo al procedimiento indicado para el secado, disgregado y cuarteo de la muestra, se extrae una muestra de 250 grs de material que pasa la malla N° 40, se coloca en un recipiente (cápsula) y se agrega agua de tal manera que logre una saturación en un lapso de aproximadamente 24 hrs, este recipiente a su vez deberá mantenerse cubierto con un trapo húmedo de tal manera que pueda evitarse la pérdida de humedad por evaporación.

Cuando el material de la muestra a logrado obtener las características solicitadas por la norma para ser probado, se verifica que está totalmente homogenizada para poder extenderla dentro de la copa de Casagrande, de tal manera que en la parte central de la copa quede un espesor aproximado de 8 a 10 mm. Es recomendable que el material al ser colocado dentro de la copa, se realice colocando ligeramente una cantidad mayor del centro de la copa hacia los lados sin aplicar una presión excesiva y con el mínimo de pasadas con la espátula, tal y como lo muestra la Figura 3.13.



Figura 3.13.- Colocación del material para la prueba en la copa de Casagrande (SCT, 2007).





Mediante un ranurador se le hace una abertura en la parte central del material contenido en la copa, el cual al ser utilizado deberá mantenerse en una posición normal a la superficie interior de la copa. Inmediatamente después de colocado y ranurado el material, se acciona la manivela del aparato para hacer caer la copa a razón de dos golpes por segundo y se registra el número de golpes necesarios para lograr que los bordes inferiores de la ranura se pongan en contacto en una longitud de 13 mm. Una vez logrado esto, se extrae un aproximado de 10grs de material de la copa para calcular su contenido de agua.

Una vez realizado el proceso anterior, el material restante después de obtener la muestra para el cálculo del contenido de agua, se mezcla con el resto del material de la cápsula se agrega más agua y se vuelve a efectuar todo el proceso anterior. La prueba consiste en realizar dos pruebas de la muestra por debajo de los 25 golpes, pero no menores a los 10 golpes y dos pruebas por arriba de los 25 golpes pero no mayor a los 35 golpes.

Se grafican los puntos correspondientes a cada determinación, representando en el eje de las abscisas en escala logarítmica, el número de golpes N y en la de las ordenadas en escala aritmética, los respectivos contenidos de humedad ω_n , posteriormente se traza una línea recta que una a los puntos graficados; a esta recta se le llama curva de fluidez.

Para el cálculo se debe considerar la gráfica de donde se obtiene el valor del Límite Líquido (ω_L), determinando en la curva de fluidez el contenido de agua correspondiente a 25 golpes.

3.3.7.- Determinación del límite plástico

Del material restante después de realizar las pruebas con la copa de Casagrande, se toma una pequeña porción en forma de esfera de aproximadamente 12 mm de diámetro, procurando poder moldearla con los dedos para que pierda humedad y se pueda manipular formando un cilindro. Se deberá colocar el cilindro formado sobre la placa de vidrio para reducir su diámetro aproximadamente a 3 mm en toda su longitud, logrando esto mediante el movimiento de la mano hacia adelante y hacia atrás.

Al momento de alcanzar un diámetro de 3 mm tal como se muestra en la Figura 3.14, el cilindro deberá romperse en tres secciones simultáneamente, lo que significará que su contenido de agua está sobre su límite plástico. Inmediatamente una vez que se ha logrado esto, se colocan las secciones rotas del cilindro sobre un vidrio de reloj y se determina el contenido de agua de ese material ω_i .



Figura 3.14.- Muestras para la prueba de determinación del límite plástico (SCT, 2007).





Cálculo

Se reporta como resultado de esta prueba el límite plástico (ω_p), obtenido mediante la siguiente expresión:

$$\omega_p = \frac{\sum \omega_i}{3}$$

dónde:

ω_p = Límite plástico de la muestra (%).

ω_i = Contenido de agua para cada una de las tres determinaciones (%).

3.3.7.1.- Índice Plástico (I_p)

Una vez calculados el límite líquido y el límite plástico se determina el índice plástico, mediante la siguiente expresión:

$$I_p = \omega_L - \omega_p$$

I_p = Índice plástico del material.

ω_L = Límite líquido del material.

ω_p = Límite plástico del material obtenido.

Cuando el material sea muy arenoso y no pueda determinarse el límite plástico, se reportan el límite plástico y el índice plástico como NP (no plástico).

3.3.8.- Compactación AASTHO prueba Proctor

El ensayo consiste en compactar una porción de suelo en un cilindro con volumen conocido, haciéndose variar la humedad para obtener el punto de compactación máxima en el cual se obtiene la humedad óptima de compactación.

El equipo y material necesario para la prueba en base al Manual de Métodos de Muestreo y Prueba de Materiales son:

Molde metálico de forma cilíndrica de $101.6 \pm .4$ mm de diámetro interior, con volumen y masa conocidos, un pisón metálico circular, de 50.8 mm de diámetro, acoplado a una guía metálica tubular, de 2.5 ± 0.01 kg y de 30.5 ± 0.1 cm de caída, reglas, balanzas, horno, probetas, malla N°4, cápsulas, charolas, cucharón y aceite.

De acuerdo con lo mencionado del secado, disgregado, y cuarteo de las muestras, se separa una porción representativa de aproximadamente 4 kg de material cribado por la malla N°4, tal y como se observa en la Figura 3.15. A la muestra se le agrega la cantidad de agua necesaria para que una vez homogenizada, tenga un contenido de humedad inferior al 6% respecto al óptimo estimado.



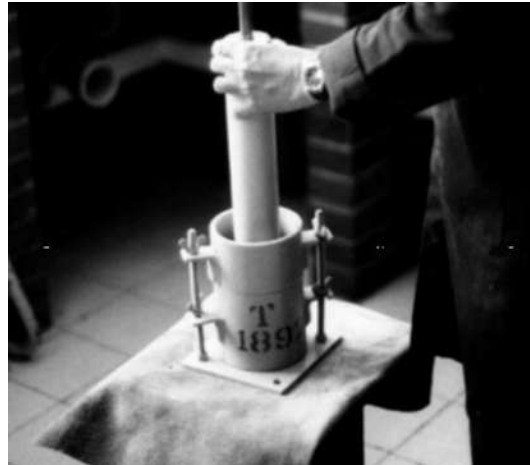


Figura 3.15.- Material necesario para la prueba proctor (SCT, 2006).

El mezclado del material con el agua debe de realizarse de tal manera que, se evite tener grumos, se divide la mezcla en tres fracciones relativamente iguales, se coloca cada una de las fracciones dentro del molde compactando cada una de las capas con el pisón, aplicando 25 golpes distribuidos en toda el área de contacto de la muestra, realizando la misma operación a cada una de las capas tal como se muestra en la Figura 3.16.



Figura 3.16.- Mezclado del material con el agua para la prueba de determinación contenido óptimo de humedad (SCT, 2003).

Terminada la compactación de todas las capas, se retira la extensión del molde y se verifica que el material no sobresalga del cilindro en un espesor promedio de 1.5 cm como máximo; de lo contrario la prueba se repetirá utilizando de preferencia una nueva porción de muestra con masa ligeramente menor que la inicial. En el caso de que no exceda dicho espesor, se enrasa cuidadosamente el espécimen con la regla metálica.

Se determina la masa del cilindro con el material de prueba y se registra como W_i , se saca el espécimen del cilindro y se corta longitudinalmente de tal manera que se obtenga una porción representativa del centro del cilindro del cual se pueda calcular su contenido de agua. Se repite la misma operación agregándole un porcentaje del 2% de agua con respecto a la masa inicial de la porción de muestra.





Incrementado sucesivamente su contenido de agua, se podrá observar durante el proceso de prueba que el último espécimen que se elabora, presentará una disminución apreciable en su masa con respecto a la anterior. Para definir la variación de la masa volumétrica de los especímenes elaborados respecto a sus contenidos de agua, se requiere compactar cuatro o cinco especímenes, que en la segunda determinación la masa del cilindro con respecto al espécimen húmedo sea mayor que en la primera y que la penúltima determinación sea mayor que en la última.

Cálculo

Para el cálculo de la masa volumétrica del material húmedo de cada espécimen se utiliza la siguiente expresión:

$$\gamma_m = \frac{W_i - W_t}{V} \times 1000$$

dónde:

γ_m = Masa volumétrica del material húmedo (kg/m³)

W_i = Masa del cilindro con el material húmedo compactado (g)

W_t = Masa del cilindro (g)

V = volumen del cilindro (cm³)

Para el cálculo de la masa volumétrica seca de cada espécimen se utiliza la siguiente expresión:

$$\gamma_d = \frac{\gamma_m}{100 - w} \times 100$$

dónde:

γ_d = Masa volumétrica seca del espécimen (kg/m³)

γ_m = Masa volumétrica del material húmedo (kg/m³)

w = Contenido de agua del espécimen (%)

Con apoyo de una hoja de registro y mediante la generación de una gráfica en la que en el eje de las ordenadas se indican las masas volumétricas secas γ_d y en el de las abscisas los contenidos de agua, se dibujan los puntos correspondientes a cada espécimen, los que se unen con una línea continua de forma aproximadamente parabólica denominada curva de compactación, la que determina la variación de la masa volumétrica seca del material para diferentes contenidos de agua y una misma energía de compactación.

Se determinan y reportan la masa volumétrica máxima seca del material, γ_{dmax} , en Kg/m³ y su contenido de humedad óptimo, ω_o , en % que se obtienen en forma gráfica de la curva de compactación; la ordenada en el punto más alto de dicha curva representa la masa volumétrica seca máxima γ_{dmax} y la abscisa de este punto, el contenido de humedad óptimo, ω_o .





3.3.9.- Ensayo de compresión triaxial para suelos cohesivos (UNE 103402:1998)

El ensayo de compresión triaxial son pruebas que se realizan principalmente a los suelos cohesivos, permite el estudio de un suelo cuando se encuentra simultáneamente solicitado por cargas de compresión, según tres direcciones ortogonales, obteniendo el ángulo de fricción interna y la cohesión de los suelos, y a la vez permitiendo determinar la resistencia al esfuerzo cortante y la relación esfuerzo-deformación del suelo.

Consiste principalmente en preparar una probeta cilíndrica de suelo, de altura doble del diámetro, que se rodea de una membrana impermeable, ya sea permitiendo el drenaje y controlando las presiones intersticiales en el interior de la muestra, esto se logra colocando piedras porosas en la basa y en la parte superior de la probeta.

Según Juárez Badillo y Rico Rodríguez (2006), las pruebas de compresión más comunes que se pueden llevar a cabo en la cámara triaxial, son:

- Prueba de compresión simple
- Prueba rápida o no consolidada no drenada (UU)
- Prueba rápida consolidada o consolidada no drenada (CU)
- Prueba lenta o consolidada drenada (CD)

De las pruebas mencionadas anteriormente, los resultados se interpretan generalmente a partir de gráficos constituidos según el método de Mohr-Coulomb que consiste en la representación de los esfuerzos normales contra los esfuerzos cortantes correspondientes. Cada una de las pruebas mencionadas conlleva a un proceso diferente de realización, lo que las hace diferir una de la otra, mencionando a continuación en qué consisten.

Prueba de compresión simple

En base a lo que González de Vallejo (2004) dice, este ensayo consiste en colocar una probeta de suelo cilíndrica o prismática en una prensa ordinaria y romperla a compresión, sin ningún confinamiento lateral, es decir $\sigma_3=0$. Esta prueba solo se puede llevar a cabo sobre arcillas, limos, o suelos predominante cohesivos, debido a que por ausencia de confinamiento lateral la probeta podría desmoronarse sola.

Relativamente es muy rápido el ensayo, ya que por la ausencia de confinamiento lateral la rotura se alcanza con rapidez, y la resistencia a compresión simple es igual al esfuerzo desviador, representando el resultado mediante un círculo de Mohr del cual su radio será la resistencia al corte sin drenaje.

Prueba rápida o no consolidada no drenada (UU)

Este ensayo presenta la particularidad que la válvula de drenaje y de introducción de presión intersticial, permanecen cerradas. En la primera fase se aplica simplemente una presión isotrópica impidiendo el drenaje. Si la probeta está saturada, en ausencia de drenaje toda la tensión total isotrópica de cámara se trasmite al líquido intersticial, y por lo tanto las tensiones efectivas en el suelo no variarían (González de Vallejo, 2004).





Prueba rápida consolidada o consolidada no drenada (CU)

En base a González de Vallejo (2004), en este tipo de pruebas, el espécimen se consolida primeramente bajo la presión hidrostática; así el esfuerzo llega a ser efectivo, actuando sobre la fase sólida del suelo. En seguida, la muestra se lleva a la falla por un rápido incremento de la carga axial, de manera que no se permita cambio de volumen. El hecho esencial de este tipo de prueba es el no permitir ninguna consolidación adicional durante el periodo de falla, en la aplicación de la carga axial. Esto se logra fácilmente en una cámara de compresión triaxial cerrando la válvula de salida de las piedras porosas.

En la segunda etapa de una prueba rápida consolidada podría pensarse que todo el esfuerzo desviador fuera tomado por el agua de los vacíos del suelo en forma de presión neutral, ello no ocurre así y se sabe que parte de esa presión axial es tomada por la fase sólida del suelo. De hecho no hay ninguna razón en principio para que el esfuerzo desviador sea íntegramente tomado por el agua en forma de presión neutral, si la muestra estuviese lateralmente confinada, como el caso de una prueba de consolidación. Además este ensayo se realiza generalmente con medición de la presión de poro o neutra con el fin de determinar los parámetros de "C" y " ϕ " en términos de esfuerzos totales y esfuerzos efectivos.

Prueba lenta o consolidada drenada (CD)

González de Vallejo (2004), menciona que la característica fundamental de la prueba es que los esfuerzos aplicados al espécimen son efectivos. Primeramente se aplica al suelo una presión hidrostática, manteniendo abierta la válvula de comunicación o drenado y dejando transcurrir el tiempo necesario para que haya consolidación completa bajo la presión actuante. Cuando el equilibrio estático interno se haya restablecido, todas las fuerzas exteriores estarán actuando sobre la fase sólida del suelo, es decir, producen esfuerzos efectivos, en tanto que los esfuerzos neutrales en el agua corresponden a la condición hidrostática. Enseguida la muestra se lleva a la falla, aplicando la carga axial en pequeños incrementos, cada uno de los cuales se mantiene el tiempo necesario para que la presión en el agua, en exceso de la hidrostática, se reduzca a cero.

Los ensayos consolidados drenados se utilizan esencialmente en suelos granulares (arenas), sin embargo, se puede aplicar en suelos finos, pero los ensayos requieren tiempos prolongados del orden de semanas.

3.3.10.- Procedimiento

Debido a que se prueban muestras con las características optimas, no hay la necesidad de drenar o consolidar. Por otro lado y si las muestras obtenidas en campo presentan las condiciones o características para probar los especímenes como muestras inalteradas, el tiempo necesario para la realización de la prueba CD y CU es muy prolongado para la información que se pretende obtener; las propiedades o datos requeridos son ángulo de fricción interno y cohesión, los cuales se obtienen mediante esfuerzos totales, no necesariamente mediante esfuerzos efectivos.

Para esta prueba se requiere probar tres especímenes a diferente presión de confinamiento, aunque es conveniente preparar cuatro para verificar alguna duda, si existe. Los especímenes se pueden obtener mediante muestras inalteradas o alteradas. Para muestras alteradas se deben remoldear utilizando la humedad óptima y usando un molde y su pisón, compactando el suelo y reproduciendo un cierto peso volumétrico.





Se realizan especímenes de 3.3 cm de diámetro como mínimo y la altura debe ser de 2 a 2.5 veces el diámetro. El diámetro de la probeta se hará de forma cilíndrica y de 5 veces mayor que el de la partícula de mayor tamaño, se deberá determinar la densidad y la humedad del suelo en estudio, si las muestras son labradas se medirán los diámetros superior (D_s), central (D_c) e inferior (D_i).

Una vez obtenidas las muestras se deberán guardar dentro de recipientes herméticos para que no pierdan humedad, se inicia la prueba con la muestra uno, pesándola y se mide para poderla introducir a la cámara triaxial.

Se aplica la carga, tomándose lecturas de unidades de carga y unidades de deformación a cada 30 segundos o cada minuto, hasta que se registren 2 unidades de carga iguales. También se dejan de tomar lecturas o se suspende el ensaye, si la muestra de suelo presenta una deformación del 20% con respecto a la altura inicial. Una vez terminado este proceso se registran las lecturas y se prueban las muestras restantes, únicamente varía el confinamiento de cada muestra.

➤ **Cálculos**

Una vez probados todos los especímenes de la muestra, se obtienen los esfuerzos en los diferentes intervalos de tiempo; se toma el mayor (σ_1) esfuerzo obtenido en cada espécimen y σ_3 que es el confinamiento que se le da a cada prueba, estos son los que se grafican; se le conoce como esfuerzo desviador al resultado de la relación $\sigma_1 - \sigma_3$. Para obtener la cohesión (c) y el ángulo de fricción interna del suelo (ϕ), se usan los círculos de Mohr, dibujando un círculo por cada espécimen de la muestra probada; donde el diámetro del círculo será el esfuerzo desviador, el centro será $(\sigma_1 + \sigma_3)/2$ y el radio será $(\sigma_1 - \sigma_3)/2$, gráficamente estas interpretaciones matemáticas se representan mediante los círculos de Mohr mostrados en la Figura 3.17.

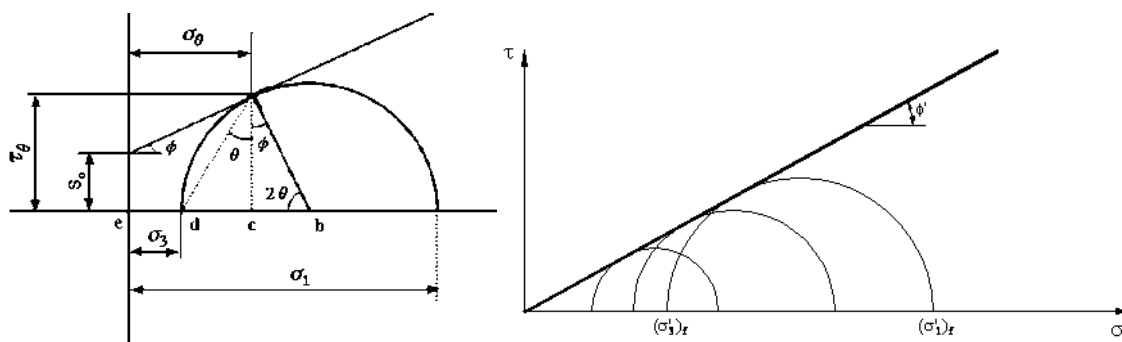


Figura 3.17.- Componentes de los círculos de Mohr-Coulomb (González de Vallejo, 2004).

Mohr (1900) presentó una teoría sobre la ruptura de los materiales. Dicha teoría afirma que un material falla debido a una combinación crítica de esfuerzo normal y esfuerzo cortante, y no solo por la presencia de un esfuerzo máximo normal o bien de un esfuerzo máximo cortante. Por lo cual, la relación entre un esfuerzo normal y un esfuerzo cortante sobre un plano de falla se expresa en la siguiente ecuación.

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

dónde:

τ_f = Esfuerzo cortante sobre el plano de falla

σ = Esfuerzo normal sobre el plano de falla





La envolvente de falla definida por la ecuación es una línea curva. 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, lo cual se conoce como el Criterio de falla Mohr-Coulomb como se presenta en la siguiente ecuación.

$$\tau_f = c + \sigma \tan \varphi$$

dónde:

c = Cohesión

φ = Ángulo de fricción interna

En la Figura 3.18 se observa, el esfuerzo normal y el esfuerzo cortante sobre un plano en una masa de suelo, son tales que no ocurrirá una falla cortante a lo largo de ese plano (representados por el punto A). Si el esfuerzo normal y el esfuerzo cortante sobre un plano son representados por el punto B (sobre la envolvente de falla), entonces ocurrirá una falla de cortante a lo largo de ese plano. Un estado de esfuerzo no se presenta, queda por arriba de la envolvente de falla y la falla cortante ya habría ocurrido en el suelo (punto C).

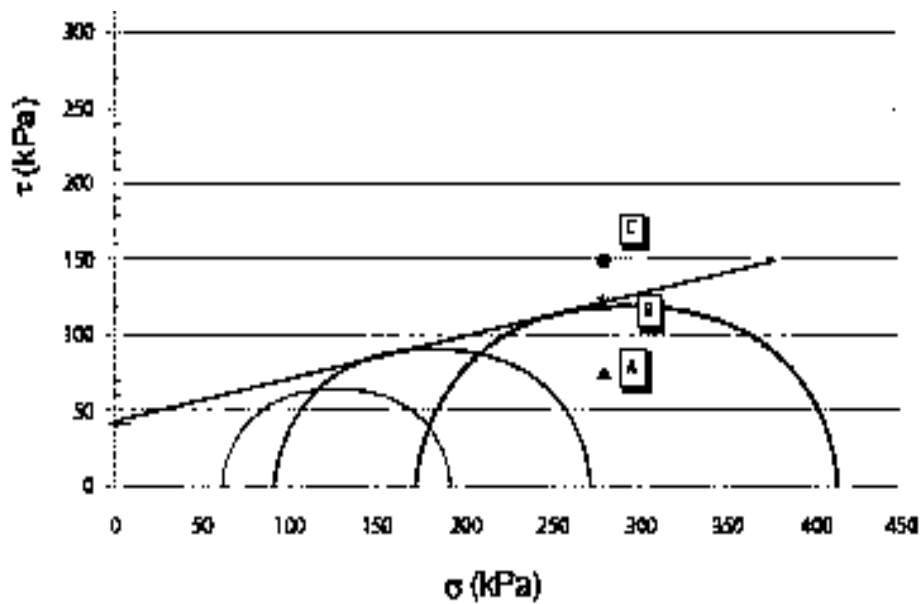


Figura 3.18.- Envolvente de falla de Mohr Coulomb (González de Vallejo, 2004).





3.4.- APLICACIÓN DEL MÉTODO DE BIENIAWSKI A TALUDES

El método Rock Mass Rating (RMR), también conocida como clasificación geomecánica de macizos rocosos de Bieniawski, fue presentada por el Ingeniero Z. T. BIENIAWSKI en 1973 y modificada sucesivamente en 1976, 1979, 1984 y 1989. Este método permite, de forma sencilla, estimar la calidad de un macizo rocoso, mediante la cuantificación de parámetros de fácil medición, los cuales se establecen en el campo de manera fácil y rápida con costos económicos mínimos. Con el valor de RMR es posible establecer algunas propiedades geotécnicas preliminares del macizo para analizar la estabilidad del talud del frente de su explotación actual. El valor de RMR también se utiliza usualmente en la construcción de túneles y de cimentaciones. Consta de un índice de calidad RMR (Rock Mass Rating), independiente de la estructura, y de un factor de corrección.

El RMR se obtiene estimando los siguientes parámetros geomecánicos:

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

Para aplicar la clasificación RMR se divide el macizo rocoso en zonas o tramos que presentan 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.

3.4.1.- Resistencia uniaxial de la matriz rocosa.

Para la resistencia de la matriz rocosa, se estima como ya se mencionó en párrafos anteriormente, que son los ensayos del martillo Schmidt 3.2.4 y la carga puntual PLT 3.25. Los índices de campo permiten una estimación del rango de resistencia de la roca. Existen algunos criterios para su identificación los cuales se describen en la Tabla 3.13, 3.14 y 3.15, donde deben ser aplicados sobre la roca una vez limpiada la capa de alteración superficial.

El ensayo de carga puntual en correlación con la resistencia a compresión simple se describe en el apartado 3.2.5. Mediante el martillo Schmidt se mide la resistencia al rebote de una superficie rocosa, la cual también tiene correlación con la resistencia a compresión simple; ambos procedimientos para la prueba se describen en el apartado 3.2.4.

3.4.2.- Grado de fracturación en términos del RQD (Rock Quality Designation)

El grado de fracturación se expresa habitualmente por el valor del índice RQD (rock quality designation), principalmente se realiza o se mide en testigos de sondeos, aunque por medio de testigos de sondeos, este índice no considera aspectos como la orientación, separación, rellenos y demás condiciones de las discontinuidades, por lo que no es suficiente para describir las características de la fracturación de los macizos rocosos.

La descripción de la fracturación a partir de datos de afloramientos puede referirse al número de familias de discontinuidades y al tamaño de los bloques. El RQD puede estimarse en afloramientos o taludes a partir de correlaciones empíricas como la de Palmstrom (1975; en ISRM, 1981), que se muestran a continuación.





$$RQD = 115 - 3.3J_v \text{ para } J_v > 4.5$$

$$RQD = 100 \text{ para } J_v \leq 4.5$$

Donde J_v representa el número total de discontinuidades que interceptan una unidad de volumen (1 m³) del macizo rocoso. Ante la dificultad de observar tridimensionalmente un afloramiento, el valor de J_v se suele determinar contando las discontinuidades de cada familia que interceptan una longitud determinada, midiendo perpendicularmente a la dirección de cada una de las familias; según el número total de discontinuidades por unidad de volumen en un macizo rocoso, es la descripción del macizo y esto se puede observar en la Tabla 3.6.

$$J_v = \sum \frac{n^\circ \text{ de discontinuidades}}{\text{longitud de medida}}$$

Descripción	J_v (discontinuidades/m ³)
Bloques muy grandes	<1
Bloques grandes	1-3
Bloques de tamaño medio	3-10
Bloques pequeños	10-30
Bloques muy pequeños	>30

Tabla 3.6.- Descripción del tamaño del bloque en función del número de discontinuidades (ISRM, 1981).

3.4.3.- Espaciado de las discontinuidades

En base a lo que González de Vallejo (2004) menciona, el espaciado entre los planos de discontinuidad condiciona el tamaño de los bloques de la matriz rocosa, definiendo qué forma intervendrá en el comportamiento mecánico del macizo rocoso, y su importancia con respecto a la influencia de las discontinuidades.

Cuando en macizos rocosos el espaciado es muy grande, los procesos de deformación y rotura estarán en función de las propiedades de la matriz rocosa principalmente, o según la escala de trabajo considerado y la situación de la obra de ingeniería con respecto a las discontinuidades; en caso de que los espaciados de estas discontinuidades varíe por unos cuantos decímetros a 1 o 2 m, el comportamiento del macizo rocoso lo determinarán los planos de debilidad; o por otro lado, 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 que separa dos planos de discontinuidades de una misma familia, medida en dirección perpendicular a dichos planos. Normalmente este valor se refiere al espaciado medio o modal de los valores medidos para las discontinuidades de una misma familia. La medida se realiza en una longitud suficiente representativa de la frecuencia de discontinuidades, al menos de tres metros. Como norma general, la longitud de medida debe ser unas diez veces superior al espaciado; en la Tabla 3.7 se define el tipo de espaciado según la distancia entre una discontinuidad y otra.





Descripción	Espaciado
Extremadamente junto	< 20 mm
Muy junto	20-60 mm
Junto	60-200 mm
Moderadamente junto	200-600 mm
Separado	600-2000 mm
Muy separado	2000-6000 mm
Extremadamente separado	>6000 mm

Tabla 3.7.- Descripción del espaciado (González de Vallejo, 2004).

3.4.4.- Condiciones de las discontinuidades

Este parámetro incluye longitud o continuidad, separación o abertura; que consiste en la distancia entre las dos caras de la discontinuidad, rugosidad de la superficie de la discontinuidad, relleno y alteración.

Longitud

Es la extensión superficial o persistencia de un plano de discontinuidad, medida por la longitud según la dirección del plano y según su buzamiento. Esta longitud se toma mediante una cinta métrica siguiendo la dirección y buzamiento del plano de discontinuidad. Las discontinuidades pueden o no terminar con otra discontinuidad, por lo que hay que ser cuidadosos en ese aspecto. Es de importancia destacar las familias más continuas, ya que por lo general, son las que determinan los planos de rotura de un macizo rocoso. Las discontinuidades singulares como las fallas y los diques, suelen ser muy continuas, las cuales son las que determinan o representan los mayores planos de debilidad en el macizo rocoso, por lo que se deben de caracterizar, describiéndose con mayor importancia; la Tabla 3.8 indica el tipo de continuidad según su longitud.

Continuidad	Longitud
Muy baja continuidad	< 1 m
Baja continuidad	1- 3 m
Continuidad media	3-10 m
Alta continuidad	10-20 m
Muy alta continuidad	>20 m

Tabla 3.8.- Descripción de la continuidad (ISRM. 1981).

Separación o abertura de la discontinuidad

En base a lo que describe BIENIAWSKI 1989, es la distancia entre las dos caras de superficies de la discontinuidad, controla la capacidad de las superficies teniendo una con otra la resistencia a corte, así como la cantidad de agua que fluirá a través de la discontinuidad. Esta separación puede ser variada a través de las diferentes zonas de un macizo rocoso, superficialmente puede estar abierta pero conforme se profundiza más, puede estar más cerrada. Los procesos de desplazamiento en la discontinuidad dependen de las tensiones efectivas generadas por la resistencia al corte.

Su medida se realiza directamente con una regla graduada en milímetros, e incluso si la separación es muy pequeña se puede emplear un calibre. Deberá indicarse si la discontinuidad presenta





variación en su separación realizando medidas a lo largo de 3 m, una vez realizada la medición la caracterización se obtiene mediante la descripción que se hace en la Tabla 3.9, la cual indica, el tipo de separación según el valor de abertura.

Abertura	Descripción
<0.1 mm	Muy cerrada
0.1-0.25 mm	Cerrada
0.25-0.5 mm	Parcialmente abierta
0.5-2.5 mm	Abierta
2.5-10 mm	Moderadamente ancha
>10 mm	Ancha
1-10 cm	Muy ancha
10-100 cm	Extremadamente ancha
>1 m	Cavernosa

Tabla 3.9.- Descripción de la abertura (ISRM, 1981).

Rugosidad de la superficie de la discontinuidad

Este parámetro determina principalmente la resistencia al corte de los planos, conforme más rugosas son las paredes más alta resistencia al corte tiene la discontinuidad, aunque si la discontinuidad tiende a separarse, la resistencia se va perdiendo.

La rugosidad puede ser medida en campo con diversos métodos, dependiendo de la exactitud requerida, de la escala de medida o de la accesibilidad al afloramiento, incluyendo estimaciones cualitativas y cuantitativas. El método más sencillo y rápido es la comparación visual de la discontinuidad con perfiles estándar de rugosidad, como el que se observa en la Tabla 3.10.

Descripción	Perfil	J _r	JRC 200mm	JRC 1 m
Rugosa		4	20	11
Suave		3	14	9
Pulida		2	11	8
	Escalonada	2	11	8
Rugosa		3	14	9
Suave		2	11	8
Pulida		1.5	7	6
	Ondulada	1.5	7	6
Rugosa		1.5	2.5	2.3
Suave		1.0	1.5	0.9
Pulida		0.5	0.5	0.4
	Plana	0.5	0.5	0.4

Tabla 3.10.- Perfiles de rugosidad (ISRM, 1981).





Relleno en la discontinuidad

El relleno que puede aparecer en la roca no necesariamente es roca, existe una gran variedad de materiales de relleno con propiedades físicas y mecánicas muy variables. La presencia de relleno en una discontinuidad puede regir el comportamiento de la misma, por lo que es importante determinar las características físicas y mecánicas del relleno. Las características principales del relleno que deben describirse en el afloramiento son: su naturaleza, espesor, anchura, resistencia al corte y permeabilidad.

Alteración de la discontinuidad

La alteración de la discontinuidad depende mucho de las filtraciones de agua que estas tengan así como la exposición a la intemperie. La evaluación del grado de alteración o meteorización del macizo rocoso se realiza por observación directa del afloramiento y comparación con los índices estándares mostrados en la Tabla 3.11.

Grado de meteorización	Tipo	Descripción
I	Fresco	No aparecen signos de meteorización
II	Ligeramente meteorizado	La decoloración indica alteración del material rocoso y de las superficies de discontinuidad. Todo del conjunto rocoso está decolorado por meteorización.
III	Moderadamente meteorizado	Menos de la mitad del macizo rocoso parece descompuesto y transformado en suelo. La roca fresca o decolorada aparece como una estructura continua o como núcleos aislados.
IV	Altamente meteorizado	Más de la mitad del macizo rocoso aparece descompuesto y transformado en suelo. La roca fresca o decolorada aparece como una estructura continua o como núcleos aislados.
V	Completamente meteorizado	Todo el macizo rocoso aparece descompuesto y transformado en suelo. Se conserva la estructura original del macizo.
VI	Suelo residual	Todo el macizo rocoso se ha transformado en suelos y ha destruido la estructura del macizo rocoso y la fábrica del material.

Tabla 3.11.- Evaluación del grado de meteorización del macizo rocoso (ISRM, 1981).

Agua freática o filtraciones

Para la evolución de la presencia de agua en las discontinuidades, se describen algunas de las características y su evaluación en la Tabla 3.12 donde se indican algunas características de discontinuidades con relleno y sin relleno asignándoles una clase según la característica.

Clase	Discontinuidades sin relleno	Discontinuidades con relleno
I	Junta muy plana y cerrada. Aparece seca y no aparece posible que circule agua.	Relleno muy consolidado y seco. No es posible el flujo del agua.
II	Junta seca sin evidencia de flujo de agua.	Relleno húmedo pero sin agua libre.
III	Junta seca pero con evidencia que haya circulado agua.	Relleno mojado con goteo ocasional.
IV	Junta húmeda pero sin agua libre.	Relleno que muestra señales de lavado, flujo de agua continuo (estimar el flujo en l/min).
V	Junta con resaca, ocasionalmente goteo pero sin flujo continuo.	Relleno localmente lavado, flujo considerable según canales preferentes (estimar caudal y presión).
VI	Junta con flujo continuo de agua (estimar el caudal en l/min y la presión).	Rellenos completamente lavados, presiones de agua elevadas.

Tabla 3.12.- Descripción de las filtraciones en discontinuidades (ISRM, 1981).





Al resultado de cada uno de los parámetros se le asigna, según la Tabla 3.13 Clasificación Geomecánica RMR de Bieniawski (1989), un valor que varía del 0 al 100, y se suman todos ellos para obtener el índice de calidad RMR sin correcciones. A este valor se le debe restar un factor de ajuste en función de la orientación de las discontinuidades y del tipo de obra a considerar, al final se obtiene el valor numérico con el que se clasifica finalmente el macizo rocoso. Esta clasificación se define en cinco clases, cuyo significado geotécnico se expresa en la Tabla 3.13, 3.14 y 3.15; a cada clase de macizo se le asigna una calidad y unas características geotécnicas. De esa manera se puede decir que la clasificación es de muy buena (será un macizo rocoso duro, poco fracturado, sin filtraciones importantes y poco meteorizado, presentando muy pocos problemas frente a su estabilidad y resistencia, lo que deduce que, la capacidad portante es alta, que permitía la excavación de taludes con altas pendientes y no precisará medidas de estabilización). En el caso de una clase V, la roca es muy mala necesitando algún tipo de intervención para su estabilización.

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		>2m	0.6-2m	0.2-0.6m	0.06-0.2m	<0.06m		
	Puntuación		20	15	10	8	5		
4	Estado de las discontinuidades	Longitud de la discontinuidad	<1m	1-3m	3-10m	10-20m	>20m		
		Puntuación	6	4	2	1	0		
		Abertura	Nada	<0.1mm	0.1-1.0mm	1-5mm	>5mm		
		Puntuación	6	5	3	1	0		
		Rugosidad	Muy rugosa	Rugosa	Ligeramente rugosa	Ondulada	Suave		
		Puntuación	6	5	3	1	0		
		Relleno	Ninguno	Relleno duro <5mm	Relleno duro >5mm	Relleno blando <5mm	Relleno blando >5mm		
		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 litros/min	10-25 litros/min	25-125 litros/min	>125 litros/min		
		Relación: Presión de agua/Tensión principal mayor	0	0-0.1	0.1-0.2	0.2-0.5	>0.5		
		Estado general	Seco	Ligeramente Humedo	Humedo	Goteando	Agua fluyendo		
	Puntuación		15	10	7	4	0		

Tabla 3.13.- Clasificación geomecánica RMR (Bieniawski, 1989).





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

Clase	I	II	III	IV	V
Calidad	Muy buena	Buena	Media	Mala	Muy mala
Puntuación	100-80	80-61	60-41	40-21	<20

Clase	I	II	III	IV	V
Tipo de mantenimiento y longitud	10 años con 15 m de vano	6 meses con 8 m de vano	1 semana con 8 m de vano	10 horas con 8 m de vano	30 minutos 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
Angulo de rozamiento	>45°	35°-45°	25°-35°	15°-25°	<15°

Tabla 3.14.- Características geotécnicas del RMR (Bieniawski, 1989).

Clase	Calidad	Valoración RMR	Cohesión	Angulo 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	2-3 kg/cm ²	25°-35°
IV	Mala	40-21	1-2 kg/cm ²	15°-25°
V	Muy mala	<20	<1 kg/cm ²	<15°

Tabla 3.15.- Calidad de macizos rocosos en relación al RMR (Bieniawski, 1989).

El factor de corrección, definido cualitativamente, depende de la orientación de las discontinuidades y tiene valores distintos según se aplique a túneles, cimentaciones o taludes, como lo muestra la Tabla 3.14

El índice de RMR se obtiene de restar a los valores obtenidos de la Tabla 3.13 y del factor de ajuste de la Tabla 3.14. Este índice puede variar entre 0 y 100, y define cinco clases de roca designadas con números romanos que se corresponden con cinco calidades del macizo rocoso: muy buena, buena, media, mala y muy mala, como se observa en la Tabla 3.15.

De acuerdo a la valoración obtenida del análisis y del tipo de material se pueden hacer propuestas para mitigar o prevenir el peligro, sea a través de anclajes, pernos, concreto lanzado u otro mecanismo que permita solucionar el problema.





4.- APLICACIÓN DE MODELOS

4.1.- ANÁLISIS CINEMÁTICO

La proyección estereográfica es considerada como la principal herramienta tanto para los geólogos como para los ingenieros civiles, ya que permite representar y manipular datos de orientaciones tridimensionales, además de proporcionar de una manera gráfica el conjunto de datos recopilados para el reconocimiento e interpretación de modelos de orientación. También permite procesar datos, girarlos y analizarlos por medio de diversas construcciones geométricas, es posible y sobre todo ahora en la actualidad que estos procesos de análisis se puedan llevar a cabo de una manera más rápida utilizando algún tipo de software.

El uso de las proyecciones estereográficas en papel todavía tiene algunas ventajas, especialmente para aprender cómo funciona, pero la desventaja y sobre todo por el tiempo invertido solo es recomendable en casos de no contar con algún software. Por otro lado y a lo que a softwares se refiere, algunos de estos programas computacionales no funcionan como uno quisiera, existen ciertas condiciones para introducir los datos por lo cual es fácil cometer un error. Por eso antes de usar un programa siempre hay que hacer una comparación de algunos datos procesados en el software, con los mismos datos procesados en una forma analógica (en papel). Sí coinciden ambos versiones no existe problema alguno.

Hoy en día se utilizan softwares para realizar trabajos con la proyección estereográfica. El ingreso de los datos no siempre es fácil. Primero hay que verificar que tipo de información requiere el programa. Además se debe verificar la forma de los datos (puede ser por ejemplo 198/34 o 34 - 198). Además hay que verificar si el programa espera datos de 90° o de 360°, es decir requiere la información en azimut o en orientación.

Es de suma importancia saber interpretar la forma en que se registra una estructura para así mismo poder introducir los datos en un software. Cuando se registra la orientación en forma escrita, los tres puntos o características de un plano se pueden combinar y ser representados en una sola expresión dirección/buzamiento dirección del buzamiento. El ingreso de los datos tectónicos toma su tiempo. Un buen estudio puede llegar a 4000 y más datos. La manera más eficiente y segura, es el uso de anotaciones con pocos dígitos, por ejemplo la anotación del círculo completo. Un plano, fractura o discontinuidad, corresponde a 2 números, simplemente se puede representar de la siguiente manera (dip/dipdirection), (strike/dipr), (strike/dipl) en cuanto a planos corresponde, tal y como se observa en la Figura 4.1; mientras que para el levantamiento de fracturas se utilizan los datos (trend/plunge), esto se hace con una brújula de geólogo, los cuales se pueden observar en las Figuras 4.1 y 4.2.



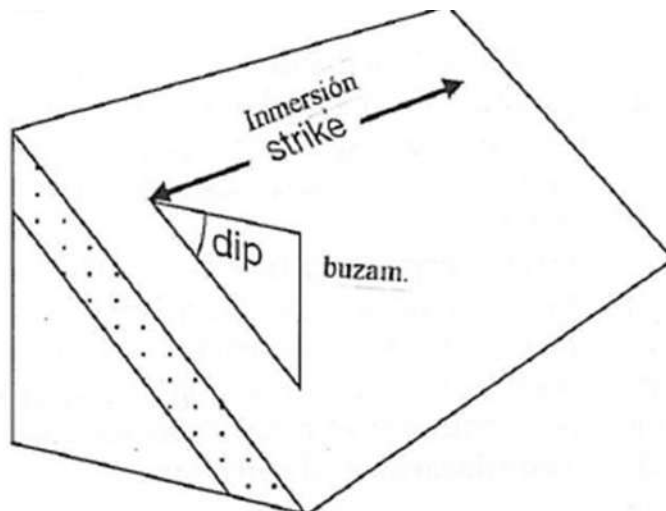


Figura 4.1.- Nomenclatura de las características geométricas de un plano de discontinuidad (Lisle y Lesion, 2002).

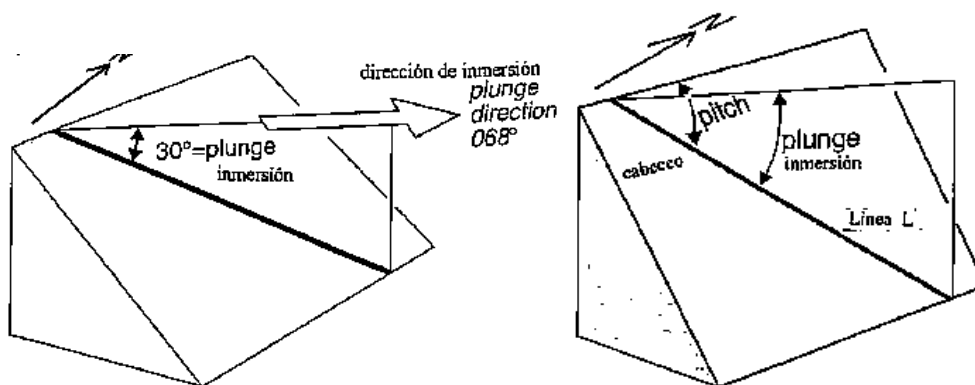


Figura 4.2.- Nomenclatura de las características geométricas de una fractura generada sobre un plano de discontinuidad (Lisle y Lesion, 2002).

El círculo máximo es la proyección del plano entero a la red de Schmidt, dicho círculo es una línea que sale desde un borde de la red de Schmidt hacia el otro extremo, con una distancia de 180°. El círculo máximo solamente es otra manera de proyectar un plano geológico. La ventaja del círculo máximo al respecto del polo (punto) de una línea normal es que, el círculo máximo es más fácil para interpretar. La desventaja del círculo máximo es que la transparencia solamente permite el dibujo de algunos 5 hacia 10 círculos, con una cantidad mayor no se pueden observar con mucha legibilidad.

Normalmente se ingresan los datos como polo (punto) de la línea normal, después se juntan los elementos en "nubes de puntos" con un promedio, un máximo - gráfico y para estos puntos principales (promedios) se buscan el círculo máximo correspondiente. Es decir, se busca el "promedio gráfico" de una acumulación de puntos y solamente este valor del promedio se traduce a un círculo máximo. Un plano geológico y la línea normal de este plano tienen una diferencia de 90° a todos los lados. Significa que el punto o polo que sale en la proyección (como resultado de la línea





normal) tiene una distancia de 90° al círculo máximo del mismo plano. La tarea es la búsqueda de una línea en la proyección estereográfica cual tiene siempre una distancia de 90° hacia al punto / polo.

La ventaja del círculo máximo es su fácil interpretación ya que según la representación de dicho círculo máximo, nos puede indicar lo siguiente:

- Un círculo máximo recto corresponde a un plano vertical, la orientación en la proyección corresponde a la orientación en la naturaleza.
- Un círculo máximo curvado corresponde a un plano con una cierta inclinación. La curva siempre marca hacia la dirección de inclinación.
- La distancia entre el centro y curva corresponde al manto. Significa planos verticales o subverticales y tienen una ubicación muy cercana al centro. Planos casi horizontales tienen una curva muy amplia, ubicándose cerca del margen.
- Planos horizontales coinciden con el margen.

Además el círculo máximo es la base de muchas aplicaciones avanzadas, por ejemplo:

- La intersección de dos círculos máximos corresponde con la línea de intersección en la realidad.
- Tres planos que serían tres círculos máximos pueden formar una cuña.
- Cuando se representan dos o tres círculos con la misma dirección pero con inclinaciones diferentes se puede presentar una falla por deslizamiento.

4.1.1.- Cono de fricción

En base a lo que menciona Lisle y Lesion (2002), el movimiento o deslizamiento de un bloque de roca, independientemente si se trata de deslizamiento por falla plana o en cuña, es generado por la deficiencia de fuerzas cortantes (fuerzas de fricción) que se oponen al peso propio del bloque y por la excedencia de fuerzas que actúan sobre la masa de roca. Las fuerzas que actúan en contra de la fuerza de fricción que opone el bloque al deslizamiento pueden ser consecuencia a, aceleraciones impuestas por un terremoto, condiciones de saturación de presión del agua freática, o simplemente porque los potenciales de deslizamiento de masa rocosa quedan en una discontinuidad inclinada, la fuerza de gravedad tirando hacia abajo de la roca tendrá una componente que tiende a bajar, la cual puede actuar sobre la masa de roca en condiciones secas y en momentos de tranquilidad sísmica. En mayor parte, un talud que presenta un tipo de falla se mantiene estable debido a que las fuerzas inductoras no superan las principales fuerzas resistentes que surgen de la fricción de la discontinuidad. La fricción en ese caso dependerá de la naturaleza del material rocoso por encima y por debajo de la discontinuidad y de la naturaleza de la discontinuidad.

La magnitud de las fuerzas de fricción también depende del componente peso de la roca que actúa perpendicular a la superficie de discontinuidad. Para discontinuidades con inclinaciones muy empinadas esta resistencia disminuye y se incrementa la fuerza de la ladera hacia abajo en la masa que se desliza debido a la gravedad. Por consiguiente existe un ángulo crítico de la pendiente de la discontinuidad para que se resbale. Este es el ángulo de fricción al deslizamiento, ϕ . Si se puede estimar el pertinente valor de ϕ , se podrá distinguir los planos de debilidad estables y los planos inestables con una masa de roca basados en sus ángulos de buzamiento. A partir de la Figura 4.3 en inciso (a), se puede observar que cualquier discontinuidad con ángulo de buzamiento crítico, ϕ , tiene una normal que se desvía de la vertical con el mismo ángulo. Considerando las normales de todas esas discontinuidades con una gama completa de direcciones de buzamiento, encontramos que ellas colectivamente definen un cono con un eje vertical tal y como se muestra en la figura 4.3





inciso (b). A este cono se le denomina cono de fricción, el cual incluye las normales de las discontinuidades que poseen en un ángulo de buzamiento menor al ángulo crítico. Este concepto de cono de fricción interviene para el análisis de estabilidad de laderas rocosas por lo que es conveniente representar el cono de fricción en el estereograma; este es un círculo menor formado por líneas inclinadas en ángulo ϕ , de la vertical. Los planos estables con ángulos bajos de buzamiento tienen polos que representan dentro del cono de fricción; los polos de planos empinados, inestables, se representan fuera de él, tal y como se muestra en el inciso (d) de la Figura 4.3.

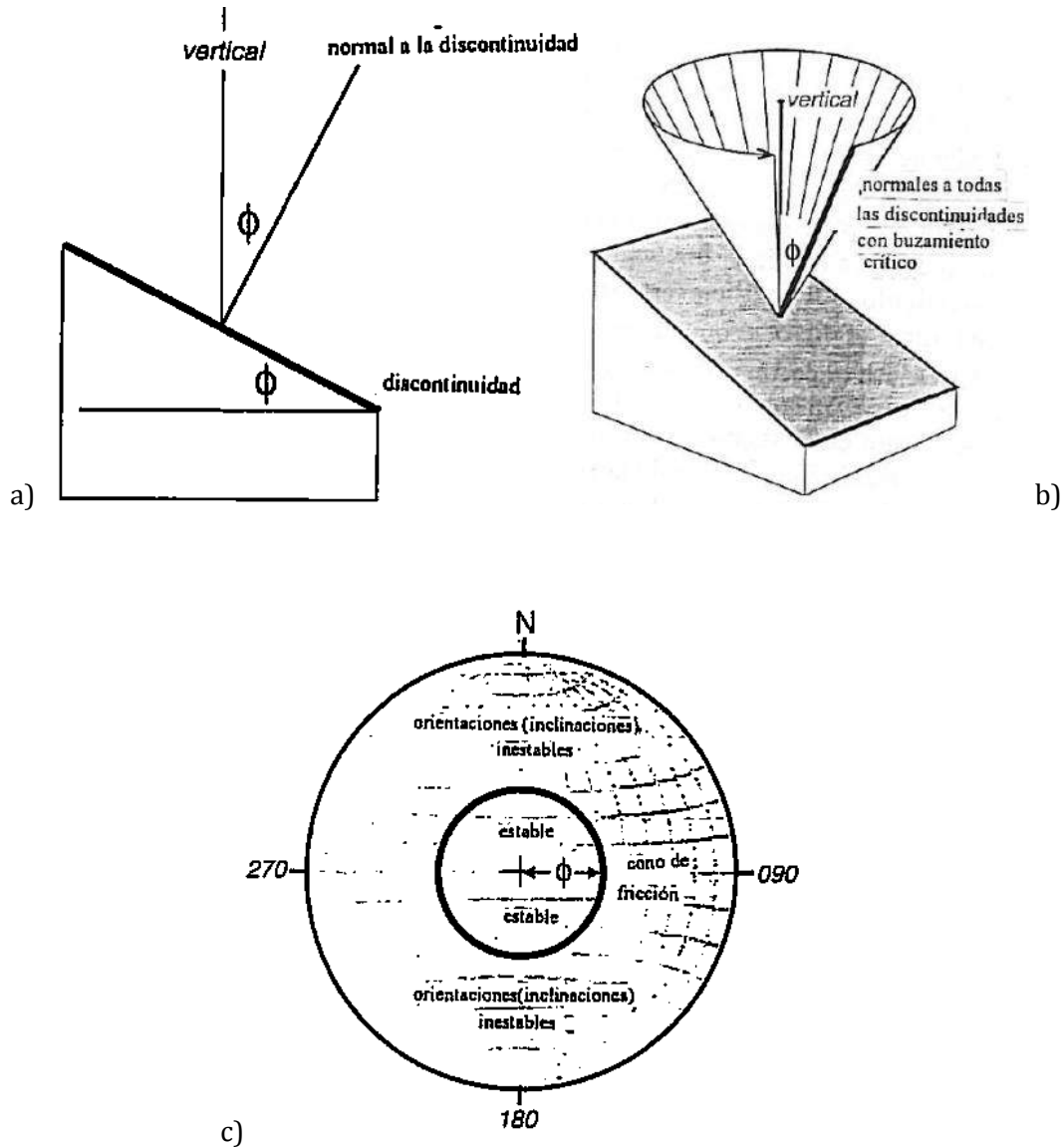


Figura 4.3.- Inclinación de un plano de discontinuidad donde se genera el cono de fricción (Lisle y Lesion, 2002)





4.1.2.- Aplicación del software Dips

Uno de los softwares para el análisis cinemático es el Dips, es un programa diseñado para realizar análisis y visualizar información estructural de igual modo que si se usará una red estereográfica.

En este estudio se empleará el DIPS, versión cinco. Para ingresar datos de estructuras en el DIPS, se debe generar un nuevo archivo (FILE>NEW), de este modo se generará una planilla tipo en Excel con dos columnas y cien filas. En caso de que el número de filas no sea suficiente, DIPS permite agregar nuevas filas de igual modo que si fuera un archivo Excel. Por default las columnas vienen configuradas para recibir valores de dip y dipdirection, 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**, como ya se había mencionado anteriormente, para la anotación de los datos obtenidos en campo. Aunque antes de la captura de los datos, también es de suma importancia especificar si se introducirán datos de planos o de fracturas utilizando las opciones PLANE VECTOR o POLE VECTOR, véase la Figura 4.4.

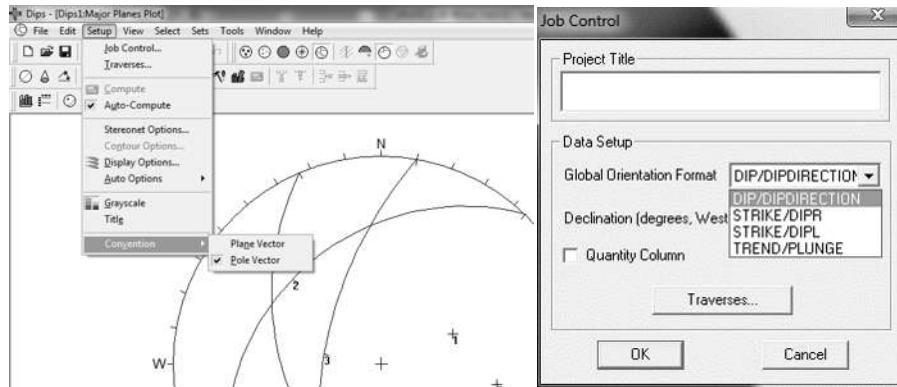


Figura 4.4.- Ventana de opciones para la elección de planos o polos, y selección de la opción para introducción de datos al programa (Dips 5.0).

Una vez capturados los datos, es posible visualizarlos al interior de una red estereográfica abriendo la ventana de VIEW>POLE PLOT. De este modo se despliega una nueva ventana con la red estereográfica y los polos ingresados en esta, obsérvese la Figura 4.5.

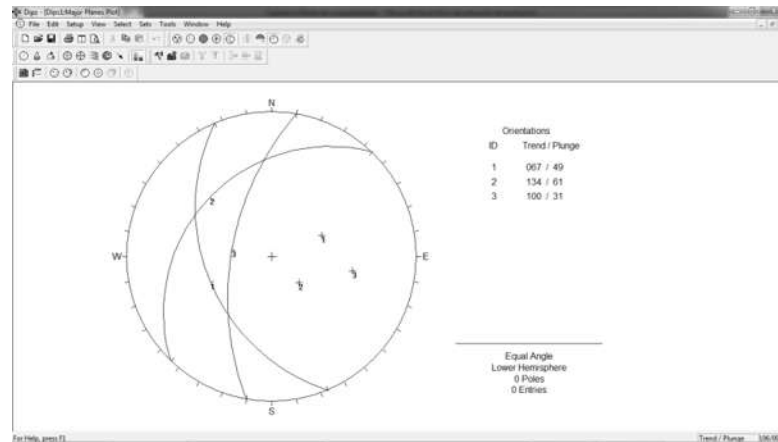


Figura 4.5.- Red estereográfica y polos incluidos (Dips 5.0).





Haciendo click en el botón derecho del mouse y sobre la red, aparecerán varias opciones, de las cuales las que se consideran más importantes son:

- DISPLAY OPTIONS donde el usuario puede configurar los colores de la red, grillas, polos, fondo, etc., esto se muestra en la Figura 4.6.

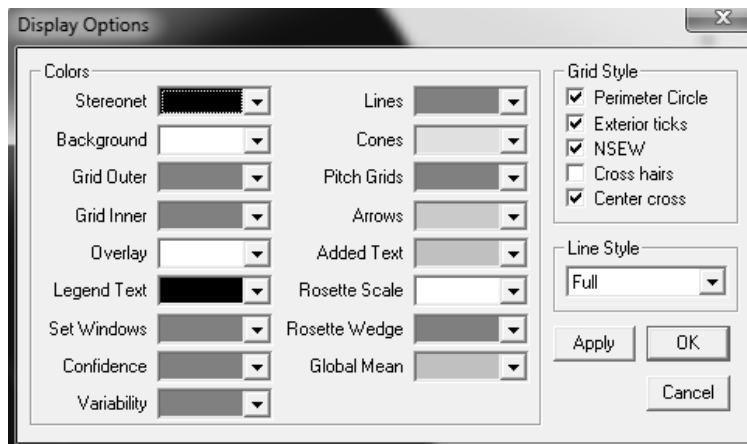


Figura 4.6.- Ventana de configuración de los colores de cada elemento planteado en las proyecciones (Dips 5.0).

- STERONET Opciones es donde se configura el tipo de proyección, es decir se puede elegir entre una red **equiangular** o **equiareal**, y adicionalmente seleccionar el hemisferio donde plotear los polos, Figura 4.7.



Figura 4.7.- Ventana para la selección del tipo de proyección (Dips 5.0).

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

DIPS, también permite agregar planos de forma directa a la red estereográfica, para esto, una vez abierta la ventana de POLE PLOT, se acciona SELECT>ADD PLANE, luego se posiciona el cursor sobre la red y se observa que a medida que el cursor se mueve, el polo del nuevo plano se moverá de acuerdo a nuestros requerimientos y el trazo del plano se irá configurando dinámicamente. Para





que esta adición manual de planos presente mayor precisión, en la esquina inferior derecha aparecerá la posición del cursor en términos de dip/dipdirection o trend/plunge, como se ve en la Figura 4.8.

Trend / Plunge	336/40
Strike / Dip Right	203/74

Figura 4.8.- Ventana indicadora del tipo de información introducida en el programa cuando se realiza de forma manual (Dips 5.0).

Así mismo es posible agregar planos de modo manual, DIPS también permite agregar conos a la red, los cuales serán observados como trazos circulares y pueden representar **toppling bounds**. Para realizar esto se debe ir a TOOLS>ADD CONE y posteriormente desplazar el mouse a la posición de la red en donde establece el cono. Realizado esto se creará una nueva ventana indicando el **trend** y **plung** del cono, los cuales aún son modificables, de igual modo que el 3er parámetro angular que da razón de la abertura del cono.

Otra utilidad del programa es que permite plotear la densidad de polos, para esto es necesario hacer click en VIEW>CONTOUR PLOT. Esta función permite identificar de manera rápida aglomeraciones de polos, los cuales pueden estar relacionados a través de SETS estructurales.

Para seleccionar SETS, existen dos formas, dependiendo de cómo se sitúen estos al interior de la red estereográfica, el más común es usando SETS>ADD SET WINDOWS y luego hacer click en la red para iniciar el área de SETS y hacer click nuevamente para terminarla.

Una vez terminada el área se abrirá una pequeña ventana donde se le asignará una ID al SETS (cada uno debe tener diferente y solo un ID), además es posible asignarle una etiqueta, así como reasignar los valores de rumbo y manteo a las esquinas que definen el SET, como se muestra en la Figura 4.9.

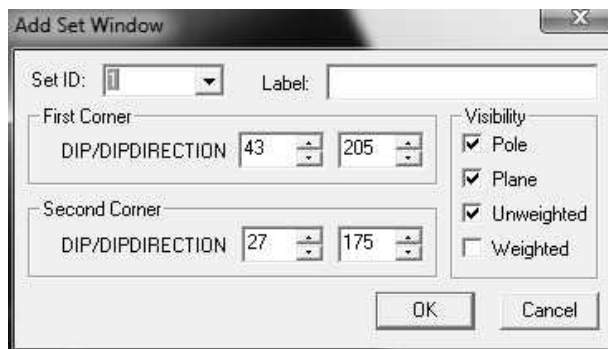


Figura 4.9.- Ventana para la opción de asignar nombre a un SET de datos seleccionados (Dips 5.0).

Una vez realizado esto, la tabla tipo Excel agregará una nueva columna con el nombre SET, donde hará referencia a las estructuras que pertenezcan al SET 1, u otro según sea el caso. Si alguno de los SETS creados es necesario eliminarlo, esto se realiza yendo a SETS>EDIT SET, allí seleccionaremos los ID del SET creado y luego eliminar.





4.2.- CARACTERÍSTICAS DEL ROCFALL

Analizar la caída de rocas es un proceso que permite obtener una probable trayectoria del movimiento de bloques, desde el momento que se desprende hasta su ubicación final o punto de reposo. Siempre ha sido necesario realizar un estudio en cuestión de caída de bloques, antes de cualquier obra civil de estabilidad de taludes, lo que permite obtener información necesaria para diseñar un sistema de protección adecuado, permitiendo mantener la seguridad del entorno externo durante la ejecución de la obra, así como en el tiempo de su vida útil, evitando la pérdida de vidas humanas y/o la inutilización de la obra o servicio de la misma.

La caída de rocas es generalmente iniciada por factores climáticos, fenómenos naturales y/o artificiales, que causan un cambio en las fuerzas internas y externas que actúan sobre la roca; considerando unas de las más comunes:

- El aumento de la presión de poro debido a la infiltración de la lluvia en los taludes o laderas.
- La erosión de material circundante durante las lluvias fuertes, tormentas, hielo y deshielo en climas fríos.
- La degradación química o meteorización de la roca.
- El crecimiento de raíces o la influencia de las raíces sobresalidas en caso de vientos fuertes.

Una vez que el movimiento de una roca se ha puesto en marcha desde lo alto de una pendiente, el factor más importante en el control de su trayectoria de caída es la geometría del talud. Sin embargo existen algunas consideraciones que se tiene que tener en cuenta en el análisis.

- Si los bloques de roca caen sobre una planicie dura inalterada y limpia son más peligrosos, no existiendo nada que retarde su caída en algún grado significativo.
- Si las rocas caen en la superficie del talud cubierta de material, coluviones o grava, se absorbe una cantidad considerable de la energía de las rocas y en muchos casos se detiene por completo.

Esta capacidad de retardar del material de la superficie se expresa matemáticamente por un coeficiente llamado de restitución. El valor de este coeficiente depende de la naturaleza de los materiales que forman la superficie de impacto. Las superficies limpias de rocas duras tienen un alto coeficiente de restitución mientras que el suelo, grava y granito descompuesto completamente, tienen bajos coeficientes de restitución. Esta es la razón del porqué se colocan capas de grava en los bancos de captura, con el fin de evitar un mayor rebote de la caída de rocas.

Otros factores, tales como el tamaño, la forma, los coeficientes de fricción de las superficies de la roca se tienen que considerar. También se tiene que tener en cuenta si la roca se fragmenta en pedazos más pequeños por el impacto. Estos son efectos de menor importancia que la geometría del talud y los coeficientes de restitución que se han descrito anteriormente.

En algunas ocasiones las características del lugar permiten realizar análisis experimentales. Llamando análisis experimental al hecho de realizar la simulación de la caída de rocas en el lugar; pero en la mayoría de los casos, este tipo de análisis experimental no se puede llevar a cabo en campo, por lo que se recurre a un modelado en un programa o software apropiados.

El efecto físico y matemático de la caída de bloques obedece a utilizar los principios y fórmulas de caída libre y la teoría de colisiones o choques. Los programas comerciales facilitan el desarrollo matemático de dichas fórmulas y adicionan el concepto de probabilidad para sus resultados.





El Rocfall es uno de estos programas, el cual es un software que simula la caída de fragmentos de rocas por una ladera o talud. El análisis se realiza en dos dimensiones y los fragmentos de la roca son considerados como partículas individuales con movimiento plano, que es descrito por los componentes lineales. El software funciona como un programa de Windows. Tiene opciones (barra de herramientas), como abrir archivos, ver, ejecutar, y la ayuda, entre otros; en la pantalla principal se puede ver la sección transversal del talud analizado, así como las trayectorias de la caída de los fragmentos de roca.

Con el fin de definir los datos de entrada se mencionan los siguientes pasos para poder llevar a cabo un modelado. El software puede tener diferentes y diferentes consideraciones para poder calcular la caída de fragmentos de roca. Primeramente se debe determinar las unidades de medida con las cuales se determinarán las características geométricas y mecánicas de los materiales, las cuales se determinan en la barra de herramientas VIEW>UNITS, posteriormente se desplegará una ventana de selección como la mostrada en la Figura 4.10, en la que se podrá elegir la unidad del sistema métrico decimal o del sistema internacional.

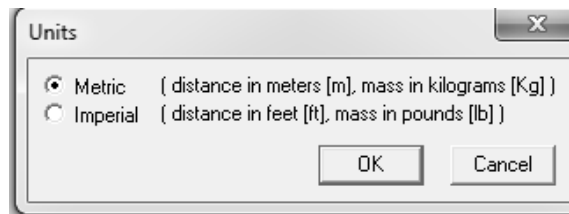


Figura 4.10.- Ventana para la elección de un sistema de unidades (Rocfall).

El Rocfall tiene la facilidad en su simulación de trabajar en dos dimensiones, por lo que una vez especificando las unidades de medida; el talud en el cual se realizará el análisis se podrá representar mediante un perfil o sección transversal como el mostrado en la Figura 4.11, recomendable sea obtenido mediante un levantamiento topográfico, con la finalidad de poder realizar más preciso el análisis en condiciones reales de la zona en estudio.

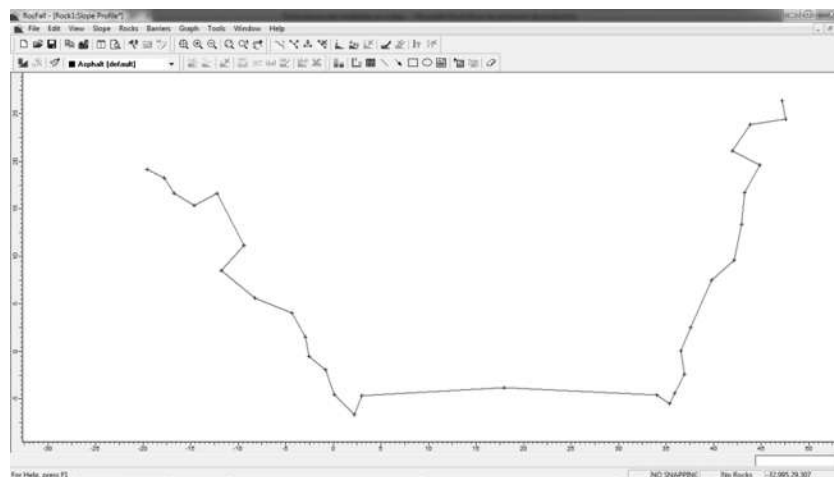


Figura 4.11.- Representación gráfica de un perfil para el análisis (Rocfall).

Igualmente se tiene la facilidad para que el software permita hacer el modelado, teniendo solamente las opciones de especificar puntos precisos de afloramientos rocosos o simplemente fragmentos





individuales, ya sea seleccionando desde ROCKS>ADD POINT SEEDER o/y ADD LINE SEEDER o simplemente dando click en los vínculos de la barra de herramientas como lo muestra la Figura 4.12.

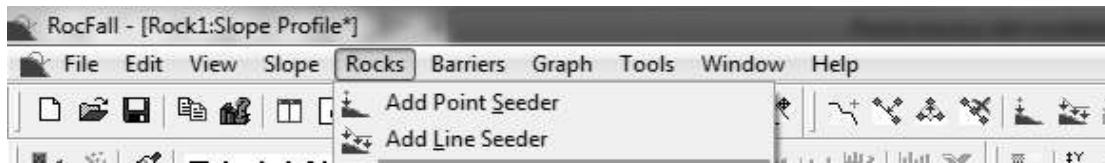


Figura 4.12.- Ventana para la opción de asignar nombre a un set de datos seleccionados (Rocfall).

El programa por de fault proporciona algunos materiales con sus respectivas características físicas y mecánicas, los cuales pueden ser utilizados en caso de carecer de dicha información, aunque es posible agregar otros materiales y a la vez permite introducir sus parámetros físicos y mecánicos. Para realizar esto se debe ir a SLOPE>MATERIAL EDITOR, hacer click en ADD y proporcionar en la ventana resultante los datos requeridos o solicitados por el programa; los datos se refieren principalmente a coeficientes que se nombran como coeficientes de restitución; Restitución Normal (RN) y Restitución Tangencial (RT), de los cuales se dice que la restitución es un fenómeno asociado a la respuesta elástica de los materiales durante un choque, refiriéndose prácticamente al comportamiento que tienen dos o más cuerpos al ser colisionados dependiendo del tipo de material que los conforman..

Debido a la facilidad con la que el programa permite capturar la información requerida, la ejecución se finaliza en un tiempo relativamente corto; posteriormente solo se determina y se asigna un tipo de material a la sección o talud ya dibujado, indicando si se trata de fragmentos individuales de roca o de afloramientos como se indicó, una vez realizado el cálculo se obtienen las trayectorias, mostrándose en la ventana principal las cuales se pueden observar en la Figura 4.13, la cual también presenta la información mediante grafica de barras la ubicación y la cantidad de fragmentos de rocas al quedar estáticos durante su trayectoria de caída.

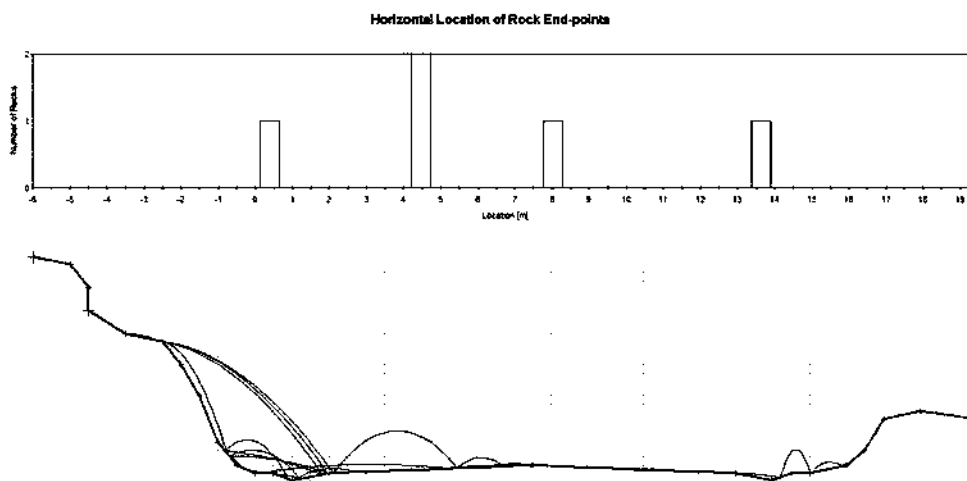


Figura 4.13.- Representaciones gráficas de la trayectoria de caída de los fragmentos de roca, así como la densidad de fragmentos en puntos específicos al quedar estáticos (Rocfall).





El programa tiene más opciones, con las cuales se puede determinar mediante gráficos de barras de velocidad y altura promedio de los fragmentos de roca en puntos determinados, con respecto a la superficie de la pendiente lo cual se puede observar en la Figura 4.14; por otro lado y con un mismo tipo de gráfico de barras o por medio de una envolvente, se puede determinar la energía con la que los bloques de roca se desplazan, obsérvese la Figura 4.14.

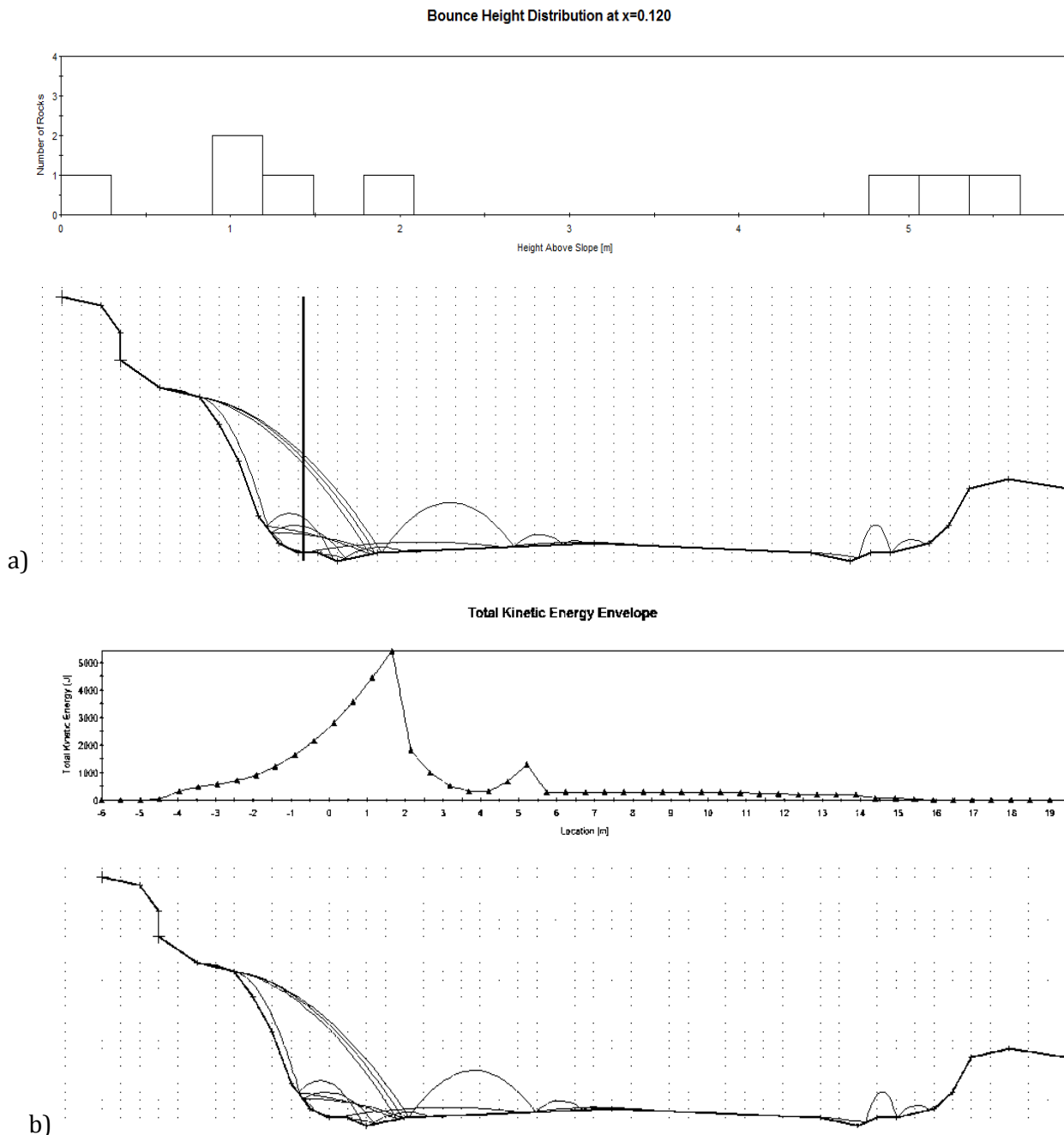


Figura 4.14.- a) Representaciones gráficas de la trayectoria de caída de fragmentos de roca y distribución de alturas en puntos determinados con respecto a la horizontal. b) Representación mediante una envolvente, el total de energía cinética generada por los bloques de roca durante su trayectoria en puntos específicos (Rocfall).





4.3.- CARACTERÍSTICAS DEL PROGRAMA GEOSTUDIO

El programa versión 2007 tiene fundamentalmente las siguientes características:

➤ **Métodos de cálculo:**

El programa permite realizar los cálculos de estabilidad de laderas a través de los métodos:

- Ordinario (Fellenius).
- Bishop simplificado.
- Janbu simplificado.
- Spencer.
- Morgentern-Price.
- Cuerpo de Ingenieros Americanos (I y II).
- Lowe-Karafiath.
- Sarma
- Método de equilibrio límite generalizado (GLE).
- Método de los elementos finitos.

➤ **Geometría y estratigrafía:**

La introducción de las condiciones geométricas se adapta a cualquier geometría:

- Geometría adaptable a cualquier contorno estratigráfico mediante herramientas gráficas a través de la definición de regiones.
- Definición de grietas de tracción.
- Parcialmente sumergidos (insaturados).

➤ **Superficie de deslizamiento:**

Dispone de distintos sistemas de modelización de las superficies de rotura:

- Malla de centros y límites de radios.
- Superficies de rotura poligonales, con o sin centro.
- Por bloques.
- Zonas de entrada salida acotando los posibles círculos de rotura.
- Búsqueda automática de superficies de rotura.
- Optimización de búsqueda de superficies de rotura.

➤ **Presión hidrostática:**

Se puede modelar las acciones del agua en el terreno a través de los siguientes sistemas:

- Coeficiente de presión de agua, R_u .
- Superficie piezométrica.
- Presión hidrostática para cada punto.
- Contornos de presiones hidrostáticas.

➤ **Propiedades de los suelos:**

Con objeto de modelar el comportamiento de los suelos el programa dispone de varios modelos de comportamiento.

- Tensiones totales y efectivas (σ y σ').
- Resistencia al corte sin drenaje ($u = 0$), $\tau = c$.





- Resistencia al corte cero (agua, $c = 0$ y $v = 0$).
- Materiales impenetrables (lechos rocosos).
- Criterios de rotura bilineales.
- Incrementos de la cohesión con la profundidad.
- Resistencia al corte anisótropo.
- Criterios de rotura específicos.

➤ Tipos de cargas:

- Cargas superficiales.
- Cargas lineales.
- Cargas sísmicas.
- Anclajes y bulones (activos y pasivos).
- Suelo reforzado.

➤ Iniciando el programa

El programa GeoStudio está compuesto de varias herramientas con distintos usos y funcionalidades:

- **Slope/W** para cálculo de estabilidad de taludes.
- **Seep/W** para cálculo de redes de flujo.
- **Sigma/W** orientado al cálculo tenso-deformacional.
- **Quake/W** para cálculo de los efectos de terremotos en suelos y estructuras de suelos (presas, terraplenes, etc.).
- **Temp/W** aplicación de la ecuación del calor sobre estructuras de suelos.
- **Ctran/W** aplicado a fenómenos de contaminación de suelos.
- **Air/W** aplicado a los análisis de flujo de aire.
- **Vadose/W** usado en la modelización de acuíferos.

Todos estos programas están interrelacionados por lo que una geometría planteada para un tipo de problema, por ejemplo cálculo de asentamientos en un terraplén puede servir para un cálculo de estabilidad sin más que dar los correspondientes parámetros resistentes de los materiales, no necesitando introducir los puntos que definen la geometría.

En este apartado sólo se hace mención de los pasos para poder aplicar con cierta habilidad el programa slope/w dentro del paquete Geostudio 2007, y poder aplicarlo, orientado al cálculo de la estabilidad de taludes.

Para el análisis se comienza por la creación de un nuevo proyecto **slope/w** de la página de inicio de GeoStudio. En la Figura 4.15 se muestra el cuadro de diálogo **KeyIn Analyses** que se despliega al seleccionar slope/w, en el cual se selecciona qué método de análisis a utilizar, los cuales ya se mencionaron en los párrafos anteriores y son Morgenstern-Price, Spencer, GLE, Bishop, ordinary y Janbu, aunque de preferencia es recomendable trabajar mediante el método de Morgenstern-Price y asegurarse de que se está aplicando una función de la fuerza entre cortes de media onda sinusoidal.

Bajo la opción de presión del agua intersticial (PWP Conditions from), seleccionar línea piezométrica (Piezometric Line). En la pestaña de superficie antideslizante (Slip Surface), seleccionar el método de entrada y salida al buscar la superficie de deslizamiento crítico. Dar al análisis un nombre y una descripción; tal y como se muestra en la Figura 4.15.



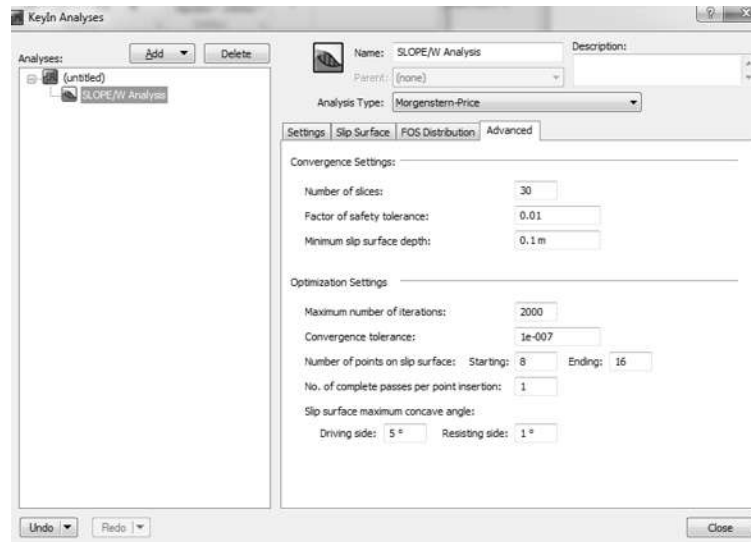


Figura 4.15.-Ventana en la cual se determina el método por el cual se realizara el análisis y las condiciones hidrostáticas (GeoStudio, 2007).

Cuando se comience a trabajar con slope/w, es de gran ayuda aprender las diferentes barras de herramientas que existen. Muchos de los comandos desplegables están también disponibles como iconos individuales en las diferentes barras de herramientas, pudiendo tener una mejor familiarización, activándolos y desactivándolos.

En el desarrollo de un modelo numérico, el primer paso es por lo general establecer el área de trabajo, el cual define el tamaño del espacio disponible para la definición del problema. El área de trabajo puede ser menor, igual o mayor que la página a la cual será impresa.

El siguiente paso para el análisis de estabilización en slope/w es configurar la escala. En la Figura 4.16 se muestra la ventana donde debe establecerse la escala, de tal manera que el mínimo y la extensión máxima en slope/w coincidan con las requeridas para el análisis. Definir las extensiones "X" y "Y" para encontrar una escala aproximada y luego afinar, por lo que tiene una relación de aspecto de 1:1.

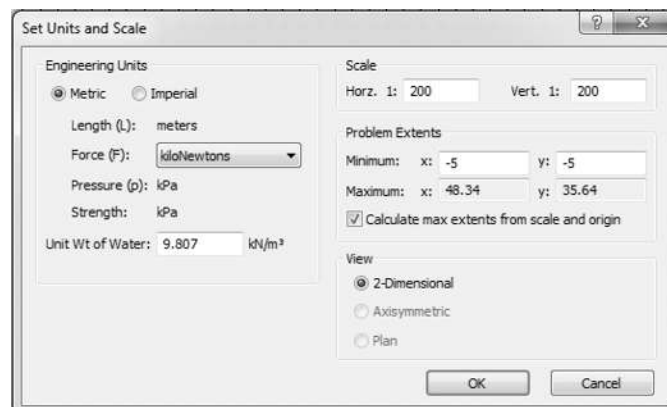


Figura 4.16.- Ventana donde se determina la escala del área de modelado (GeoStudio, 2007).





Un fondo de la red de puntos (grid) es de gran ayuda para trazar el problema. Siempre es recomendable guardar el archivo con frecuencia. A menudo es útil dibujar sobre un eje. El eje se traza moviendo el cursor de la esquina inferior izquierda y se extiende hacia afuera. El número de incrementos se puede ajustar utilizando el **Set: Axis** menú desplegable.

Antes de definir la geometría en slope/w, es conveniente primero describir o realizar un bosquejo del problema, en la Figura 4.17, se puede observar algunas de las opciones que proporciona el programa para realizar esta operación, el bosquejo se puede realizar seleccionando polilíneas en el menú Sketch o utilizando el icono polilínea. Utilizar el cursor como un lápiz; haciendo clic en el botón izquierdo del ratón para crear una serie de líneas. Las líneas se consideran objetos, que pueden ajustarse o borrarse utilizando el **Modify: Objects** command.

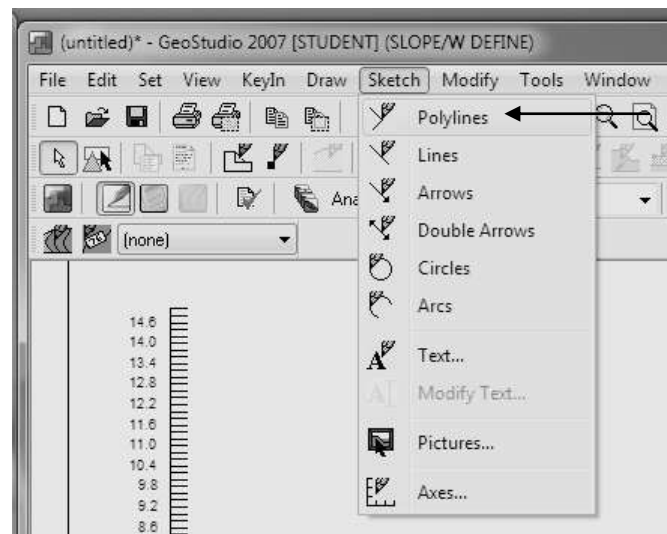


Figura 4.17.- Columna desplegable del conjunto para realizar el bosquejo del talud a analizar (GeoStudio, 2007).

Al crear el modelo numérico, primero dibujar la geometría; crear y asignar materiales, dibujar condiciones de presión de poro y dibujar la geometría de la superficie de deslizamiento, la cual controlará el modo de falla que se va a analizar.

Se empieza dibujando la geometría. Regiones individuales del suelo se crean mediante el **Draw: Regions** command; dando clic en el botón izquierdo del ratón para crear puntos de la región. Una vez que la región del polígono se ha cerrado, se puede continuar dibujando regiones adicionales, o se puede salir del modo de regiones de dibujo; un ejemplo se observa en la Figura 4.19, en la cual se observa la pendiente que tiene el talud a analizar y que dentro de esa geometría general se hace un seccionamiento que determinará cada uno de los diferentes materiales.

Los materiales se crearon por primera vez y luego asignados a la geometría de objetos. Se pueden escoger los materiales desde **Draw:** menú desplegable, dar clic en **KeyIn** tal como se muestra en la Figura 4.18, en esa ventana se podrá crear un nuevo material, para lo cual el nuevo material se generará dando clic a la tecla **add**, donde se activarán otras opciones para dar un nombre y seleccionar un modelo de fuerza de la lista desplegable. Se puede utilizar la tecla de tabulación para moverse entre los cuadros de edición.



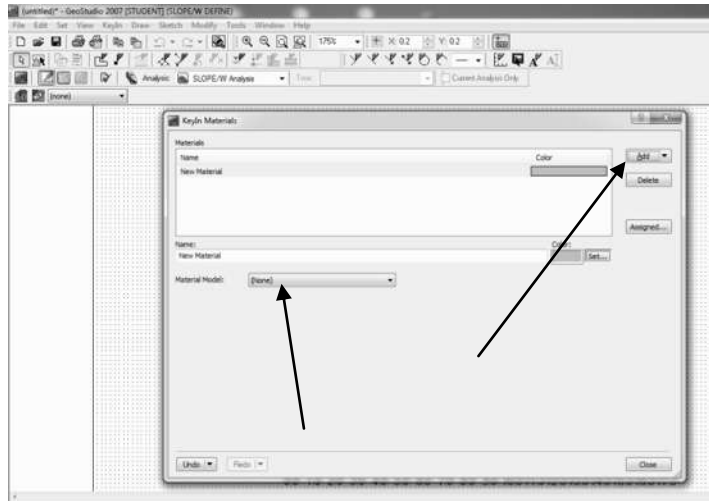


Figura 4.18.- Ventana desplegable para poder definir un nuevo tipo de material (GeoStudio, 2007).

Para crear un segundo material, se tendrán algunas opciones; se podrá agregar cualquiera de ellos, o se podrá clonar el material existente. Los materiales se podrán asignar a la geometría individual de una región.

En la Figura 4.19, se puede observar la línea que condiciona la presión del agua intersticial para ambos suelos la cual se define por una sola línea piezométrica. Posterior a la proposición de la línea piezométrica se puede establecer la presión del agua intersticial en el menú **Draw**. Una vez agregada la línea piezométrica y dibujada la línea en el perfil, si se está modelando una parte de la pendiente sumergida, el peso del agua se incluye automáticamente en el análisis. Una zona sombreada de azul aparecerá junto con las flechas de fuerza del agua, que muestran que la fuerza del agua resultante se aplica perpendicular a la línea de la superficie del suelo.

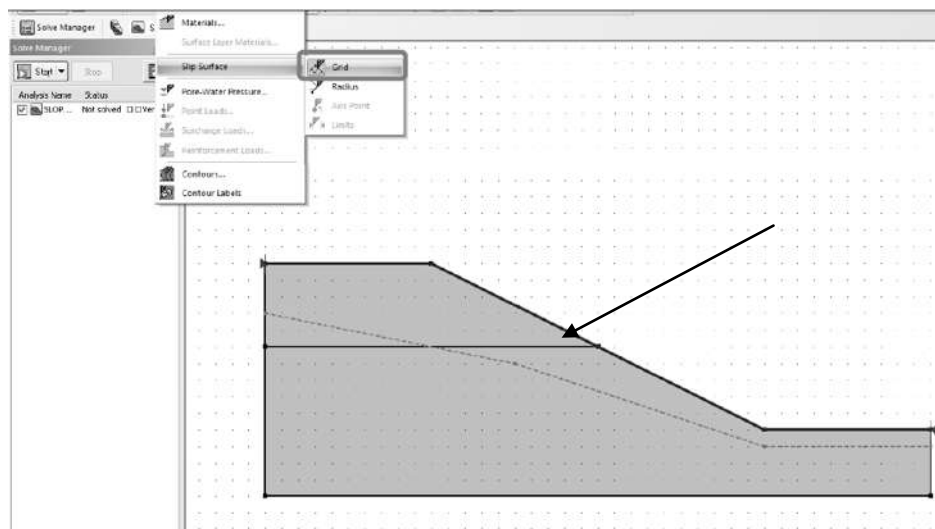


Figura 4.19.- Línea piezometrica en el perfil del talud con sus diferentes materiales que lo conforman (Geostudio, 2007).





Anteriormente se ha seleccionado el método de entrada y salida para controlar la ubicación de las superficies de deslizamiento de los ensayos. Elegir las superficies de falla en el menú **Draw**. Utilizar el cursor para definir "zonas" donde la superficie de deslizamiento entrará y luego salir de la línea de la superficie del suelo.

Una vez que la definición del problema se ha completado, se podrá comprobar la entrada de datos de diferentes maneras. Por ejemplo, seleccionar la información de un objeto desde **View**, aparecerá un menú desplegable, dar clic en cualquier región para revisar las propiedades del suelo para esa región en particular, se podrá también ver la información para cualquier otro objeto geométrico.

Otra forma de revisar los parámetros de entrada es utilizar **Draw: Contours feature** que también se encuentra disponible dentro **Define**. Se podrán perfilar diversos parámetros como las propiedades del suelo y las presiones de agua de los poros. Se debe observar que cuando se define una línea piezométrica en **slope/w**, el programa considera las presiones de agua de los poros (presión hidrostática), tanto por debajo como por encima de la línea piezométrica. También se puede etiquetar los contornos. Se puede volver a la visualización de los colores del suelo mediante el uso de **View: Preferences** en la lista desplegable, o utilizando el apropiado preferencias icono.

Seleccionar **Verify** desde la lista desplegable herramientas y slope/w ejecutará una serie de comprobaciones para ver si hay errores o advertencias.

Una vez revisados todos los parámetros y las condiciones para el modelado, es el momento para resolver el problema, el cual se lleva a cabo haciendo clic en el icono de **Solve** que se encontrará en la barra de herramientas de **Current Analysis**, obsérvese la Figura 4.20.

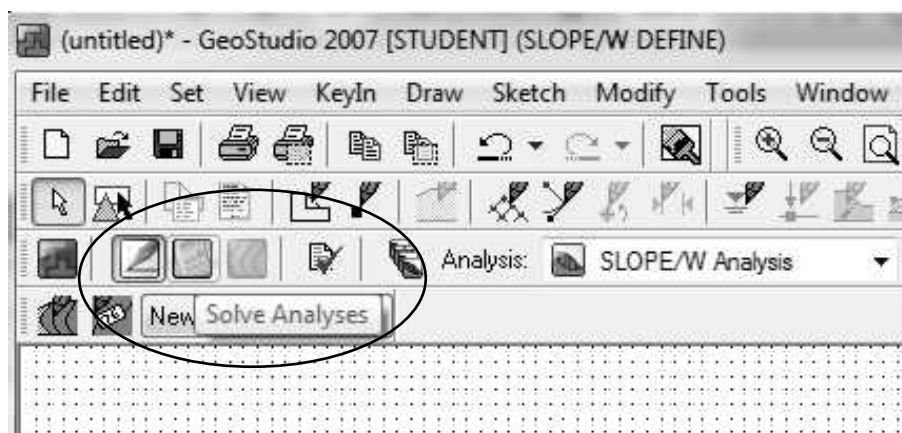


Figura 4.20.- Iconos que determinan el cálculo o solución del problema en análisis (GeoStudio, 2007).

Seleccionar el botón de arranque para activar el editor de resolución. En la ventana de solucionador se verán los factores calculados de seguridad para cada uno de los diversos métodos. Se puede revisar los resultados directamente haciendo clic en el icono de la barra de herramientas **Contour** en el análisis actual. El crítico aparece a lo largo de la superficie de deslizamiento con el factor crítico de seguridad, el cual se puede observar también en la Figura 4.21 del recuadro en el que aparecen todos los factores de seguridad en el centro de todas las zonas de falla.



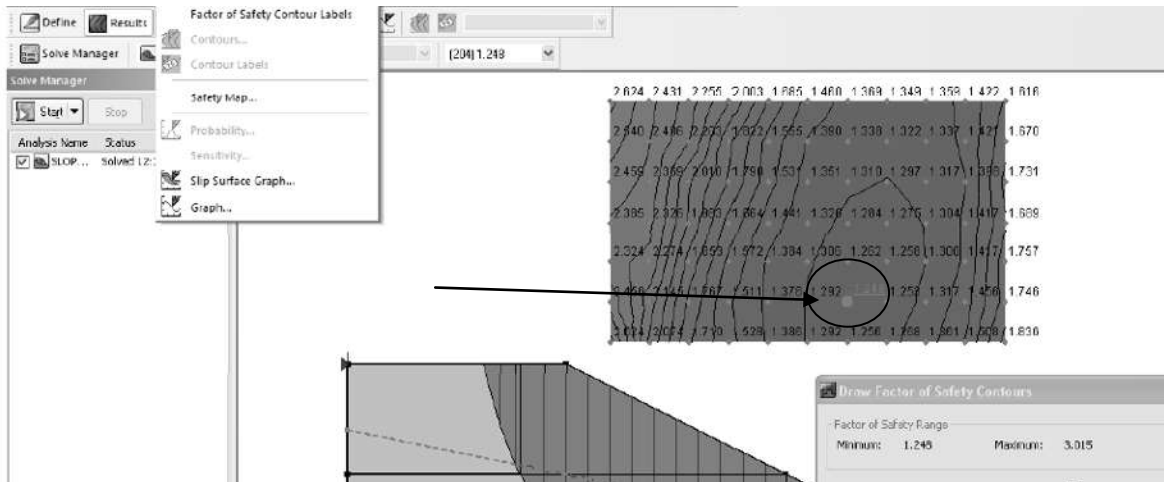


Figura 4.21.- Recuadro con las zonas de fallas con sus factores de seguridad incluyendo el factor de seguridad más crítico (GeoStudio, 2007).

Utilizar **Draw**: el comando **Slip surfaces** para que aparezca un cuadro de diálogo que resume los factores de seguridad para todas las diferentes superficies de deslizamiento que se analizaron. Al hacer clic en cualquier superficie antideslizante único, hará que tanto la superficie de deslizamiento y el factor de seguridad correspondiente aparezcan en la ventana de **contour**.

También se puede revisar la información de la fuerza de la superficie más crítica de deslizamiento, moviendo el cursor dentro de cualquier segmento concreto y haciendo clic en el botón izquierdo del ratón para seleccionar la división. La información de la fuerza puede ser copiada y pegada directamente en un informe u hoja de cálculo.

Los resultados también se pueden obtener mediante otros tres métodos, incluyendo Bishop y Janbu. Pudiendo ver los resultados obtenidos por estos métodos utilizando el menú desplegable o a través de la barra de herramientas. Recalcando que se tiene la recomendación de utilizar el método de Morgenstern-Price.

Es de gran utilidad ver cómo los parámetros varían en toda la superficie de deslizamiento. Para crear una gráfica, seleccionar **Graph** desde **Draw Menu**, donde hay muchos tipos diferentes de gráficos que se pueden desarrollar, incluyendo una impresión de presiones de poro a través de la superficie de deslizamiento. Las gráficas y los datos brutos se pueden copiar de slope / w y pegados en un informe o una hoja de cálculo para su posterior análisis.

Automáticamente, se muestra la ubicación de la superficie de deslizamiento crítico en el contorno; sin embargo también se puede ver la ubicación de las otras superficies de deslizamiento que se analizaron, identificando las zonas de deslizamiento en el cuadro de factores de seguridad tal como se observa en la Figura 4.22. Si se selecciona **Preferences** en el menú **View**, seleccionándose el número de superficies del movimiento que se querrá ver. Las superficies de deslizamiento de los 10 factores más bajos de seguridad son dibujadas en el perfil.

A veces es mejor pensar en términos de una "zona" de falla en lugar de una zona específica de localización de la superficie. Un mapa de seguridad se puede dibujar en el perfil para indicar una zona deslizable con factores muy similares de seguridad que podría desarrollar.



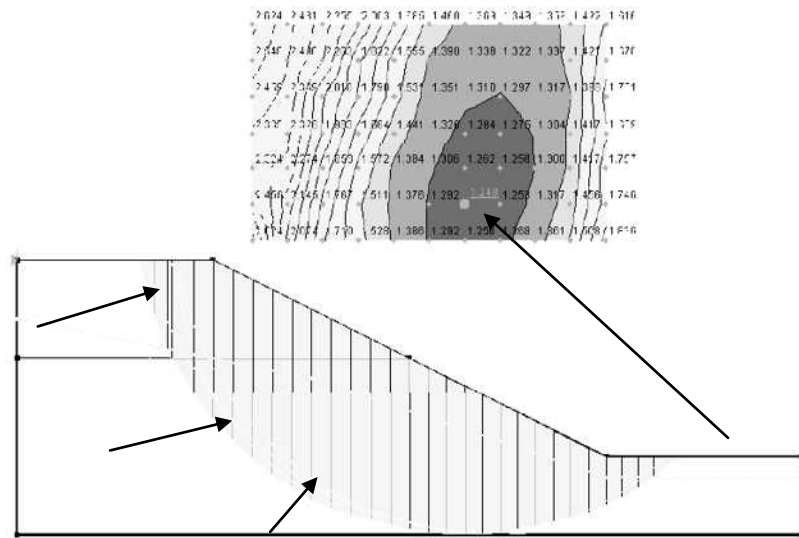


Figura 4.22.- Zonas de falla o de deslizamiento dependiendo del factor de seguridad (GeoStudio, 2007).

Si se necesita generar un informe para ambos, entrada y salida; seleccionar **Report** en el menú **View**. Una vez guardado el archivo de informe, el programa de procesamiento de textos predeterminado se abrirá con un informe generado. Ahora se puede insertar imágenes, aplicar plantillas de estilo o añadir y eliminar datos.

Otra característica de gran alcance es la capacidad de realizar múltiples análisis en un único archivo de proyecto. Si se requiere ver cuál de los resultados podrían ser diferentes por la entrada de parámetros en la misma geometría, se puede agregar o clonar el análisis utilizando el **keyin**: Analysis dialogue box. Obsérvese este ejemplo en la Figura 4.23, donde la presión de poro es definida usando el análisis de una carga de presión espacial y una sola rejilla y un radio o superficie de deslizamiento.

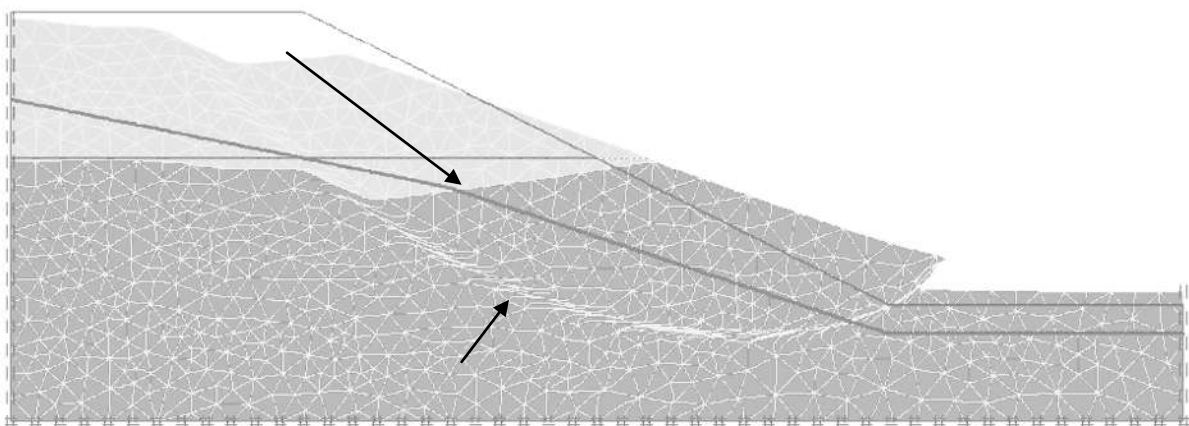


Figura 4.23.- Resultado de la zona de falla en un talud representado por una malla (GeoStudio, 2007).





4.4.- MÉTODOS DE ESTABILIZACIÓN

Se entiende por estabilidad a la seguridad de una masa de tierra contra la falla o movimiento. Como primera medida es necesario definir criterios de estabilidad de taludes, entendiéndose por tales algo tan simple como poder decir en un instante dado cual será la inclinación apropiada en un corte; casi siempre la más apropiada será la más escarpada que se sostenga el tiempo necesario sin caerse. Este se considera el centro del problema y la razón de estudio.

La estabilización de los deslizamientos en actividad o potencialmente inestables, es un trabajo relativamente complejo que requiere de metodologías especializadas de diseño y construcción. Cada sistema tiene su base teórica y sus procedimientos constructivos.

Cuando un talud ha sufrido rotura, o deformaciones que impliquen riesgo de estabilidad, es cuando se debe de adoptar una medida de estabilización, al igual que cuando por diferentes razones, ya sea constructivas, ambientales y/o económicas se precise excavar un talud con mayor ángulo del correspondiente a la propia resistencia del terreno.

El buen conocimiento del comportamiento de un talud frente a sus posibles roturas incluyendo la velocidad, dirección del movimiento y la geometría de la rotura, repercute enormemente en los costos y en la seguridad, por ello, las investigaciones de campo como son los factores geológicos, hidrogeológicos, comportamiento geomecánico del terreno y de laboratorio, deben ser suficientes, como para poder caracterizar en la medida de lo posible las características geomecánicas del terreno, así como los posibles mecanismos de rotura.

La solución de cada problema requiere un análisis conceptual y determinístico de las causas y mecanismos del problema y un diseño detallado de la remediación. Uno de los factores más importantes que define la alternativa de manejo, es la disponibilidad de recursos. Algunos proyectos disponen de grandes presupuestos, lo cual permite la construcción de obras de gran magnitud; sin embargo, es muy común que los recursos económicos sean limitados y se requiera utilizar tecnologías de bajo costo.

La estabilización de un deslizamiento o de un talud inestable, generalmente no es una estabilización total y definitiva, sino relativa y en ciertas condiciones, provisional. Ante esta realidad, es de importancia determinar hasta donde se debe llegar en el proceso de solución o estabilización.

Cornforth (2005) explica que los factores de seguridad razonables y la magnitud de la estabilización deben determinarse teniendo en cuenta los siguientes factores:

- **El tamaño del deslizamiento.** Debido a que es más difícil modelar en forma precisa un deslizamiento pequeño que uno de gran magnitud, el factor de seguridad para la estabilización de un deslizamiento pequeño, debe ser superior al de un deslizamiento de gran tamaño. Al igual que, el costo para incrementar el factor de seguridad en un deslizamiento grande, puede ser muy alto, lo que en ocasiones, se puede tener conclusiones incorrectas acerca de que los deslizamientos grandes no se pueden estabilizar. Sin embargo lo que pasa es que, en un deslizamiento grande, es más difícil subir el factor de seguridad y cualquier incremento en el factor de seguridad por mínimo que sea tiene un efecto importante en la estabilidad.
- **El tipo de movimiento.** En movimientos de materiales más rígidos tal como se mencionó en el Capítulo 2 del apartado 2.5.1 al 2.5.5 y de 2.7.4 al 2.7.6, las técnicas de estabilización son más efectivas que en movimientos de materiales más blandos tipo flujo de lodos, etc. En





los movimientos de suelos rígidos se pueden considerar factores de seguridad menores que en movimientos de flujo.

- **La magnitud de los estudios realizados.** Si la información recolectada en los estudios es muy completa y confiable, se pueden permitir factores de seguridad menores que en los casos en los cuales la información es escasa y la incertidumbre es mayor.
- **El potencial de consecuencias.** En los casos en los cuales las consecuencias del deslizamiento involucran un riesgo grande de vidas humanas o propiedades, se requieren factores de seguridad mayores.
- **La experiencia del profesional con los suelos del sitio.** Cuando se tiene un conocimiento amplio o experiencia previa confiable del comportamiento real de los suelos, se pueden permitir factores de seguridad menores que cuando se desconoce el comportamiento real de los materiales.
- **Posibilidad de ocurrencia de eventos extremos.** Si en el análisis no se tuvieron en cuenta los eventos extremos, se deben incluir factores de seguridad mayores ante la ocurrencia de estos fenómenos, tales como terremotos.

Como se ha explicado en los párrafos anteriores, el determinar que factor de seguridad se tomará como el más ideal, será el resultado del buen juicio del ingeniero, quién deberá tomar una decisión, con base en el análisis de la totalidad de los factores involucrados. Para cierto tipo de obras, los códigos pueden especificar un valor mínimo exigido para el factor de seguridad.

Para las estructuras de contención, según la AASHTO (2001) exige los siguientes factores de seguridad de estabilidad de taludes:

- $FS \geq 1.3$ para cargas estáticas
- $FS \geq 1.1$ para carga sísmica con K_h de 0.5 A

Generalmente los códigos geotécnicos especifican factores de seguridad mínimos. Estos factores, por lo regular, varían desde 1.15 a 1.5 y es común especificar factores de seguridad de 1.3 para las cargas estáticas.

Según González de Vallejo (2004), el aumento del coeficiente de seguridad de un talud se consigue disminuyendo las fuerzas de desestabilizadoras que tienden a la rotura o aumentando las fuerzas estabilizadoras, obsérvese tal como se representa en la Figura 4.24 para identificar la ubicación de cada una de estas fuerzas y para poder determinar cuáles de ellas son estabilizadoras y cuales son desestabilizadoras. En la mayoría de los casos las actuaciones afectan a los factores que controlan básicamente el equilibrio de un talud: el peso de los materiales, sus propiedades resistentes y el agua. Por otro lado y de igual importancia como los conceptos ya mencionados es la geometría, por ejemplo, la eliminación de peso en la cabecera de un talud es siempre buena para la estabilidad, pero si se elimina un volumen muy pequeño; la representación sobre el coeficiente de seguridad es prácticamente nula, otro ejemplo es cuando se refuerce el pie del talud con muro de gaviones, ya que éste debe ser cimentado adecuadamente, para poder desarrollar su resistencia en la base; tampoco se deberá excavar zanjas o cunetas profundas por delante del pie del muro de contención, ya que se impide el desarrollo de un empuje pasivo.



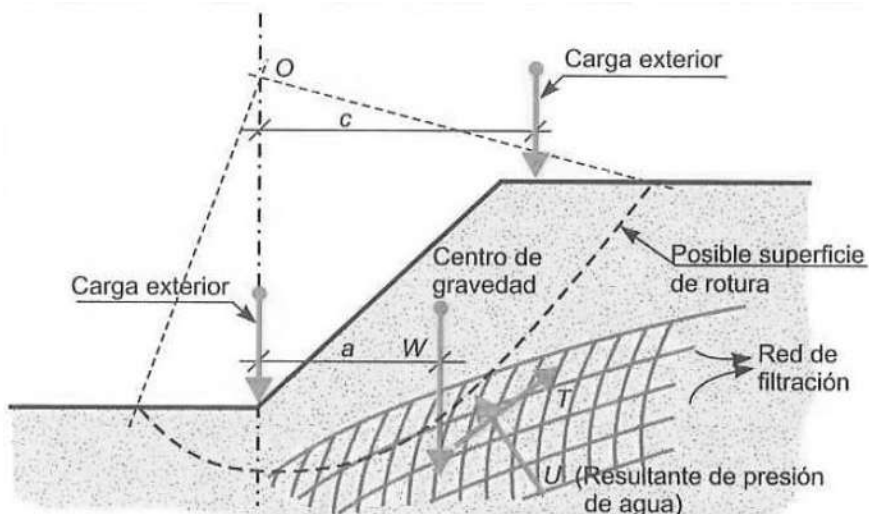


Figura 4.24.- Esquema de las fuerzas actuantes en el problema de estabilidad de un talud donde "W" es el peso del volumen deslizante y "T" es la resultante de las fuerzas resistentes, debidas a la cohesión y rozamiento (González de Vallejo, 2004).

Al diseñar las medidas correctoras ha de considerarse el coeficiente de seguridad que se debe alcanzar. Si bien en el diseño de un talud permanente puede ser adecuado un valor de 1.5 (que puede ser de 1.3 en taludes provisionales), en la corrección de un talud inestable se parte de un valor de 1.0 y puede ser suficiente alcanzar un valor de 1.2 o 1.25, salvo que se trate de excavaciones que obliguen a valores superiores (González de Vallejo 2004,471)

Según Suarez Díaz (1998), antes de corregir una inestabilidad, es conveniente realizar un análisis de forma muy general que sirva como base y que permita ir obteniendo algunas decisiones en cuanto a factores de seguridad se refiere y los parámetros correspondientes. La Tabla 4.1, indica algunos de los criterios generales para seleccionar un factor de seguridad para el diseño de taludes dependiendo del caso que se presente bajo ciertas condiciones.

Caso	Factor de seguridad para cargas estáticas	Factor de seguridad para cargas dinámicas Kh=0.5A
Pérdida de vidas humanas al fallar el talud.	1.5	1.2
Pérdida de más del 30% de la inversión de la obra específica o pérdidas consideradas importantes.	1.3	1.15
Pérdidas económicas no muy importantes.	1.2	1.1
La falla del talud no causa daños.	1.1	1.0

Tabla 4.1.- Criterios generales para seleccionar un factor de seguridad para el diseño de taludes (Suarez Díaz, 1998)

Una vez analizado el talud y deducido las causas que originaron la inestabilidad, y que se han definido los niveles de amenaza y riesgo, el mecanismo de falla, la geometría de la superficie de falla, condiciones hidrológicas en que tuvo lugar la rotura, tipo de formación geológica, geometría del talud y analizados los factores de equilibrio, se puede pasar al objetivo final que es el diseño del sistema de prevención, control o estabilización.





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

En base a lo que González de Vallejo (2004) propone para el análisis de inestabilidad, se debe hacer, una vez realizada la caracterización física y mecánica de los materiales tanto de roca como de suelo, el análisis para un coeficiente de seguridad de 1.0; posteriormente se deberán realizar nuevos análisis aplicando las posibles soluciones como es, cambios de geometría, disminuir el nivel freático, incremento de las fuerzas resistentes y resistencia del material que conforma el talud, etc.

González de Vallejo (2004) propone como medidas de estabilizadoras las siguientes:

- Modificar la geometría del talud.
- Drenajes.
- Aumento de la resistencia del terreno mediante la introducción en el talud de elementos estructurales resistentes.
- Construcción de muros u otros elementos de contención.

4.4.1.- Modificación de la geometría

Mediante este método se hace una redistribución de fuerzas debidas al peso de los materiales, obteniéndose una nueva configuración más estable. Las modificaciones más comunes son las que se observan en la figura 4.25, que consiste en:

- Disminuir la inclinación del talud
- Eliminar peso de la cabecera del talud.
- Incremento el peso en el pie del talud.
- Construcción de bancos y bermas.

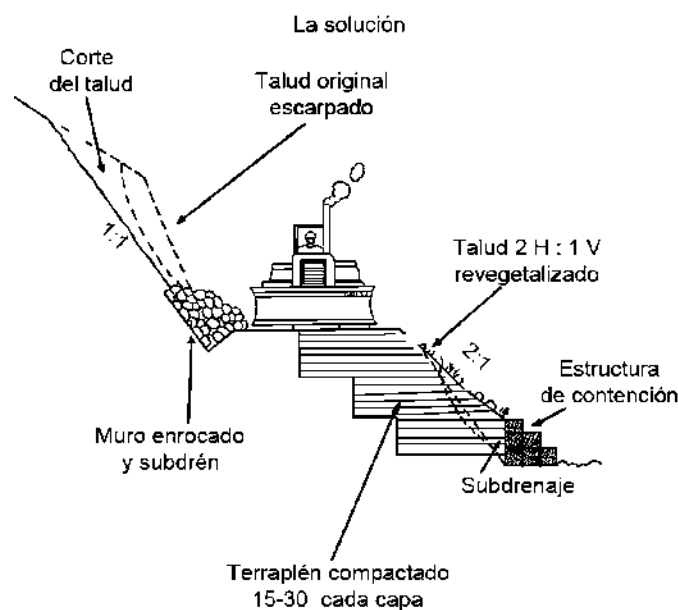


Figura 4.25.- Problemas y soluciones de estabilidad de taludes en las carreteras (Suarez Díaz, 1998).





En la figura 4.26 inciso a) y b), se determina la excavación de la cabecera de un talud, lo que elimina peso de esta zona. Aunque la disminución del ángulo general del talud y la retirada de peso en su cabecera no siempre puede llevarse a cabo por las dificultades de acceso a la parte superior del talud, los grandes volúmenes que en ocasiones se requeriría mover, para que estas medidas sean efectivas; el problema posteriormente sería ambiental, y por otra parte la presencia de instalaciones que puedan impedir esta solución. Por ello es considerable cuando se trata de cambios de geometría, mejor aumentar el peso del pie del talud como se muestra en la Figura 4.26 inciso c), aunque esta solución implica ocupar mayor espacio en la base del talud, donde regularmente el espacio del talud suele ser muy escaso.

El propósito de este tipo de estabilización es el de incrementar las tensiones normales sobre la superficie de rotura, recomendando que el relleno aplicado en el pie del talud sea de material drenante o construir un sistema de drenado adecuado. Este método de estabilización es de mayor eficiencia cuando se propone en taludes de suelo y con falla circular, y en su caso conveniente combinar con excavaciones en la cabecera.

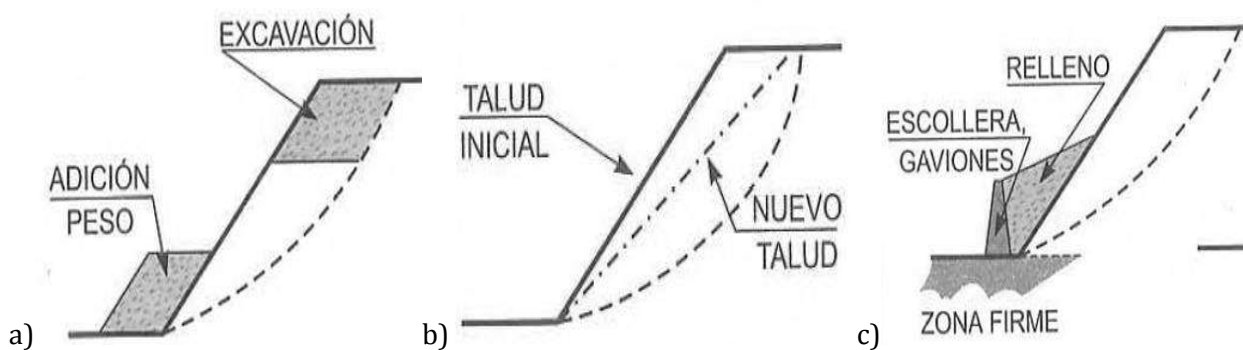


Figura 4.26.- Métodos de estabilización para aumentar el factor de seguridad; a) Eliminación de peso en cabecera y adicional pie, b) Disminución del ángulo del talud, c) Refuerzo y peso en el pie del talud (González de Vallejo, 2004).

Cuando se considera de alta resistencia el pie del talud y la inestabilidad no es muy profunda, para la estabilización se recurriría a la construcción de un muro, bien cimentado, pero con una separación considerable entre el muro y el terreno natural del talud, para poder ser relleno de un material que pueda aportar un peso adicional en la zona y por otro lado serviría para que el suelo natural no pueda ser afectado por agentes ambientales.

El empleo de escolleras en el pie del talud, para aportar peso, permite el drenaje y refuerza el conjunto; es el método de solución más frecuente y rápida para su ejecución, más utilizado en caso de inestabilidades superficiales en materiales arcillosos.

El escalonamiento del talud, construyendo bancos y bermas contribuye a que se produzcan roturas superficiales que afecten a todo el frente del talud, al cortarse los posibles planos de rotura. Esta medida debe decidirse antes de la excavación del talud; además las bermas sirven para retener bloques que se desprendan y roturas locales del talud, la instalación de medidas de drenaje y accesos para las obras de saneamiento y control del talud, el ejemplo de estos procesos de estabilidad se puede observar en el inciso c) de la Figura 4.26.





4.4.2.- Medidas de drenaje

Este tipo de medida tiene la finalidad de eliminar o disminuir el agua presente en el talud y por consiguiente las presiones intersticiales que actúan como factor desestabilizador. El agua reduce las propiedades resistentes en determinados tipos de materiales, considerando que el agua es el principal agente que desencadena los problemas de inestabilidad de taludes, aumentando el peso de la masa a moverse, elevando el nivel freático, y las presiones intersticiales, creando empujes hidrostáticos, reblandeciendo el terreno, erosionando el pie del talud, etc.

En la Figura 4.27 se puede observar algunas de las medidas de drenaje superficiales, mediante zanjas de drenaje, y canalizaciones, o profundos, mediante drenes horizontales o californianos, pozos o drenes verticales, galerías de drenaje y pantallas drenantes. Los elementos drenantes pueden ser puntuales o continuos.

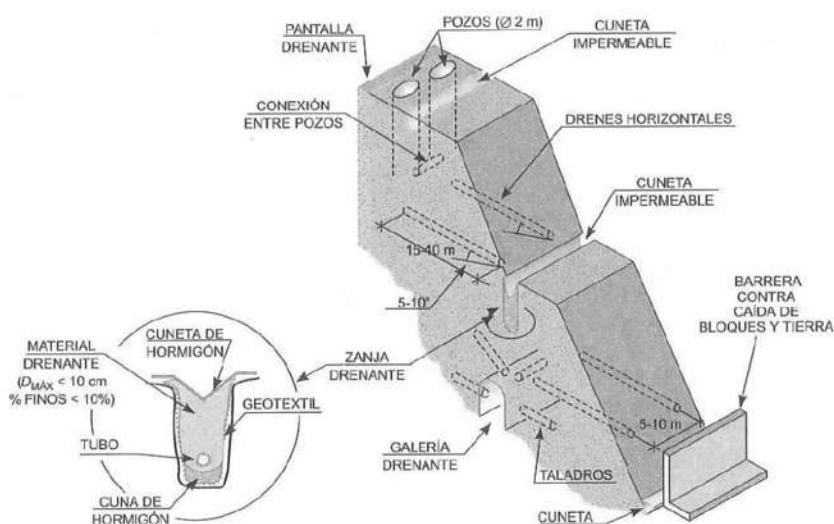


Figura 4.27.- Medidas de drenaje y protección en taludes (González de Vallejo, 2004).

Los drenajes superficiales evitan que las aguas de escorrentía se infiltren en el talud o penetren a favor de las discontinuidades y grietas. Evitan la elevación del nivel freático, la aparición de presiones intersticiales y la saturación de suelos, así mismo evitan los efectos erosivos de las aguas de escorrentía y el lavado de discontinuidades en macizos rocosos.

Los drenajes superficiales pueden ser cunetas, en la cabecera o laterales del talud, desvíos, impermeabilizaciones de cauces, para taludes en suelos con extensión importante, inclinación adecuada y pueden construirse sistemas de zanjas o canales de drenajes en su superficie, longitudinales, transversales y diagonales.

Los drenajes profundos tienen como finalidad deprimir el nivel freático y evacuar el agua del interior del talud, siendo una solución frecuente en taludes rocosos. Para el diseño de las medidas de drenaje profundos es de importancia considerar los siguientes aspectos: Permeabilidad y características hidrogeológicas de los materiales, caudales a drenar y radio de acción del elemento drenante.

Las perforaciones deben de alcanzar el nivel a la que se encuentra el agua, e incluso, se deberá perforar hasta la profundidad a la que se desea abatir el nivel de agua freático. Se deberán de ubicar



y profundizar los pozos de tal manera que puedan ser funcionales y no quedar en puntos o zonas de rotura que provoquen una inutilidad y que los efectos que generen sean contrarios a los pretendidos.

Los drenes californianos son más efectivos, ya que pueden alcanzar longitudes de 30 a 40 m con diámetros de 100 a 150 mm principalmente para evacuar el agua de pie de talud. Este tipo de drenes son de gran efectividad pero muy costosos.

4.4.3.- Elementos estructurales resistentes

Son elementos que tienen como finalidad aumentar la resistencia al corte, lo cual se puede lograr mediante los siguientes sistemas: Introduciendo elementos que mejoran la resistencia del terreno en la superficie de rotura, como ejemplo, los pilotes y micropilotes. Además introduciendo elementos que aumentan las fuerzas tangenciales de rozamiento en la superficie de rotura, como pueden ser anclajes y bulones.

- **Las pantallas de pilotes** son alineaciones de estos elementos distanciados entre sí, de tal forma que constituyen una estructura relativamente continua, intersectando y atravesando la zona deslizada y empotrándose en la zona estable. La distribución y longitud de los pilotes deben ser detalladamente estudiados, así como su resistencia ante los esfuerzos a los que van a estar sometidos. Los diámetros de los pilotes varían de 0.65 a 2 m, siendo frecuente arriostrarlos en superficie por medio de una viga, obsérvese lo descrito en la Figura 4.28.

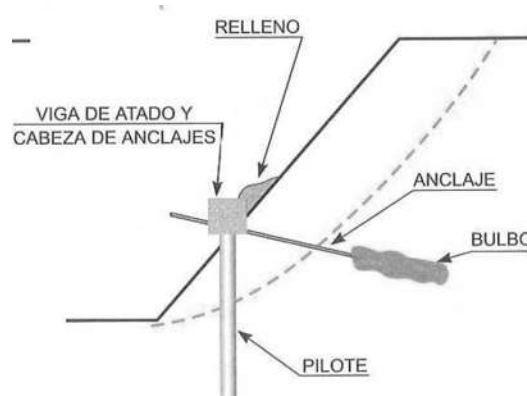


Figura 4.28.- Muros y pantallas de pilotes anclados (Oteo, 1995).

- **Las pantallas de micropilotes** se asemejan a las pantallas de pilotes y hacen la misma función, en la Figura 4.29 se puede observar que la diferencia de los micropilotes en comparación de los pilotes es que suelen tener un diámetro entre 12 y 15 cm y longitudes que van de 15 hasta 20 m; se arman con un tubo de acero que se rellena mediante una inyección de cemento. El sistema de perforación permite atravesar fácilmente materiales rocosos.

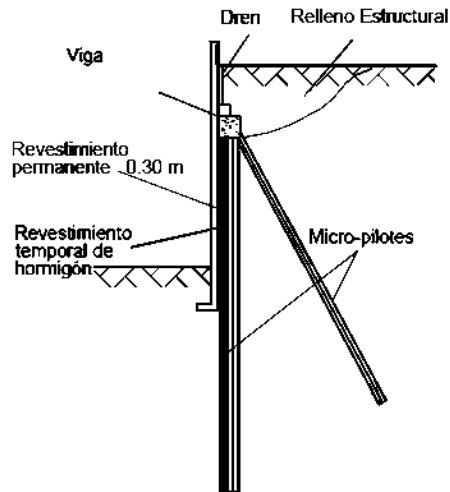


Figura 4.29.- Muros y pantallas de micropilotes (Suarez Díaz, 1998).

- **La columnas de jet-grouting** suelen realizarse para estabilizar taludes en suelos granulares, e incluso en terrenos cohesivos, cortando la superficie de deslizamiento y creando zonas con mayor resistencia al corte, el procedimiento consiste en realizar una perforación en el terreno tal como se muestra en la Figura 4.30, generalmente entre 1 y 4 m de diámetro, inyectando cemento a alta presión y consiguiendo así una columna de alta resistencia formada por el terreno y la inyección.

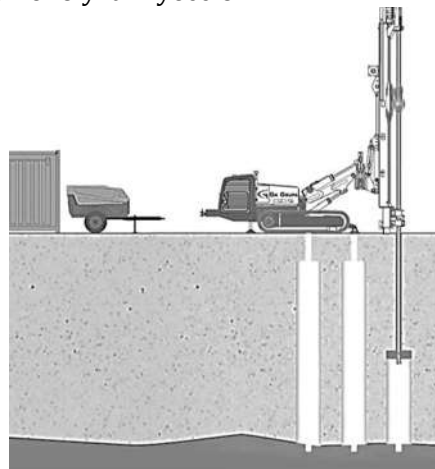


Figura 4.30.- Construcción de columnas jet-grouting (González de Vallejo, 2004).

- **Los anclajes**, tal y como se representan en la Figura 4.31, son elementos formados por cables de acero que se anclan a zonas estables del macizo rocoso, trabajan a tracción y proporcionan una fuerza contraria al movimiento, con un incremento de las tensiones normales sobre la superficie de ruptura.
En función de su forma de trabajo se clasifican en pasivos, activos y mixtos, la longitud de estos pueden ser habitualmente entre 15 y 40 metros y su capacidad de carga suele estar entre 60 y 120 ton por anclaje; la fuerza resistente del anclaje se calcula para alcanzar un coeficiente de seguridad adecuado. Los anclajes por lo regular se emplean en taludes rocosos fracturados. Las cabezas de los anclajes en superficie pueden unirse con vigas de

hormigón de forma que trabajan distribuyendo las fuerzas estabilizadoras más uniformemente sobre el talud.

En caso de suelos o macizos rocosos de baja resistencia se construye un muro de hormigón armado en el talud, en el que las cabezas de los anclajes son colocadas y que por consiguiente las fuerzas se transmiten a estos elementos uniformemente hacia el terreno. O en ocasiones el muro se sustituye por una pantalla de pilotes.

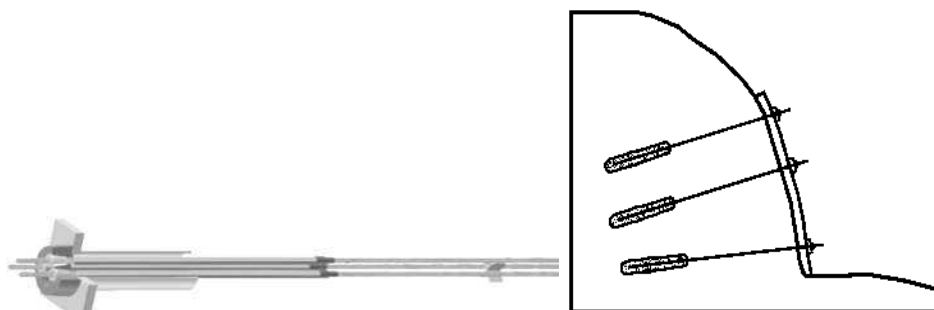


Figura 4.31.- Esquema de estabilización utilizando anclajes (Ayala y Andreu, 2006).

- **Los bulones** son barras de acero que se introducen en el talud y se pueden considerar como anclajes pasivos de baja capacidad, las longitudes pueden estar comprendidas entre 3 y 6 metros y su diámetro varía entre 25 y 40 mm. Se colocan en perforaciones realizadas en la roca y rellenas de cemento o resina, su carga admisible oscila entre 5 y 15 ton por bulón, obsérvese fa Figura 4.32.

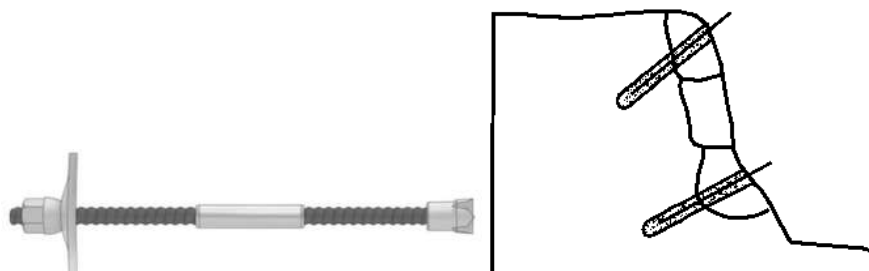


Figura 4.32.- Esquema de estabilización utilizando bulones (Ayala y Andreu, 2006).

4.4.4.- Muros y elementos de contención

Se emplean principalmente en la zona del pie de los taludes, evitando la degradación en esta zona crítica frente a la estabilidad; se construyen a pie de talud como elementos resistentes de contención o sostenimiento, siendo efectivos frente a inestabilidades superficiales.

Los muros de contención presentan el inconveniente de que hay que excavar al pie del talud para su construcción, lo que favorece la inestabilidad, y no evitan posibles deslizamientos a favor de superficies de ruptura por encima o por debajo del muro. Los muros de sostenimiento se construyen separados del pie del talud relleno posteriormente entre el muro y el talud para evitar

la erosión; los revestimientos tienen como finalidad proteger el terreno de la erosión y proporcionar un peso estabilizador al pie del talud.

Existen diferentes tipos de muros y se pueden observar en la Figura 4.33, los cuales presentan características que los hacen adecuados para diferentes casos de estabilización, como pueden ser muros rígidos o muros flexibles, estos funcionan para detener un movimiento o aportar una resistencia adicional.

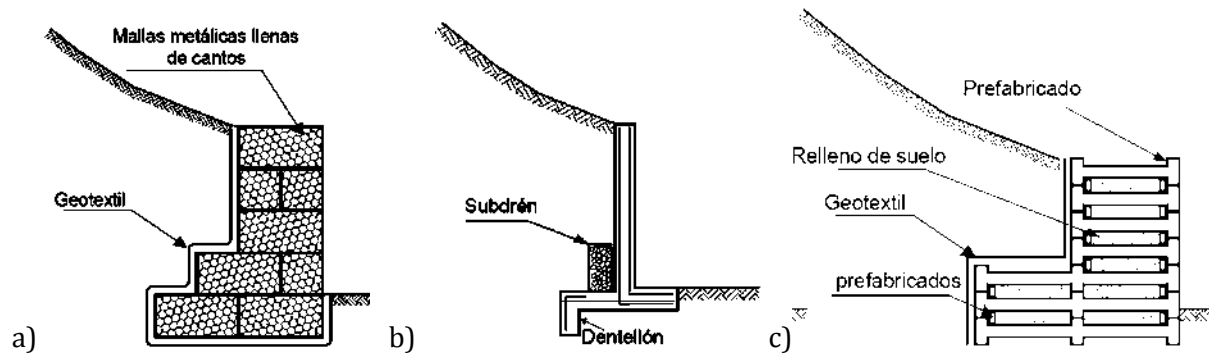


Figura 4.33.- Esquema de estabilización utilizando muros de contención (Suarez Díaz, 1998).

- a) Los muros de gaviones son muros flexibles que consisten en rellenos de fragmentos rocosos o escollera contenidos en una malla de acero, trabajan por gravedad y pueden ser construidos con escalonamiento hacia el exterior o interior del talud, la ventaja que tienen estos es que permiten la circulación del agua procedente del talud.
- b) Los muros pantalla son elementos de hormigón armado construidos in situ en zanjas excavadas por debajo de la superficie del terreno, cuya acción estabilizadora es similar a la de las pantallas de pilotes, con la diferencia que constituyen elementos continuos.
- c) Muro de tierra armada son formados por un paramento exterior prefabricado de hormigón o chapas metálicas y un relleno de suelo reforzado mediante bandas o tirantes de metal o de material sintético que se anclan al paramento y al talud.

Los muros anclados son muros reforzados con anclajes para mejorar la resistencia al vuelco y al deslizamiento de la estructura.

4.4.5.- Medidas de protección superficial

Estas medidas tienen como finalidad:

- Eliminar los problemas de caídas de rocas
- Aumentar la seguridad del talud frente a rupturas superficiales
- Evitar o reducir la erosión y la meteorización en el frente del talud
- Evitar la entrada de agua de escorrentía

Las actuaciones más frecuentes consisten en:

- Instalación de mallas metálicas.
- Gunitado de taludes.
- Construcción de muros de revestimiento al pie del talud.



- Instalación de materiales geotextiles.
- Impermeabilización

Siembra de especies que contribuyen a reforzar el terreno superficial en taludes excavados en suelos.

El gunitado consiste en cubrir de gunita la superficie del talud proyectando la mezcla neumáticamente a través de una manguera y una boquilla con un árido de hasta 8 mm.

Cuando se mezclan áridos de tamaño superior a 8 mm se denomina hormigón proyectado. Normalmente se proyectan varias capas sobre el talud con un espesor total de 5 a 8 cm. La gunita puede reforzarse mediante la fijación de una malla metálica al talud sobre la que se proyecta la mezcla, obsérvese la figura 4.34 donde se está realizando la proyección del material sobre un talud revestido con malla sujeta a bulones. Para facilitar el drenaje se realizan taladros o perforaciones que atraviesan la capa de gunita.



Figura 4.34.- Gunitado de taludes (Geobrugg).

Los taludes excavados en macizos rocosos fracturados suelen presentar problemas de desprendimientos de bloques a favor de la red de discontinuidades. Entre las actuaciones para la estabilización de los bloques rocosos inestables se encuentran:

- Instalación de bulones para fijación de los bloques de roca cuando los bloques a estabilizar presentan grandes dimensiones, su fijación debe realizarse mediante anclajes, de lo cual se hizo mención en el apartado 4.4.3.
- Instalación de cables y mallas para estabilizar zonas de talud que se encuentran muy fracturadas; consiste en la colocación de una malla metálica, preferentemente de doble o triple torsión a la que se superpone una serie de cables formando una retícula, anclados a la roca en sus extremos y tensionados, un ejemplo se muestra en la figura 4.35.





- Eliminación de bloques mediante voladura controlada, cemento expansivo, fragmentación mediante martillo picados, eliminación manual mediante palancas, etc. Deben eliminarse únicamente los bloques adecuados en caso contrario el efecto puede ser perjudicial para la estabilización de otros bloques en contacto.



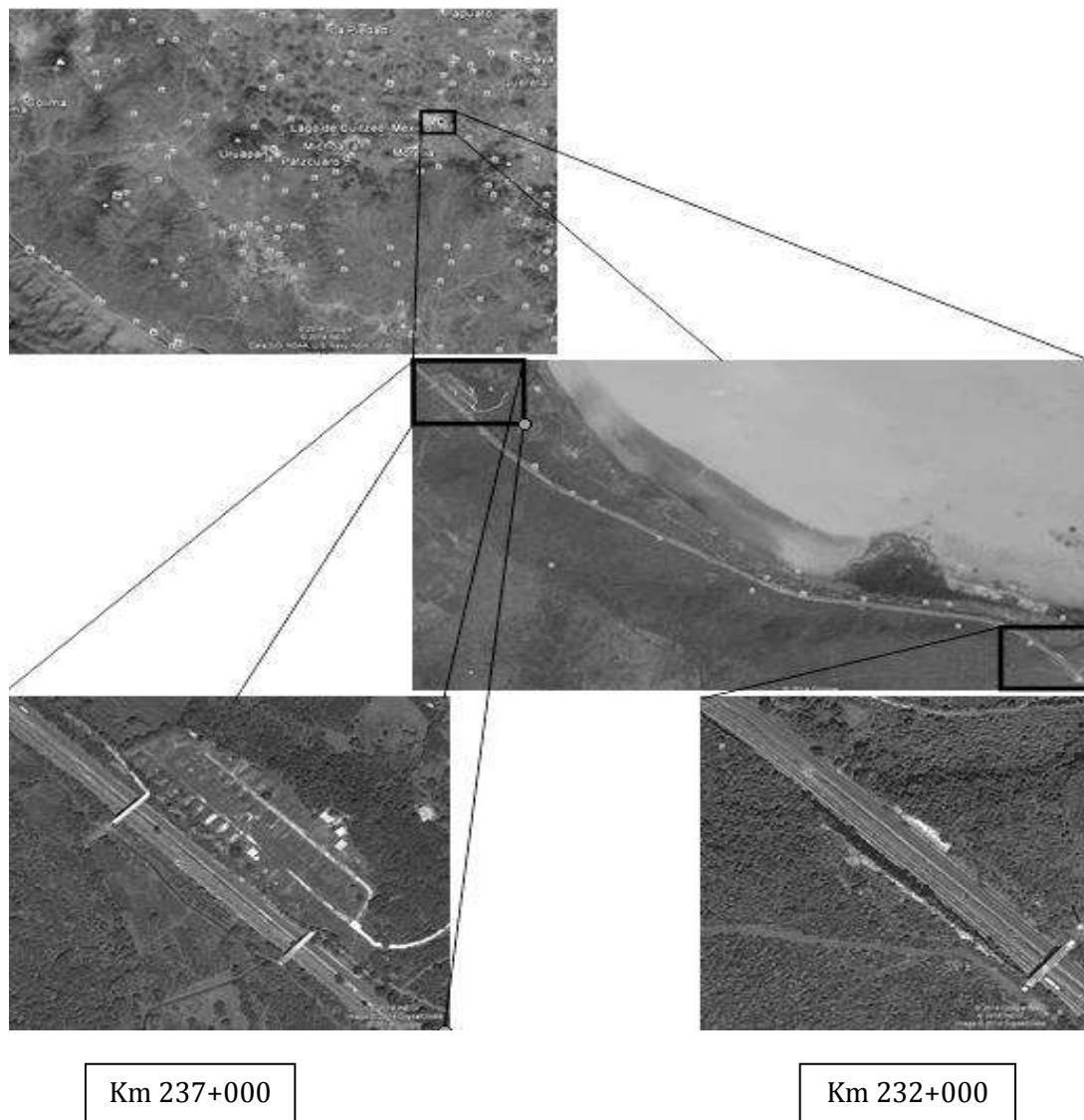
Figura 4.35.- Colocación de malla triple torsión anclada con bulones (Geobrugg).



5.- ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS

5.1.- CARACTERÍSTICAS DE LA ZONA EN ESTUDIO

En el presente trabajo de investigación, se toma como estudio los taludes generados por cortes en la construcción de una carretera, en particular se analizaron los materiales que conforman los taludes originados por cortes de la autopista México-Guadalajara del km 232+000 y el km 237+000. El km 232+000 se ubica en las coordenadas geográficas $101^{\circ}04'48.83''$ y $19^{\circ}53'48.31''$ a una elevación de 1894 msnm, mientras que el km 237+000 se ubica en las coordenadas geográficas $101^{\circ}07'21.07''$ y $19^{\circ}54'06.78''$, con elevación con respecto el nivel del mar de 1926 m, como se puede ver en la Figura 5.1.



Km 237+000

Km 232+000

Figura 5.1.- Macro y micro localización de la zona en estudio (Google, 2004).



El talud del km 232+000 de la autopista México-Guadalajara, se caracteriza por tener dos taludes laterales que son los de mayor importancia por sus características geométricas, además se aprecia uno central pero no tan significativo como los anteriores, debido a que es muy pequeño. El talud lateral del lado derecho en dirección México-Guadalajara tiene una longitud de 202.32 m y una altura máxima de 29.74 m, mientras que el talud del lado izquierdo tiene una longitud de 252.18 m, con altura de 32.27 m. Ambos taludes están compuestos por estratos rocosos, con poca fracturación y en algunos sitios está la roca severamente fracturada. En la Figura 5.2 se puede observar el lado derecho del talud (dirección México-Guadalajara), conformado principalmente por cuatro estratos diferente, con espesor de aproximadamente 4 m cada uno. Dos de los estratos se conforman de roca basáltica con característica más porosa y dos con roca más compacta y densa. Ambos taludes están protegidos con malla y anclajes de varilla de $\frac{3}{4}$ ", pero sin ninguna efectividad observada, incluso en algunos puntos dicha malla se encuentra en mal estado y con algunos bloques de roca en su interior, generando una presión y carga adicional sobre la malla.



Figura 5.2.- Composición estratigráfica del talud derecho ubicado en el km 232+000 de la autopista México-Guadalajara.

El talud izquierdo presenta los mismos materiales en su formación, aunque con la diferencia que presenta fracturas considerables, e incluso se pueden determinar algunas aberturas grandes en las que cierta vegetación ya predomina. Por una parte se presenta elementos para prevenir los caídos de rocas, pero en las mismas condiciones que las del lado derecho, en otra parte presenta un recubrimiento de gutinado, ambas características se pueden apreciar en la Figura 5.3.



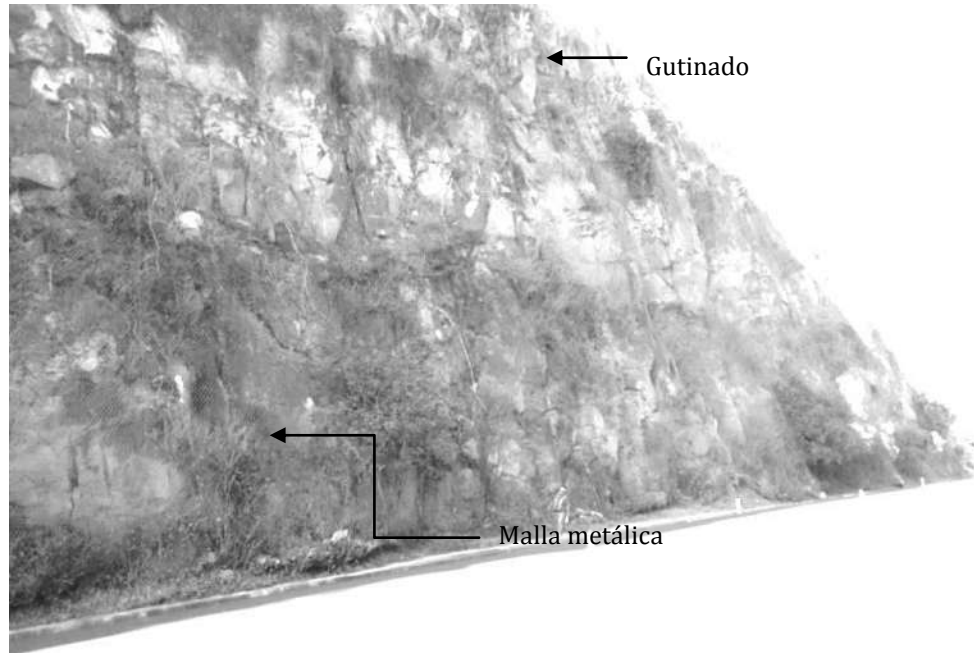


Figura 5.3.- Composición estratigráfica del talud derecho ubicado en el km 232+000 de la autopista México-Guadalajara.

Ahora, se describirán los taludes ubicados en el km 237+000 de la autopista México-Guadalajara, esto por considerarlos con problemática de inestabilidad. Son principalmente dos taludes, el talud izquierdo y talud derecho, la parte central se ignoró debido a que no presenta tanta problemática en comparación de los otros dos e incluso sus características geométricas no lo amerita, más sin embargo las características de los otros dos taludes son los siguientes: el talud izquierdo presenta una altura máxima de 12.21 m y una longitud de 330 m mientras que el talud del lado derecho mide 140 m de longitud y una altura máxima de 8.25 m.

También se puede observar que, en cuestión de estabilidad, ambos taludes contienen una malla metálica con el propósito de prevención y propuesta en su construcción, actualmente estas albergan gran cantidad de material en el pie del talud, por lo que su funcionalidad como medida de prevención esta deficiente, e incluso algunas están casi un 100% deterioradas y falladas, lo cual se puede observar en la Figura 5.4.

El talud derecho tiene la característica de tener en su pie un moro de gavión, por lo que esa zona no se consideró para su análisis. La roca que los componen se caracteriza por ser roca basáltica de buena y excelente densidad según lo observado en campo. En lo que a vegetación respecta, es muy escasa y la existente es insignificante. El grado de alteración o meteorización de los bloques es bajo, pero la abertura de las discontinuidades y el relleno que tienen pueden ser muy significativos.





Figura 5.4.- Condiciones de erosión del talud izquierdo ubicado en el km 237+000 de la autopista México-Guadalajara.

Ambos taludes son conformados por brecha volcánica en un 80% y con algunos afloramientos rocosos en un 20%. La brecha corresponde a una mezcla de componentes poco redondeados y angulosos, en ocasiones nada clasificados; la parte fina varía entre finos y arenas, también se presentan algunos bloques de magnitud considerada independientes de los afloramientos pero empacados en lo que es la brecha, los cuales se pueden observar en la Figura 5.5. La mayor parte de los taludes analizados presentan bloques de gran magnitud y con características en su matriz rocosa de buena calidad, pero con ciertas discontinuidades que pueden ser los factores desencadenantes a mantener estabilidad.

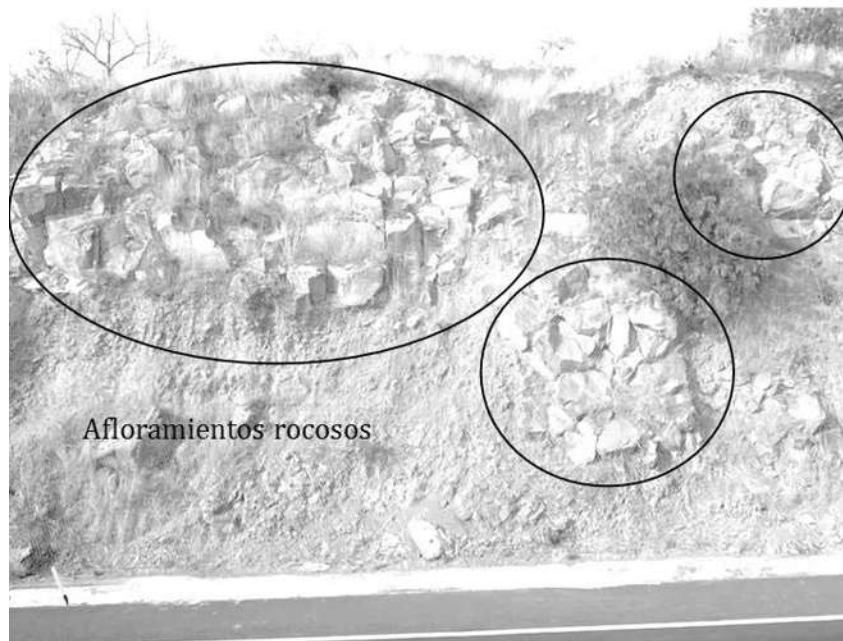


Figura 5.5.- Características del talud izquierdo ubicado en el km 237+000 de la autopista México-Guadalajara.





5.2.- GEOLOGÍA DEL ÁREA EN ESTUDIO

La zona en estudio se caracteriza por ser un sitio accidentado, ya que se encuentra en una zona accidentada dentro de los márgenes del Estado de Michoacán, que es conformado por dos grandes regiones montañosas o provincias fisiográficas, que son: el Cinturón Volcánico Transversal y Valles Intermontañosos.

En la parte Este del Cinturón, está la Sierra Mil Cumbres, que es la continuación de la Sierra de Acuitzio. Más al Este se localizan las Sierras de San Andrés, región conocida también como Los Azufres, cerca de Ciudad Hidalgo; Maravatío, Talpukahua, Anganguero y Zitácuaro.

Geomorfológicamente el área de estudio se caracteriza por la presencia de numerosos conos de origen volcánico con altitudes que alcanzan los 3,000 msnm, y el Lago de Cuitzeo, cuyo nivel de sus aguas oscila alrededor de los 1700 msnm.

Otro rasgo importante que se presenta, son los rasgos estructurales que consisten en dos sistemas de fallas, representados por el sistema de fallas normales y que algunos autores denominan sistema de fallas de Cuitzeo, obsérvese la Figura 5.6.

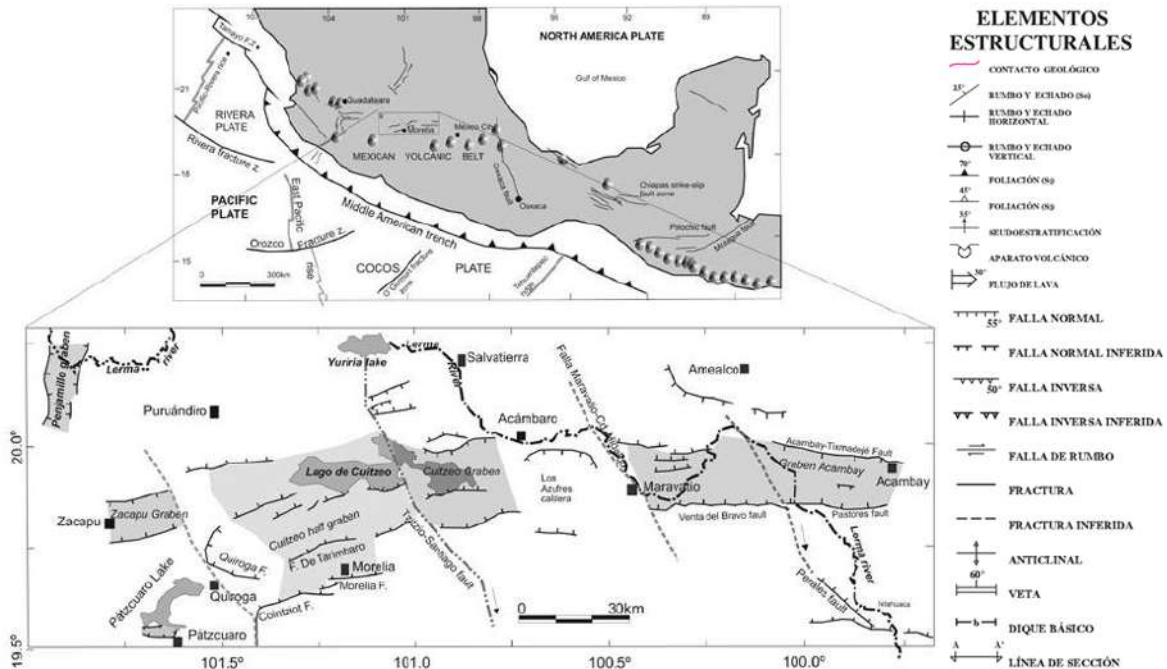


Figura 5.6.- Sistema de fallas de Cuitzeo (Servicio Geológico Mexicano).

En la Figura 5.7 se aprecian las características litológicas, reconociéndose con detalle las rocas volcánicas del Terciario Superior y Cuaternario del NE del Estado; justamente donde se localiza el área en estudio, afloran rocas basálticas Cuaternarias.

Estudios realizados por Israde y Garduño (2002), indican que existen productos ignimbríticos, andesitas y basaltos en la secuencia volcánica del Mioceno y que en las inmediaciones del Lago de





Cuitzeo se presentan productos volcánicos de edad Pliocuaternaria correspondientes al Arco Volcánico Transmexicano, conformados por lavas basálticas fracturadas.

Además, Martínez y Nieto (1990) en sus investigaciones, evidenciaron dos sistemas de fallas, NE-SW y E-W que incluso marcan la morfología del Lago de Cuitzeo. Desde el punto de vista estratigráfico se reconocen cuatro unidades litológicas, predominando entre las rocas ígneas intrusivas, los basaltos asociados a brechas basálticas y depósitos volcanoclásticos.

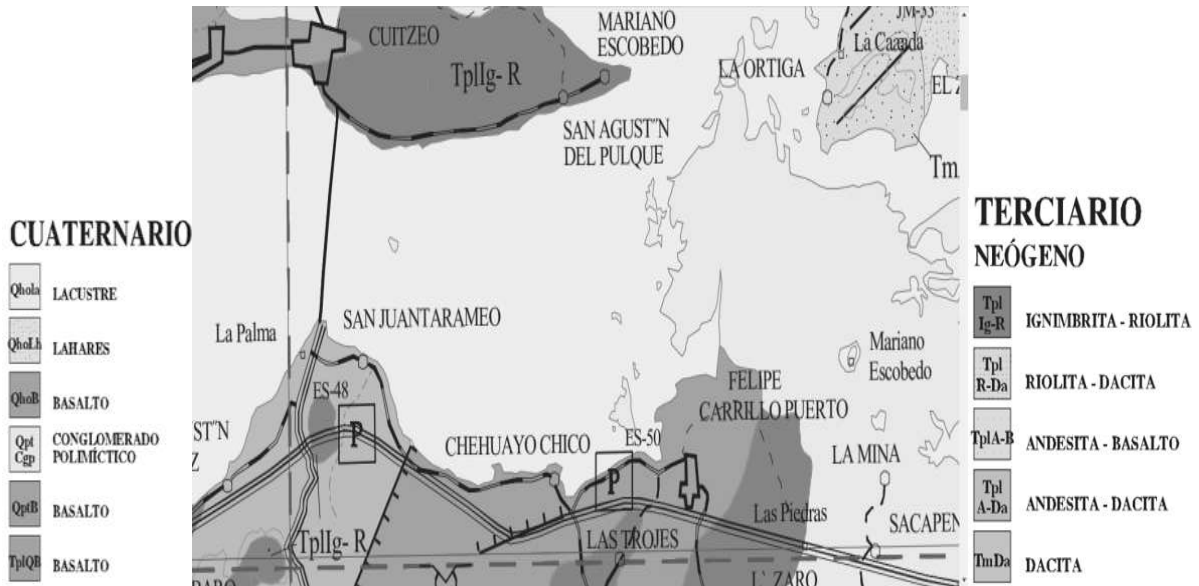


Figura 5.7.- Características geológicas del sitio (Servicio Geológico Mexicano).

5.3.- RESULTADOS DE LAS PRUEBAS EN LABORATORIO

Como ya se mencionó en el capítulo 3, en el apartado 3.1; se realizó un muestreo en los cuatro taludes descritos en los párrafos anteriores, de tal manera que las muestras fueran representativas para el análisis de los materiales que los conforman, basado en la norma M-MMP-1-01/03. Tanto en los taludes del km 232+000 como en los taludes ubicados en el km 237+000 se obtuvieron diferentes tipos de material para probar.

La Figura 5.8 muestra los diferentes tipos de roca en cuanto a características físicas se refiere, de cada uno de los taludes en análisis, las muestras que se representan en los incisos “a” y “b”, son de la roca que conforman los taludes ubicados en el km 232+000, en el inciso “a” se puede observar que la roca es un poco más porosa que la roca que se presenta en el inciso “b”; de estos tipos de roca se pueden encontrar en ambos lados del talud e incluso mezcladas entre sí mediante afloramientos, sus características físicas determinan una mejor calidad del macizo rocoso en comparación de la roca que conforma los macizos rocosos de los taludes en el km 237+000. En el inciso “c” se muestra la roca más porosa y en el inciso “d” se muestra la más densa o sana, de las cuales ambos taludes también están conformados.



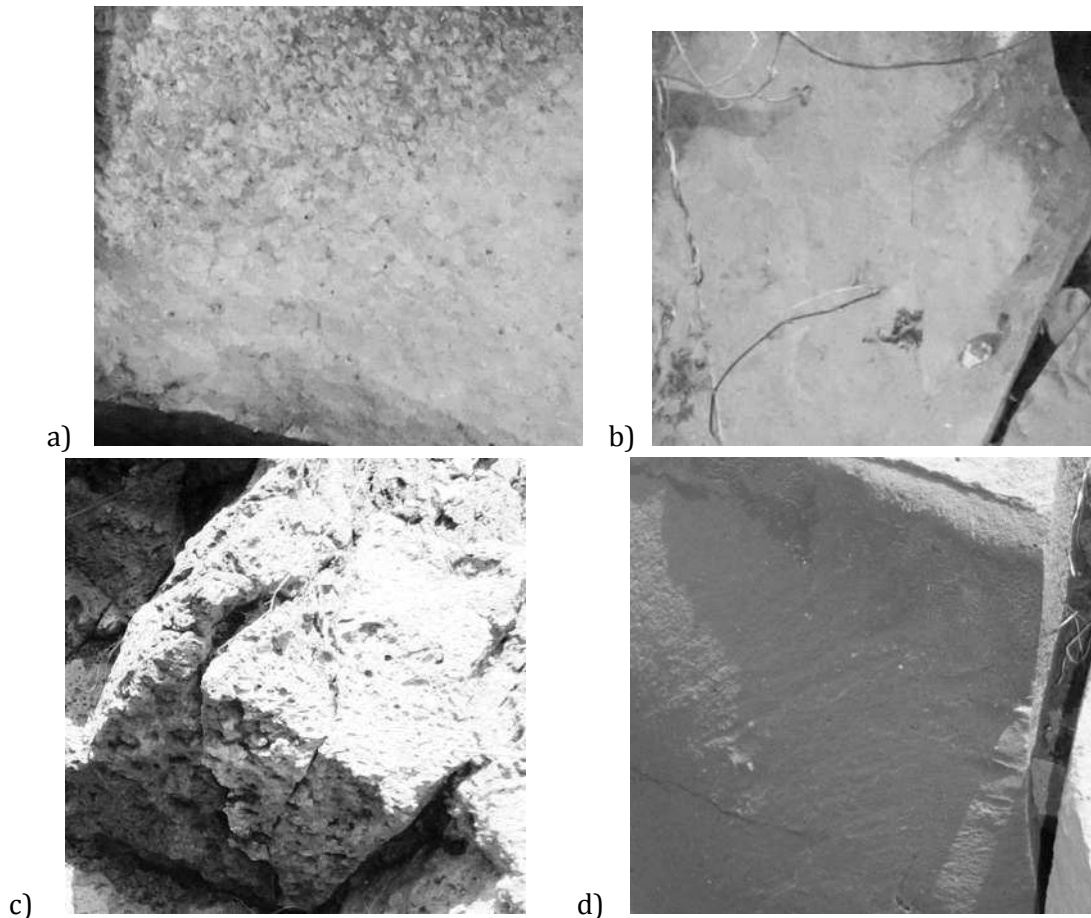


Figura 5.8.- Características físicas del material rocoso que conforman los taludes ubicados en el km 232+000 y km 237+000.

Las muestras con las cuales se determinaron las propiedades físicas y mecánicas fueron, 4 bloques de roca obtenidas del km 232+000 y 5 muestras obtenidas del km 237+000, cada bloque o muestra obtenida en campo se fragmento de tal manera que se pudiera realizar cada una de las pruebas, obteniendo sus propiedades físicas y propiedades mecánicas, la ejecución de las pruebas se hizo como se describió en el capítulo 3 en los apartados 3.2.1, 3.2.2, 3.2.3, 3.2.4 y 3.2.5, de lo cual a continuación se describirá cada caso, así como los resultados obtenidos de cada una de las pruebas a las que se sometió el diferente material.

5.4.- PROPIEDADES FÍSICAS DE LAS MUESTRAS DE ROCA

5.4.1. Ensayo de densidad y absorción

Para realizar la prueba de densidad y absorción se obtuvieron 6 fragmentos de cada una de las muestras, sumando un total de 54 fragmentos, del talud ubicado en el km 232+000 se extrajeron 4 bloques caídos, dos del lado izquierdo y 2 del lado derecho, los cuales se subfragmentaron en pequeños especímenes, tomando 6 de cada uno para su análisis.

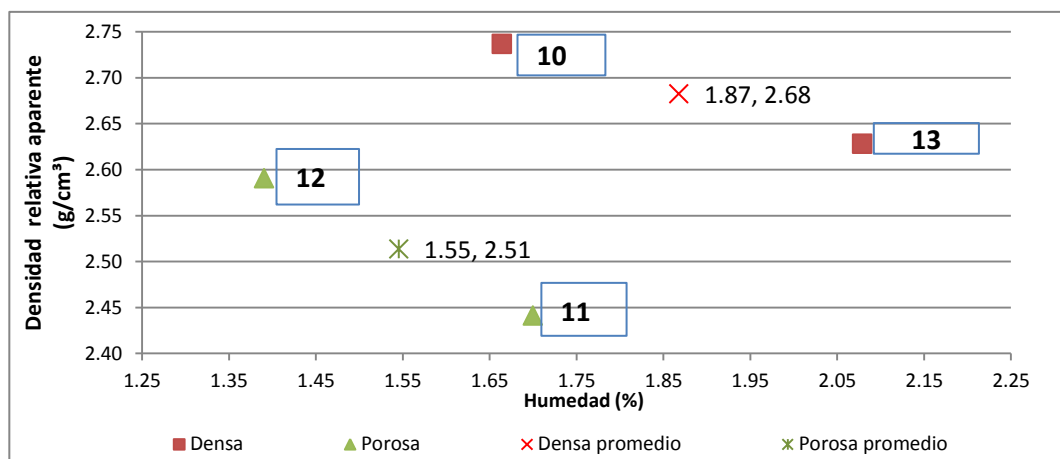


Del talud ubicado en el km 237+000 se extrajeron 5 bloques dos del lado derecho y 3 del lado izquierdo; también se subfragmentaron en pequeños especímenes y se probaron 6 de cada bloque; estos ensayos se realizaron de acuerdo a norma ASTM C127 ya explicado en el apartado 3.2.1.

Las muestras se dejaron saturando 24 hrs en conjunto de seis muestras por recipiente, obteniendo su peso seco y peso saturado para determinar la absorción mientras que, para determinar su peso volumétrico se determinó el volumen desalojado mediante el picnómetro por cada muestra, los resultados obtenidos se muestran en las Tablas 5.1 y 5.2, y su representación se tiene en las Gráficas 5.1 y 5.2.

Muestra	Prueba de absorción y densidad				Promedio	
	Densa 10 Izq.	Porosa 11 Izq.	Porosa 12 Der.	Densa 13 Der.	Densa	Porosa
	Peso seco (grs)	520.00	595.60	595.80	499.30	509.65
Peso húmedo (grs)	528.80	605.90	604.20	509.90	519.35	605.05
Volumen (ml)	190.00	244.00	230.00	190.00	190.00	237.00
Agua absorbida (grs)	8.80	10.30	8.40	10.60	9.70	9.35
Humedad (%)	1.66	1.70	1.39	2.08	1.87	1.55
Densidad relativa aparente (g/cm³)	2.74	2.44	2.59	2.63	2.68	2.51

Tabla 5.1.- Resultados de los ensayos de densidad y absorción, de las muestras de roca 10, 11, 12 y 13, talud ubicado en el km 232+000 de la autopista México - Guadalajara.



Gráfica 5.1.- Resultados de los ensayos de densidad y absorción, de las muestras de roca 10, 11, 12 y 13, talud ubicado en el km 232+000 de la autopista México - Guadalajara.

En la Gráfica 5.1 se puede observar los puntos de los resultados de cada muestra probada, los promedios de los resultados de las muestras porosas y de las muestras más densas del km 232+000. Los valores 11 y 12 representan las muestras con características más porosas y los valores 10 y 13 representan las muestras más densas. Además se observa que las muestras que tienen mayor porosidad tienen una mayor absorción y una densidad más baja, esto puede ser debido a su estructura; este tipo de material por lo general tiende a presentar un comportamiento más plástico, por lo que pueden tener una deformación diferente ante cualquier tipo de carga, antes de llegar a su



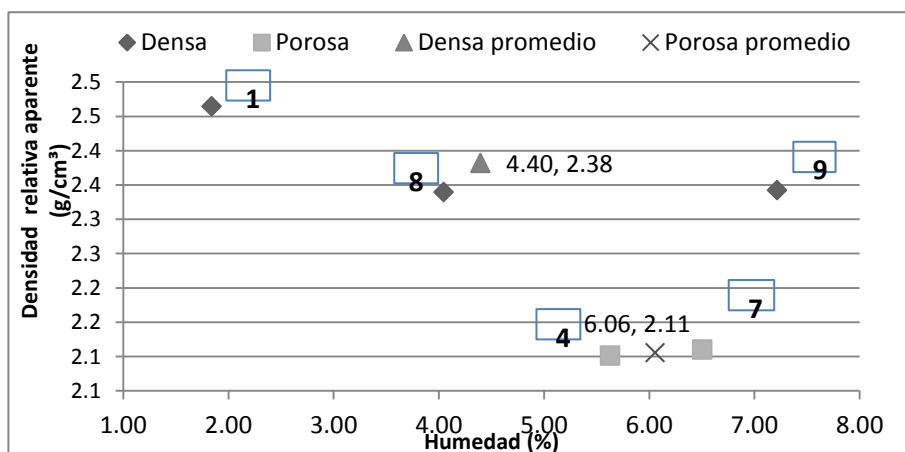


fracturamiento. Las muestras 10 y 13 pueden tener un menor fracturamiento interno y por consiguiente una menor absorción, lo que conlleva a una mayor densidad. Para los taludes ubicados en el km 232+00 se puede decir que el material rocoso que los conforman presenta características de buena calidad.

En la Tabla 5.2 se muestran los resultados obtenidos de las muestras probadas del km 237+000 y se aprecia en los resultados, que la densidad del material del km 232+000 se encuentra entre los rangos 2.44 g/cm^3 y 2.74 g/cm^3 , mientras que los resultados de la densidad del material analizado del km 237+000 se encuentran en el rango 2.10 g/cm^3 , y 2.46 g/cm^3 . Lo anterior indica que el material que conforma el talud del km 232+000 es de mejor calidad que el del km 237+000.

Prueba de densidad y absorción							
Muestra	Densa 1 Der.	Porosa 4 Der.	Porosa 7 Izq.	Densa 8 Izq.	Densa 9 Izq.	Promedio	
						Densa	Porosa
Peso seco (grs)	554.50	556.80	531.70	531.10	538.70	541.43	544.25
Peso húmedo (grs)	564.90	590.00	568.70	553.50	580.60	566.33	579.35
Volumen (ml)	225.00	265.00	252.00	227.00	230.00	227.33	258.50
Agua absorbida (grs)	10.40	33.20	37.00	22.40	41.90	24.90	35.10
Humedad (%)	1.84	5.63	6.51	4.05	7.22	4.40	6.06
Densidad relativa aparente (g/cm^3)	2.46	2.10	2.11	2.34	2.34	2.38	2.11

Tabla 5.2.- Resultados de los ensayos de densidad y absorción, de las muestras de roca 1, 4, 7, 8 y 9 del talud ubicado en el km 237+000 de la autopista México – Guadalajara.



Gráfica 5.2.- Resultados de los ensayos de densidad y absorción, de las muestras de roca 1, 4, 7, 8 y 9 del talud ubicado en el km 237+000 de la autopista México – Guadalajara.

Mostradas las gráficas de los resultados se puede apreciar que los datos y resultados obtenidos corresponden de una forma coherente según sus características presentadas en campo, ya que relativamente las muestras de roca que presentaban en su estructura zonas porosas, son menos densas; las muestras 4 y 7 de la Gráfica 5.2 son las que presentan menor densidad y menor peso volumétrico, por lo tanto son las que se caracterizan como roca de alta porosidad, mientras que las muestras 1, 8 y 9 tienen menos porosidad presentado una mayor densidad y peso volumétrico mayor.



5.4.2.- Ensayo de durabilidad

Las muestras para este tipo de ensayo deben presentar ciertas características antes de ser probadas para que no se vaya a tener un resultado erróneo, la característica principal es que no deben tener aristas que puedan desprenderse y que determinen un alto grado de alteración, como se explicó en el Párrafo 3.2.2. Para nuestro caso las aristas se retiraron mediante el uso de una esmeriladora eléctrica ya que la dureza de la roca es muy alta, con el disco rotatorio que se encuentra dentro del laboratorio de mecánica de rocas no se pudieron eliminar.

En la Figura 5.9 inciso “a” se observa un conjunto de pequeños fragmentos de roca de mejor calidad para realizar esta prueba, donde se puede apreciar que ya no tiene aristas tal y como se indica en la norma ASTM D4644-98, mientras que en el inciso “b” se puede observar muestras que presentan características de mayor porosidad pero con las características geométricas y físicas requeridas por la norma antes de ser probadas, y por último en el inciso “c” se observa el equipo en el cual fueron probadas las muestras, pudiéndose obtener los resultados de las tablas que se encuentran en los Anexos 1-A, 1-B.

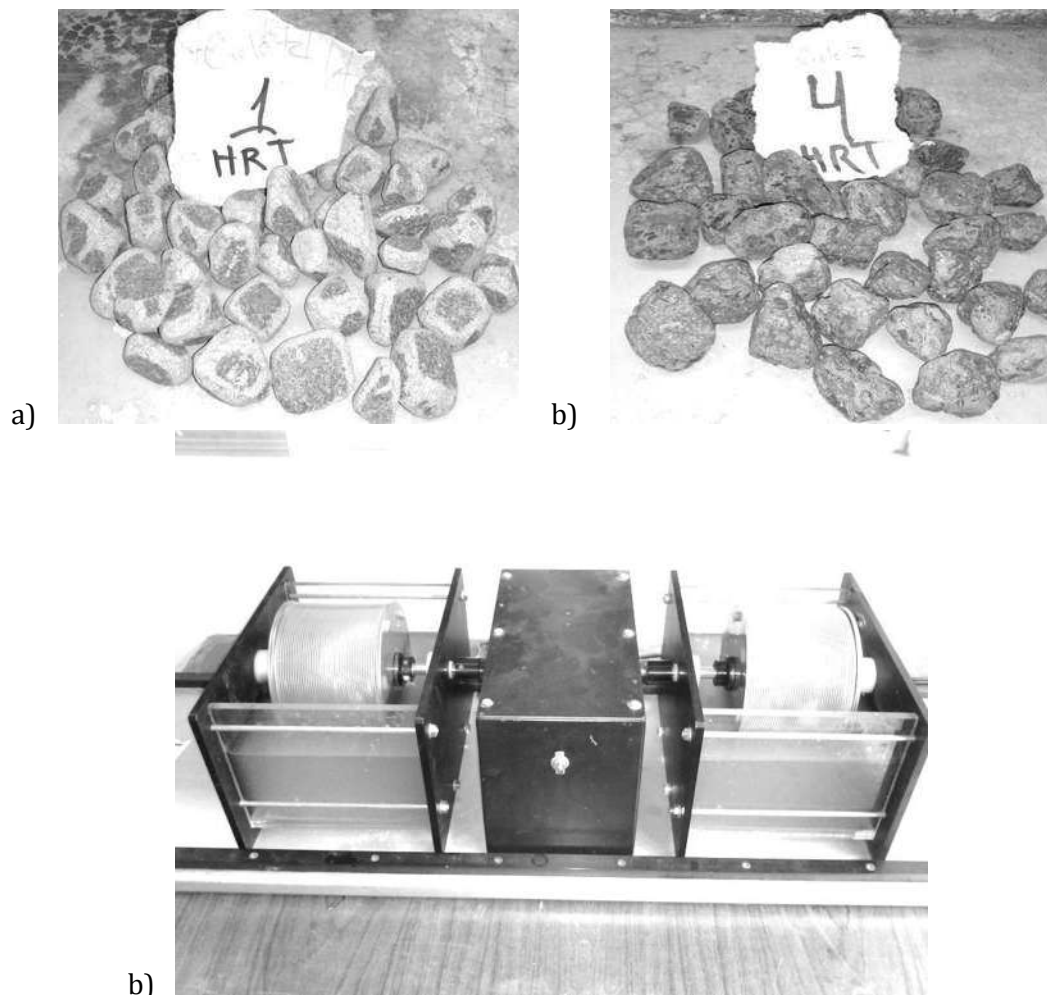
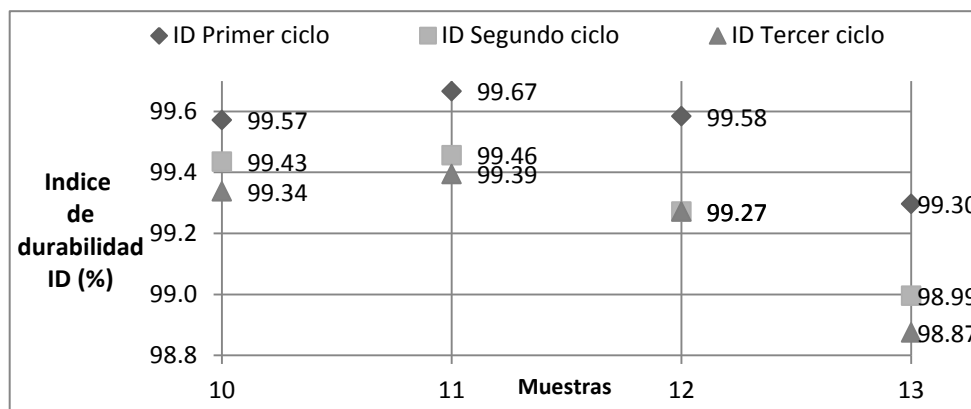


Figura 5.9.- Características físicas de las muestras necesarias para la prueba de desgaste y tambores para probar las muestras.

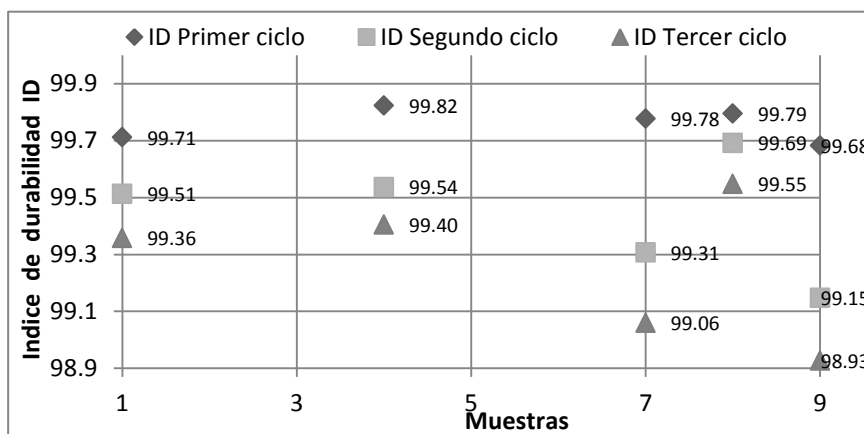


En este ensayo se realizaron tres ciclos por cada conjunto de muestras obtenidos de cada material, para el km 232+000 se probaron las cuatro muestras recabadas en campo, formando pequeños subconjuntos, así mismo se probaron las cinco muestras del km 237+000 para los conjuntos de cada muestra se probaron entre 300 gr y 500 gr. En las Gráficas 5.3 y 5.4 se puede observar cada uno de los resultados obtenidos de las muestras probadas, el número de la muestra se puede localizar en el eje de las abscisas mientras que en el eje de las ordenadas se representa el valor del desgaste por abrasión. El primer ciclo se representa mediante un rombo, el segundo ciclo se presenta en un cuadrado, y con un triángulo el resultado final que es el tercer ciclo.



Gráfica 5.3.- Resultados de los ensayos de desgaste de las muestras, de la roca del talud ubicado en el km 232+000 de la autopista México - Guadalajara.

En la Gráfica 5.4 están representadas las muestras del km 237+000, por lo que se observa una pérdida considerable, relativamente pequeña después del primer ciclo, mientras que después del segundo y del tercer ciclo las pérdidas por abrasión varían no más de 0.1% de diferencia entre un ciclo y otro, indicando que la roca realmente ya no tubo pérdida. De los resultados (Gráfica 5.4) se puede decir que todas las muestras después del primer ciclo tienden a tener una linealidad en sus pérdidas. Las muestras 4, 7 y 9 después del segundo ciclo perdieron casi el doble de lo que perdieron después del primer ciclo, después del tercer ciclo se perdió un tanto como en el primer ciclo, mientras que las muestras 1 y 8 tuvieron una diferencia de 0.2% de pérdida entre ciclo y ciclo; estas pérdidas no superando más de 1.2% de todo el material.



Gráfica 5.4.- Resultados de los ensayos de desgaste de las muestras, de la roca del talud ubicado en el km 237+000 de la autopista México - Guadalajara.

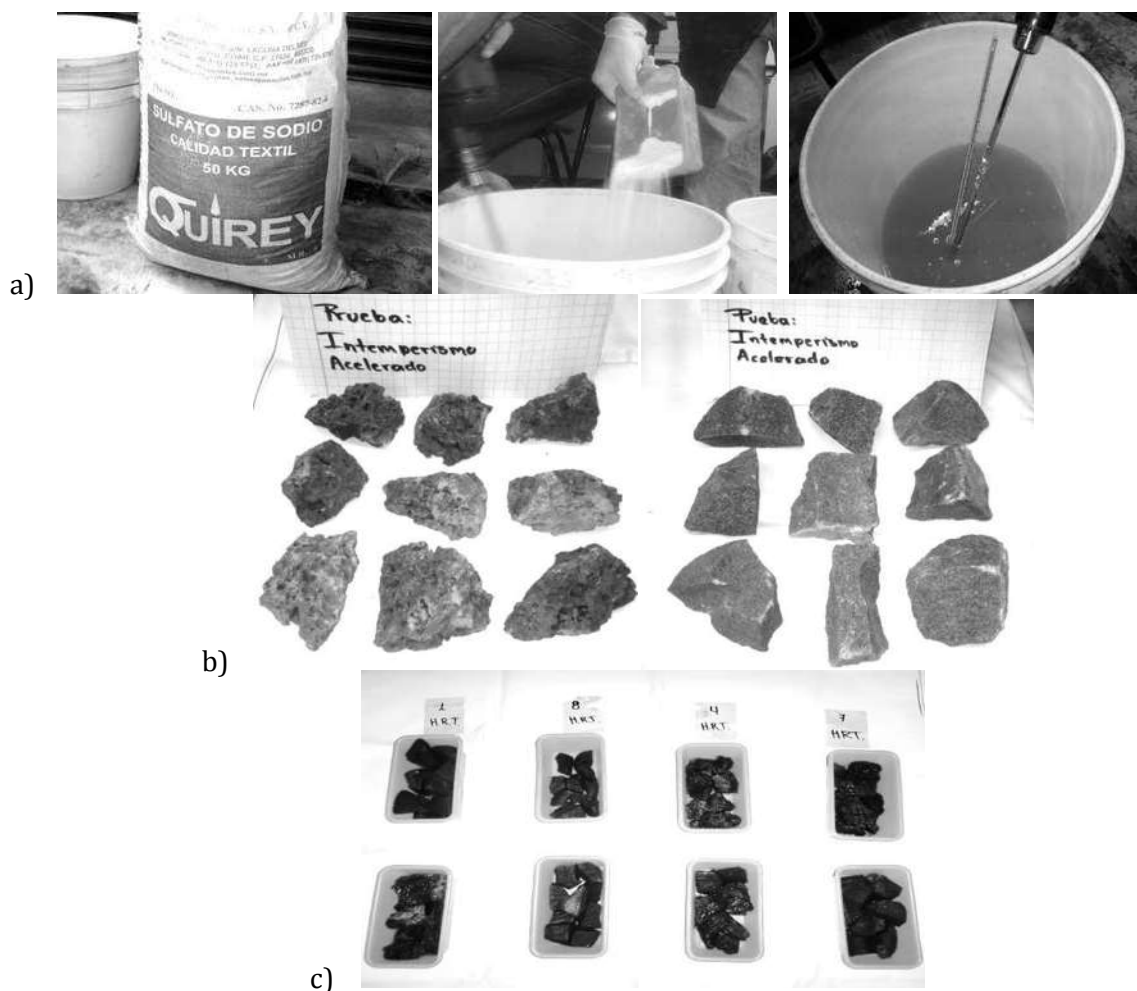




Como se puede observar en los resultados obtenidos se concluye que la calidad de la roca es de “Muy alta durabilidad” debido a su pérdida de material es de máximo el 1%, en comparación con la relación o lo que establecen algunos autores, esto se indica en la Clasificación de la durabilidad (González de Vallejo et al, 2004). Por consiguiente y en cuanto a la calidad del material analizado, la estabilidad de los taludes no dependerá mucho de la calidad del macizo rocoso ya que por los resultados obtenidos en esta prueba, la degradación del material no es considerable, ya que se caracterizó como de alta calidad. Lo que procede es determinar otros parámetros mediante otras pruebas para verificar o corroborar los resultados ya obtenidos.

5.4.3.- Ensayo de intemperismo acelerado

Es un ensayo de gran delicadeza para realizarse, esto dependiendo de las soluciones que se vayan a emplear, en este caso se efectuó mediante la solución de sulfato de sodio, los problemas para mantener los rangos de temperatura fueron un poco laboriosos y sobre todo porque el equipo con el que se contaba no era el adecuado. Por otro lado, para poder llevar a cabo este ensayo las muestras utilizadas fueron con características relativamente grandes por lo que los resultados se deben de obtener de una forma cuantitativa y cualitativa; el ensayo se realizó apegado a lo explicado en el Párrafo 3.2.3. La Figura 5.10 representa el proceso de la prueba desde la elaboración de la solución que se representa en el inciso “a”, la preparación de las muestras a probar en el inciso “b”, la saturación de las muestras en el inciso “c”, el comportamiento de las muestras dentro de la solución y el resultado final después de terminar un ciclo.



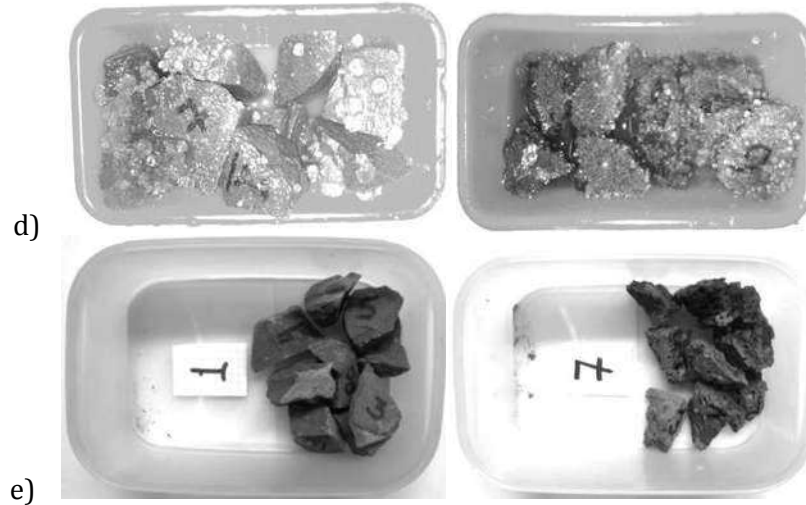
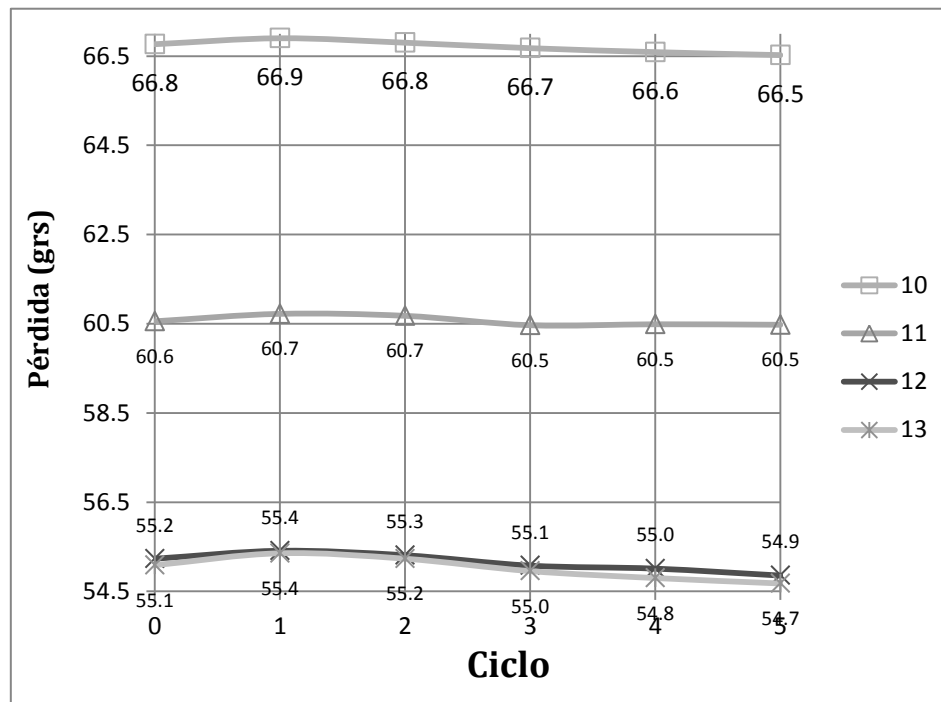


Figura 5.10.- Proceso de la prueba de intemperismo acelerado para las rocas que conforman los taludes de los kms 232+000 y 237+000.

El ensayo de intemperismo acelerado se realizó para las muestras de los dos taludes en estudio ubicados en el km 232+000 y 237+000, considerando que en los resultados de las pruebas anteriores indican que el material es de muy buena calidad, por lo tanto no deberán presentar una mayor alterabilidad. Esto permitirá obtener información representativa e importante para su caracterización. En las tablas que se encuentran en los anexos 2-A y 2-B se muestran los valores numéricos obtenidos al probar las muestras, indicando los resultados por cada ciclo realizado, en las Gráficas 5.5 y 5.6 se presentan los valores obtenidos del ensayo.

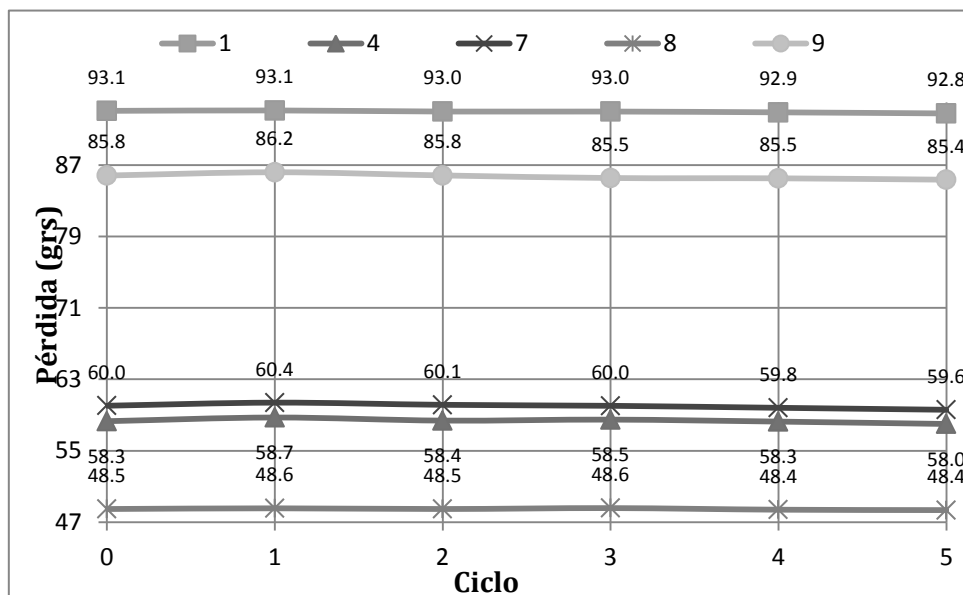


Gráfica 5.5.- Resultados de los ensayos de intemperismo acelerado de las muestras del talud del km 232+000 de la autopista México - Guadalajara.





En la Gráfica 5.5 se puede observar mediante el comportamiento de las trayectorias de cada una de las muestras que, en los primeros dos ciclos las muestras en vez de perder material aumenta, esto debido a los residuos de sulfato de sodio que penetran en los poros de los fragmentos de roca, aunque es visible que después del tercer ciclo y hasta el quinto ciclo, las muestras 10, 12 y 13 siguen perdiendo material, mientras que la muestra 10 se mantiene estable. En base a los resultados obtenidos se puede considerar que el material que conforma los taludes en el km 232+000 es de buena calidad ya que la pérdida máxima fue de 0.8% lo que en condiciones naturales de intemperización puede ser despreciable y por lo tanto como matriz rocosa, su resistencia no afectaría mucho a la inestabilidad.



Gráfica 5.6.- Resultados de los ensayos de intemperismo acelerado de las muestras del talud del km 237+000 de la autopista México - Guadalajara.

En la Gráfica 5.6 se presentan los resultados del análisis, indicando que en el primer ciclo de prueba se obtiene un porcentaje negativo, lo cual indica que en vez de perder material, se adhiere un poco de la sal de la solución de sulfato de sodio; en el segundo ciclo de prueba solo el material de la muestra 1 representa el 0.1% de pérdida de material, lo que no es muy representativo, lo mismo sucede con las muestras 9 y 7 después del tercer ciclo. Enseguida de los ciclos 4 y 5, todas las muestras presentan más pérdida, pero dicha pérdida no rebasa el 0.8% lo que clasificaría a la roca como, de muy alta resistencia al intemperismo.

5.5.- PROPIEDADES MECÁNICAS DE LAS MUESTRAS DE ROCA

Uno de los problemas más importantes de la mecánica de rocas consiste precisamente en determinar las propiedades mecánicas de estas, pero principalmente cuando se encuentran en campo y bajo las condiciones naturales. Por otro lado es importante considerar que el comportamiento de un macizo rocoso no necesariamente depende de la calidad de la matriz rocosa, ya que las fisuras que pueden estar bajo condiciones de esfuerzos causadas por presiones hidrostáticas o por la misma carga de sus materiales, llegan a debilitar el macizo rocoso, creando inestabilidad de la ladera o talud.



5.5.1.- Ensayo de esclerometría

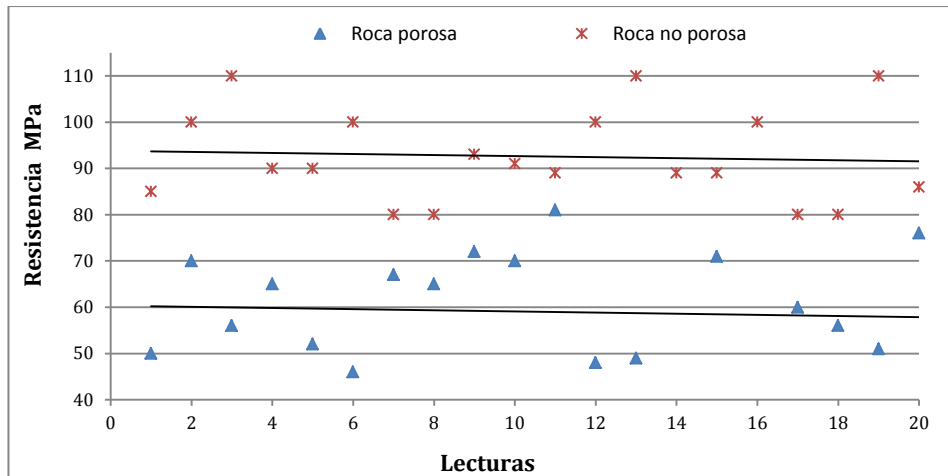
La resistencia a compresión simple de un macizo rocoso se puede obtener mediante la aplicación del esclerómetro o martillo de Schmidt sobre el macizo rocoso, como se explicó en el Párrafo 3.2.4. Este instrumento consiste básicamente en una especie de vástago que va conectado a una muelle. Para tomar las lecturas, se coloca el vástago perpendicularmente a la superficie de la roca, tal y como se observa en la Figura 5.11, este vástago se introduce en el martillo en el momento en que es empujando contra la roca lo que da lugar a que se almacene cierta cantidad de energía en la muelle, liberándose automáticamente cuando esa energía elástica alcanza un cierto nivel y lanza una masa contra el vástago. En una de sus orillas, el esclerómetro tiene un indicador con una escala, en el cual se alcanza una marca de altura al rebotar, que se mide en una escala graduada de 0 a 100 que es directamente proporcional a la dureza y por tanto a la resistencia a compresión simple de la roca.



Figura 5.11.- Pruebas de esclerómetro realizadas in situ en una masa de roca.

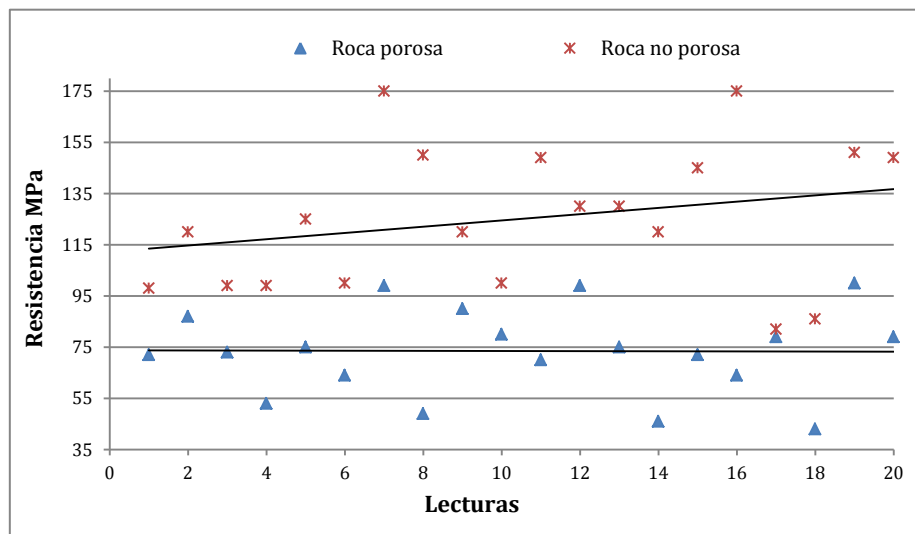
Una vez realizadas las lecturas sobre los bloques que conforman los afloramientos rocosos, se obtuvieron los registros en campo, para este caso se consideraron tomar lecturas en los grandes bloques. Se registraron alrededor de 40 valores de cada talud ubicado en el km 232+000, considerando lecturas en la roca porosa y en la roca maciza; así mismo se registraron 160 valores en el talud ubicado en el km 237+000, para posteriormente realizar el trabajo de gabinete, que consiste en realizar las correcciones mediante el ábaco de Miller (1966), realizando una correlación entre la inclinación en la que se tomó la lectura y la densidad del material, para así mismo obtener la resistencia a compresión simple de una roca, obteniendo los siguientes resultados.

En el km 232+000 se analizaron dos taludes, derecho e izquierdo. La Gráfica 5.7 representa los valores que determinan la resistencia del lado derecho mencionando que las lecturas fueron tomadas en los dos diferentes tipos de rocas que los conforman, pudiendo decir que ambas presentan una línea de tendencia casi horizontal lo que indica que su promedio permanece en esos rangos; la parte más densa presentaría una resistencia promedio de 94 MPa, mientras que la roca porosa tiene una resistencia promedio de 59 MPa.



Grafica 5.7.- Resultados de las lecturas corregidas que definen la resistencia obtenida con esclerómetro del talud derecho ubicado en el km 232+000 de la autopista México - Guadalajara.

La Gráfica 5.8 muestra los resultados obtenidos del talud izquierdo y se observa que presenta mayor resistencia en comparación del lado derecho, donde algunas lecturas representan resistencias de hasta 175 MPa como máximas, pero como promedio una resistencia de 135 MPa en la roca más densa, mientras que la roca porosa según la línea de tendencia, describe una resistencia promedio de 74 MPa.



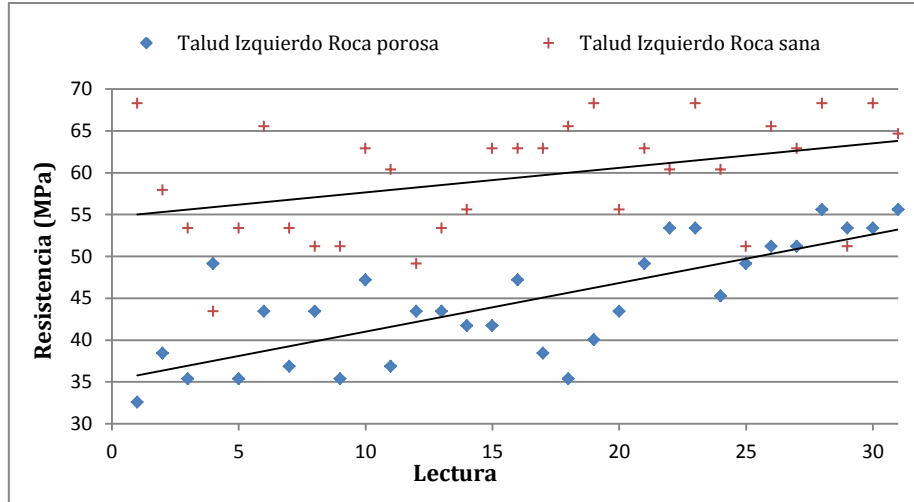
Grafica 5.8.- Resultados de las lecturas corregidas que definen la resistencia obtenida con esclerómetro del talud izquierdo ubicado en el km 232+000 de la autopista México - Guadalajara.

En las Gráficas 5.9 y 5.10 se presentan mediante un conjunto de puntos dispersos los valores corregidos de las lecturas tomadas en campo; la Gráfica 5.9 corresponde a la representación de la roca del talud derecho del km 237+000 y la Gráfica 5.10 al talud del lado izquierdo; se puede observar que en ambas gráficas los resultados también son de diferentes tipos de roca según sus características físicas, observándose en ambas gráficas que los puntos tienden a tener una linealidad en relación a la resistencia que los caracteriza.



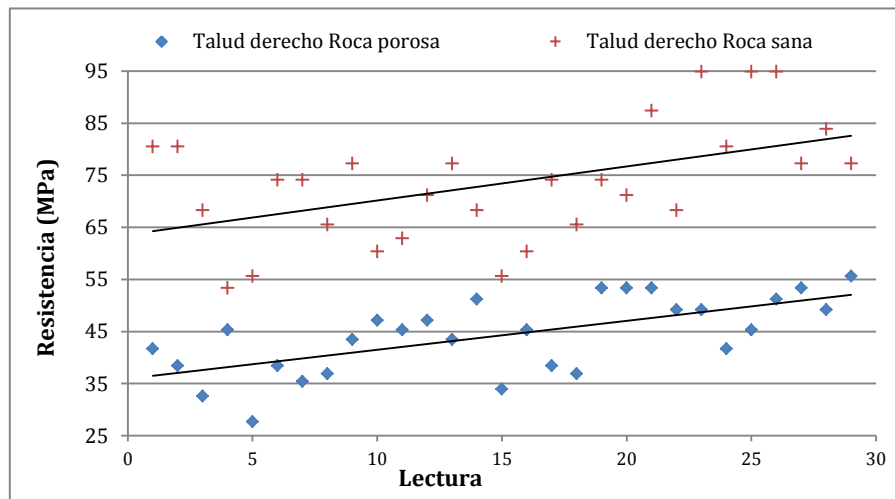


En la Gráfica 5.9 los puntos quedan agrupados, es decir en la parte superior en un rango de 55 MPa a 65 MPa se agrupan todos los valores de resistencia de la roca con mayor densidad y en la parte inferior que se representan mediante rombos y en un rango de 36MPa a 54 MPa los valores de la roca porosa, deduciendo que la roca más densa tendrá una resistencia promedio de 60 MPa mientras que la roca con mayor porosidad tendrá una resistencia promedio de 42 MPa.



Gráfica 5.9.- Resultados de las lecturas corregidas que definen la resistencia obtenida con esclerómetro del talud derecho ubicado en el km 237+000 de la autopista México - Guadalajara.

La Gráfica 5.10 respresenta los resultados de resistencia de la roca que caracteriza el talud izquierdo del km 237+000, donde se observa que la resistencia de la roca con mayor densidad oscila entre los 65 y 84 MPa, teniendo un promedio de 74.5 MPa; una resistencia mayor en comparación a la que se obtubo del lado derecho. La zona representada mediante rombos que se muestra en la gráfica, corresponden a la roca de menor densidad, teniendo un rango de resitencias entre 36 MPa y 53 MPa, y con un promedio de 44.5 MPa; tambien mayor en compartacion al que se obtuvo del lado izquierdo.



Grafica 5.10.- Resultados de las lecturas corregidas que definen la resistencia obtenida con esclerómetro del talud izquierdo ubicado en el km 237+000 de la autopista México - Guadalajara.





En base a la estimación aproximada y clasificación de la resistencia a compresión simple de las rocas a partir de índices de campo, la roca para el talud ubicado en el km 232+000 se considera como dura del lado derecho según las clasificaciones ISRM (1981), Geological Society of London (1970) y Bieniawski (1973), mientras que del lado izquierdo la roca con mayor densidad según ISRM (1981) y Geological Society of London (1970) la clasifican muy dura, en comparación de Bieniawski (1973) que la considera de resistencia alta.

Para el talud ubicado en el km 237+000 se clasifica como dura la roca más densa para ambos taludes, según ISRM (1981), Geological Society of London (1970) y Bieniawski (1973), mientras que la roca con menor densidad se considera moderadamente dura según ISRM (1981) y Geological Society of London (1970), según Bieniawski (1973) se considera de resistencia baja.

5.5.2.- Ensayo de carga puntual

La mayor parte el comportamiento mecánico de las rocas está definido por su resistencia y su deformabilidad. La resistencia de una roca, está en función de las fuerzas cohesivas y friccionales del material, además de otros valores extrínsecos al material rocoso.

Obtener la resistencia de la roca, y aunque se obtengan características de buena calidad no indica que un talud sea estable, por lo tanto no se considera como un valor único, ya que además de su resistencia, depende de otras condiciones, como la magnitud de los esfuerzos confinantes, la presencia de agua en los poros o la velocidad de aplicación de la carga de rotura. También, incluso en rocas aparentemente isótropas y homogéneas, los valores de su resistencia pueden variar según el grado de cementación o variaciones en la composición mineralógica, según Oyanguren y Alejano (2004).

El ensayo de carga puntual se utiliza para determinar la resistencia a la compresión simple de fragmentos irregulares de roca, testigos cilíndricos de sondeos, a partir del índice de resistencia a la carga puntual (I_s), de tal forma que la fuerza aplicada se convierte a valores aproximados de Universal Character Set UCS (Sistema de Caracteres Universales), según el diámetro de la muestra. El procedimiento consiste en romper una muestra entre dos puntas cónicas metálicas accionadas por una prensa.

El procedimiento del ensayo ya se mencionó en el capítulo 3, apartado 3.2.5, además se consideró los requerimientos de la norma ASTM D 5731, la cual indica que para muestras irregulares deben probarse no menos de 20 elementos del mismo material, el número de elementos probados de cada muestra se pueden observar a detalle en los anexos 4-A, 4-B, 4-C y 4-D, mientras que los resultados promedios se representan en la Tabla 5.3 y 5.4. En la Figura 5.12 se muestran los especímenes que se deben probar los cuales muestran formas irregulares, pero que cumplen con lo establecido por la norma correspondiente, así mismo se cuidó cumplir con el número de muestras a probar por cada uno de los sitios.





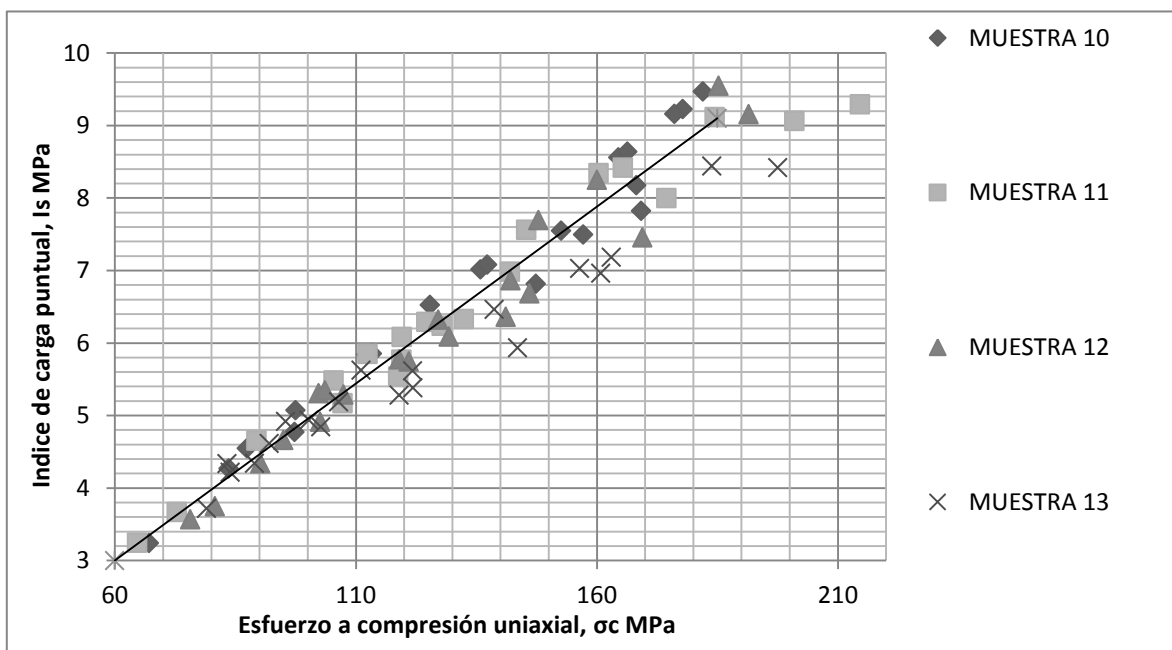
Figura 5.12.- Muestras para someterlas al ensayo a carga puntual (ASTM D-5731, 2002).

En la Tabla 5.3 se registran los promedios obtenidos de la relación del índice de carga puntual (I_{s50}) y la fuerza a compresión uniaxial de cada una de las muestras del talud ubicado en km 232+000, en base a los resultados obtenidos se dice que la resistencia se clasifica como "Muy Dura" según ISRM (1981) y la Geological Society of London (1970), en cambio la clasificación de Bieniawsky (1973), indica como resistencia "Alta", aunque se aprecia en los resultados como mayor resistencia en las muestras 10 y 11 que corresponden al lado izquierdo del talud en dirección México-Guadalajara. En la Gráfica 5.11 se puede apreciar mediante símbolos punteados los resultados obtenidos de cada uno de los elementos de las muestras 10, 11, 12 y 13, sumando un total de 80 especímenes probados por las cuatro muestras, 20 elementos de cada sitio.

Muestra	I_{s50} Mpa	σ_c (Mpa)
10	6.62	129.21
11	6.60	178.84
12	5.94	124.63
13	5.91	129.25

Tabla 5.3.- Resultados de los promedios de la relación del índice de carga puntual y fuerza a compresión uniaxial del talud ubicado en km 232+000 de la autopista México - Guadalajara.





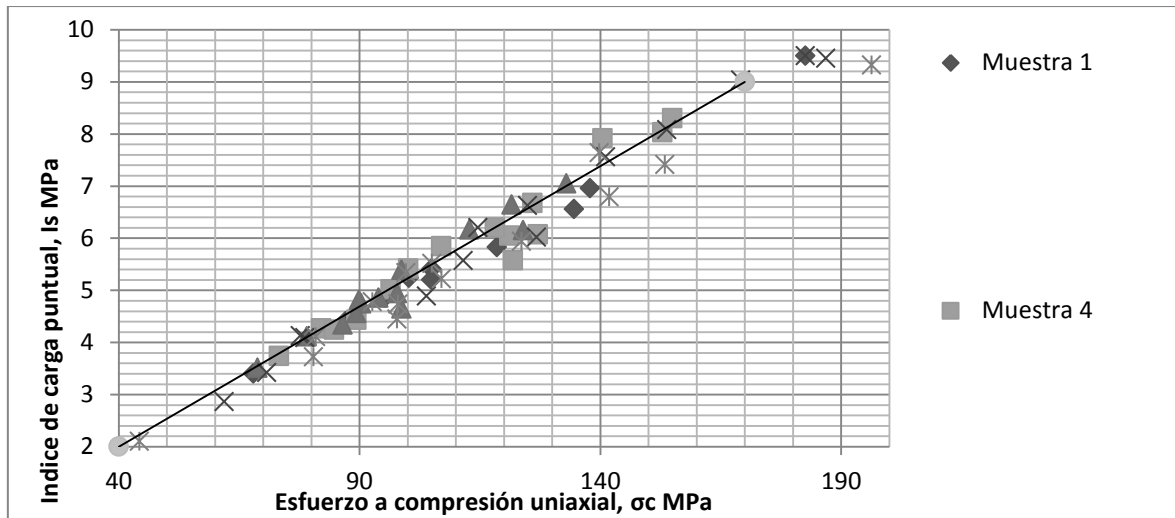
Gráfica 5.11.- Relación del índice de carga puntual y fuerza a compresión uniaxial del talud ubicado en km 232+000 de la autopista México - Guadalajara.

En cuanto a los resultados promedios del km 237+000 se presentan en la Tabla 5.4 y la Gráfica 5.12. De acuerdo a la ISRM (1981) y la Geological Society of London (1970), indican que corresponde a una roca "Muy Dura", en cambio Bieniawsky (1973), la clasifica como resistencia "Alta", pero para la muestra 7 que se observa con mayor porosidad y que se obtuvo del lado izquierdo del talud tienen una clasificación de Dura según ISRM (1981) y la Geological Society of London (1970), mientras que en base a la clasificación de Bieniawsky (1973), queda como "Media".

Muestra	Is 50 Mpa	σc (Mpa)
1	5.74	113.38
4	5.85	113.00
7	5.14	98.89
8	6.24	121.73
9	5.50	111.49

Tabla 5.4.- Resultados de los promedios de la relación del índice de carga puntual y fuerza a compresión uniaxial del talud ubicado en km 237+000 autopista México - Guadalajara.





Grafica 5.12.- Relación del índice de carga puntual y fuerza a compresión uniaxial del talud ubicado en km 237+000 de la autopista México - Guadalajara.

5.6.- PROPIEDADES DE LAS MUESTRAS DE BRECHA VOLCÁNICA

La brecha volcánica únicamente se localizó en el talud del km237+000, presentando variabilidad en el tipo de material que lo conforma, tal como se observa en la Figura 5.13, aparte de los macizos rocosos existe material de brecha volcánica de la cual se tomaron tres muestras representativas para realizar las pruebas necesarias para su caracterización, aunque debido a la ausencia de fragmentos que puedan determinar el peso volumétrico en campo, se debe considerar material para realizar la prueba de compactación para conocer el peso volumétrico seco máximo.

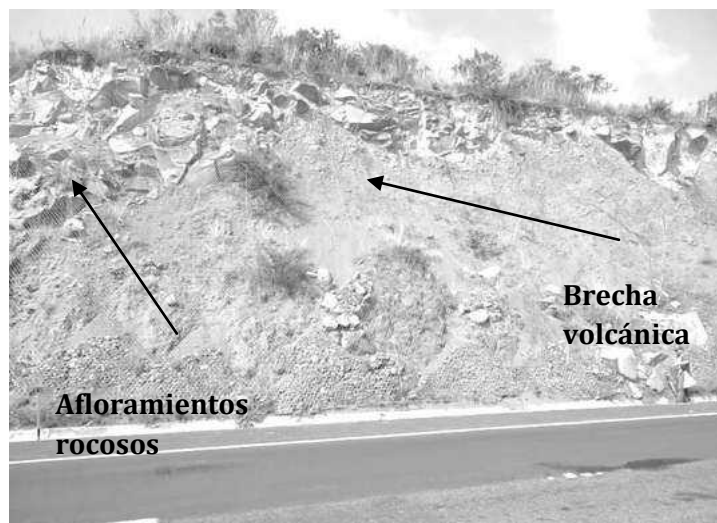


Figura 5.13.- Clasificación visual de los diferentes materiales como son roca y brecha volcánica que componen el lado izquierdo del talud ubicado en km 237+000 de la autopista México - Guadalajara.





Algunas zonas como se pueden observar físicamente en campo e independientemente de ser brecha, presentaban composición diferente entre sus materiales y por consiguiente se optó por analizar tres diferentes tipos de material. En la Figura 5.14 se ve el alto grado de meteorización y erosión que presenta el talud, teniendo del lado derecho e izquierdo de la imagen brecha volcánica, mientras que en el centro se observan afloramientos rocosos, por lo que fue indispensable considerar las variaciones que estos pudieran tener. De las muestras de brecha volcánica que se llevaron al laboratorio se realizaron las pruebas de granulometría, límites de Atterberg, de compactación, y pruebas triaxiales.

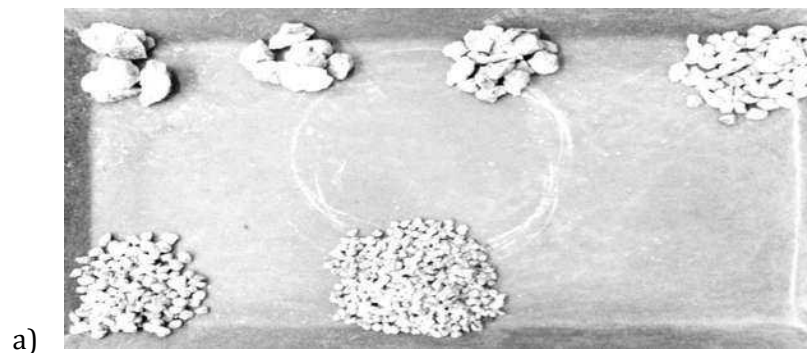


Figura 5.14.- Clasificación visual de los diferentes materiales como son roca y brecha volcánica que componen el lado izquierdo del talud ubicado en km 237+000 de la autopista México – Guadalajara.

5.6.1.- Granulometría de brecha volcánica

Como ya se mencionó en el capítulo 3 apartado 3.3.5, el análisis Granulométrico es la determinación de los tamaños de las partículas de una cantidad de muestra de suelo, y aunque no es de utilidad por sí solo, se emplea junto con otras propiedades del suelo para clasificarlo. Es importante la clasificación de un material sobre todo para determinar su permeabilidad, si se habla de suelos cohesivos o friccionantes y la capacidad que tendrá este para retener o drenar el agua.

Para el material que conforma el talud ubicado en el km 237+000, se hizo el análisis completo obteniendo las partículas como se muestran en la Figura 5.15, inciso "a" material que se retiene en las mallas superiores a la N° 4 y el material que se muestra en el inciso "b" es la que pasa la malla N° 4 pero se retienen antes de la malla N° 200.



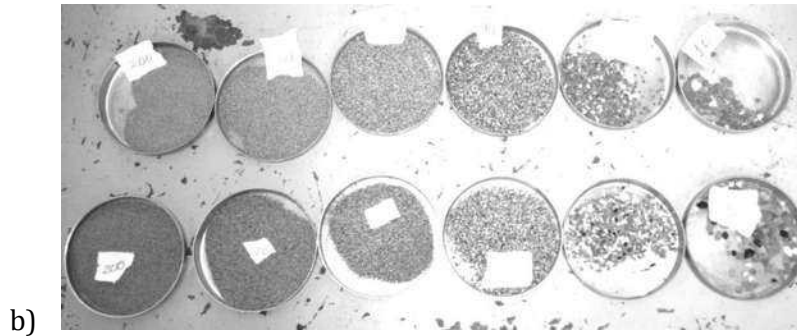
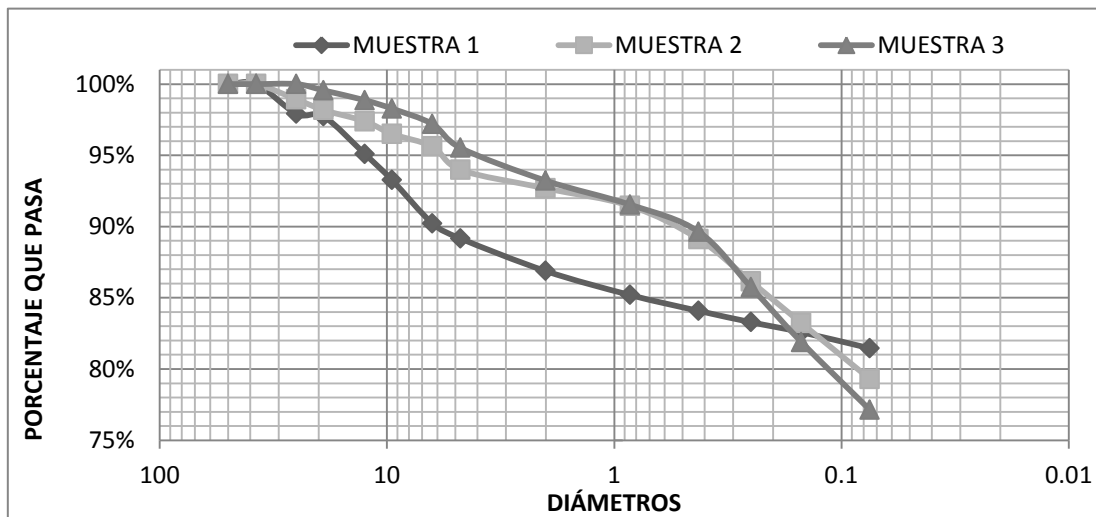


Figura 5.15.- Clasificación granulométrica de brecha volcánica que compone los taludes ubicados en km 237+000 de la autopista México - Guadalajara.

La Gráfica 5.13 representa los resultados obtenidos en las pruebas, indicando con diferentes símbolos la composición granulométrica de cada una de las muestras al haberse realizado el análisis completo de granulometría. Así mismo se puede observar que las tres muestras presentan en su mayoría material fino, e incluso las líneas que representan la composición de las muestras 2 y 3 tienden a ser casi igual, a pesar de que la muestra 3 se tomó del talud derecho del km 237+000 dirección México-Guadalajara y la muestra 2 del talud izquierdo, lo que indica que se puede tratar del mismo estrato de brecha, mientras que la línea de la muestra 1 tiene una poca de variabilidad en el porcentaje de tamaños de la partícula, presentando ligeramente porcentajes mayores tamaños.

En base a lo que se puede observar en la Gráfica 5.13 y a lo que indica el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (S.U.C.S.), el material de las tres muestras según su composición está dentro de la clasificación de suelos de partículas finas debido a que el porcentaje que pasa la malla 200 está entre el rango del 76% y 82% de cada material, por lo que es necesario realizar la prueba de límites de consistencia y así mismo determinar si se trata de un limo, arcilla o limo arcilloso; solo el 20% se encuentra dentro de los suelos de partículas gruesas; 10% gravas y 10% arenas.



Gráfica 5.13.- Granulometría de la brecha volcánica del Km 237+000 de la autopista México - Guadalajara.





5.6.2.- Límites de consistencia de brecha volcánica

El análisis granulométrico de un suelo puede proporcionar valores representativos para su caracterización, los resultados granulométricos de este análisis indican que se trata de materiales finos, por lo tanto es indispensable realizar los límites de consistencia. Esta prueba permite comprender aún más el comportamiento del suelo, sobre todo la capacidad que tiene a ser deformado.

La plasticidad en los suelos involucra las etapas de formar una masa de material y moldearla hasta adquirir la forma que se desee, manteniéndola después que la fuerza deformante ha disminuido o desaparecido, e incluso cuando el agua ha sido removida. Esta característica varía con la naturaleza mineralógica de los finos, el tamaño, la forma y orientación de las partículas del suelo, ya que es un fenómeno relacionado con las películas de agua alrededor de éstas, se dice que las partículas que se presentan de forma laminar son las que poseen mayor plasticidad debido a la cantidad de superficie y número de contactos, por superficie disponible. La Figura 5.16 muestra diferentes etapas de esta prueba, indicando que el inciso “a” el límite líquido y el inciso “b” el límite plástico del material.

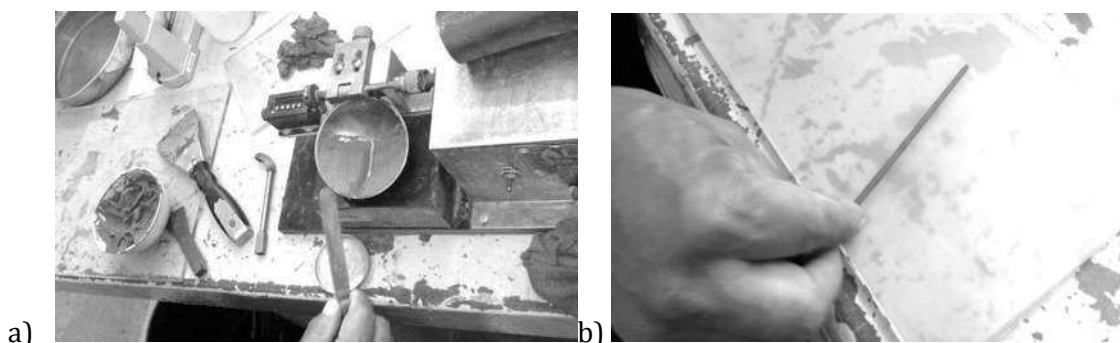


Figura 5.16- Prueba para la obtención del límite líquido y límite plástico realizados al material de brecha volcánica del Km 237+000 de la autopista México - Guadalajara.

Después de haber realizado las pruebas de límites de consistencia, que consisten en determinar el límite líquido y el límite plástico, se obtuvieron los resultados mostrados en la Tabla 5.5 mientras que los cálculos se muestran en los Anexos 5-A, 5-B Y 5-C.

Muestras	LL (%)	LP (%)	IP (%)
1	82.15%	51.35%	30.80%
2	78.06%	47.37%	30.69%
3	102.2%	63.98%	38.18%

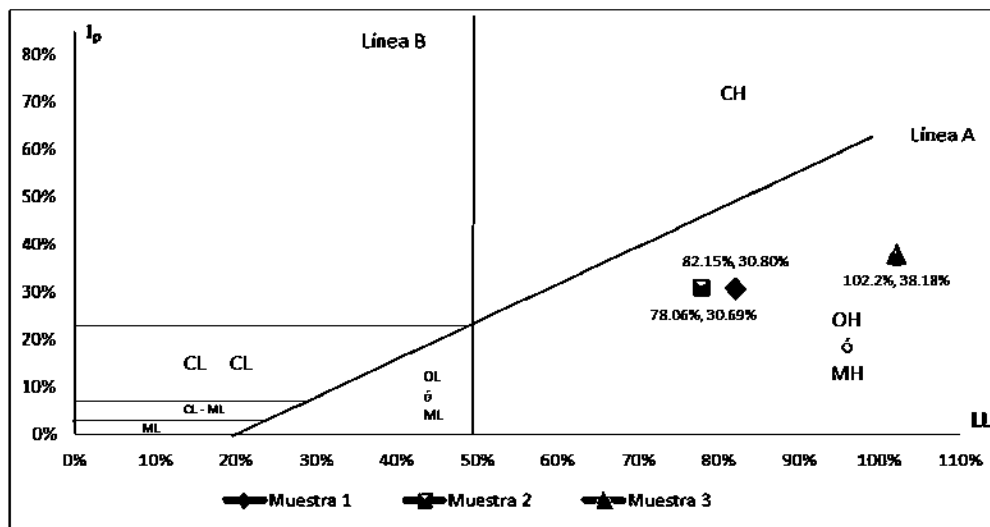
Tabla 5.5.- Resultados de las pruebas límites de consistencia realizados a la brecha volcánica del Km 237+000 de la autopista México - Guadalajara.

Introduciendo los resultados obtenidos (Tabla 5.5) en la Carta de plasticidad de Casagrande que se muestra en la Gráfica 5.14, que consiste en correlacionar el límite líquido con el índice de plasticidad, con la finalidad de determinar la clasificación del suelo. En la misma gráfica se





representa la posición de las tres muestras en estudio; las tres muestras presentan un límite líquido mayor a 50% y se encuentran por debajo de la línea A, lo que indica que el material de cada una de las tres muestras se clasifica como un limo de alta plasticidad.



Gráfica 5.14.- Representación gráfica de los límites líquidos e índices de plasticidad analizados de brecha volcánica del Km 237+000 de la autopista México - Guadalajara.

5.6.3.- Prueba Proctor de la brecha volcánica

Con esta prueba se determina la máxima densidad que es posible alcanzar para suelos, en ciertas condiciones de humedad. Se determina siguiendo el proceso mencionado en el capítulo 3 apartado 3.3.8, compactación AASTHO prueba Proctor. Esta prueba se llevó a cabo por no poder obtener muestras que pudieran ayudar a determinar el peso específico de campo y por ser necesario conocer su humedad óptima, el peso volumétrico seco máximo del suelo y así mismo conocer sus características mecánicas. Como ya se mencionó con anterioridad las tres muestras obtenidas en campo se les realizó esta prueba indicando que la muestra 1 y 2 son ubicadas del lado izquierdo del talud y la muestra tres del lado derecho. El procedimiento de la prueba en laboratorio se muestra en la Figura 5.17.

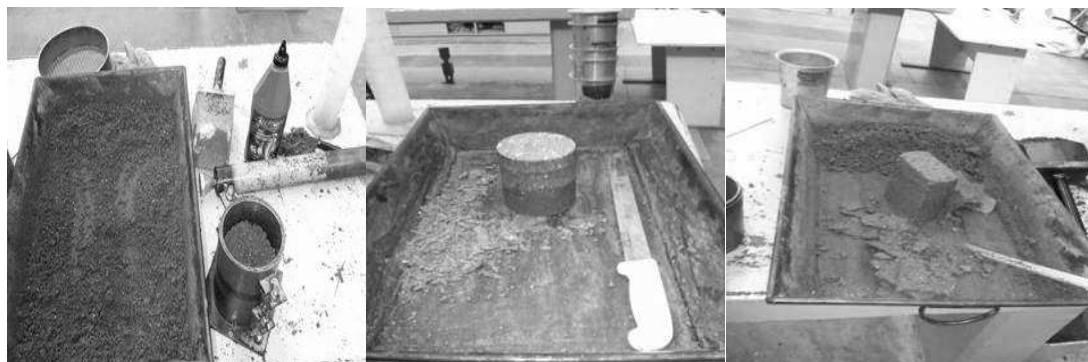


Figura 5.17.- Obtención del cilindro y de la muestra cubica de cada cilindro, para determinar su peso con diferentes contenidos de humedad.





En la Tabla 5.6 se presentan los resultados de seis ensayos realizados a cada una de las muestras para poder determinar su peso específico seco máximo y su contenido de agua óptimo, representado en la Gráfica 5.15, indicando según la gráfica que la muestra 1 presenta un peso volumétrico de 1.18 ton/m³, menor en comparación del peso volumétrico y contenido de agua de la muestra 2; sin embargo la muestra 2 con una mayor cantidad de agua alcanzó un peso volumétrico mayor, el cual fue de 1.19 ton/m³. La muestra 3 tal y como también se indica en la Gráfica 5.15, representa un peso volumétrico de 1.06 con casi un 50% de contenido de agua. Esto indica que la muestra 2 tendrá un mejor comportamiento mecánico en comparación con los otros dos materiales, ya que existe una interconexión de sus partículas más continua, la muestra 1 es la que posee propiedades mecánicas medias, mientras que el material de la muestra 3 se caracteriza por ser la de menor calidad. En la Tabla 5.7 se resumen los resultados de los pesos volumétricos secos máximos de cada muestra así como el contenido de agua en %.

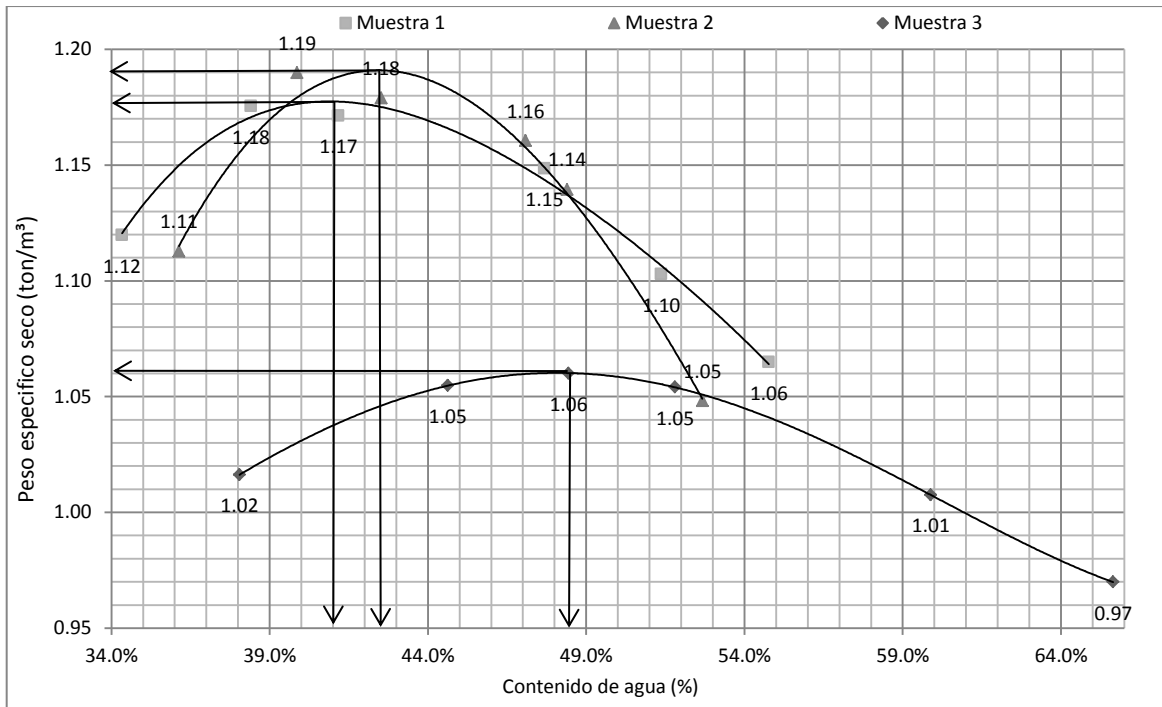
Número de ensayo		1	2	3	4	5	6
Muestra 1	Contenido de agua (gr)	34.34%	38.41%	41.17%	47.68%	51.37%	54.77%
	Peso específico seco (t/m ³)	1.12	1.18	1.17	1.15	1.10	1.06
Muestra 2	Contenido de agua (gr)	36.13%	52.67%	42.52%	47.08%	48.40%	39.87%
	Peso específico seco (t/m ³)	1.11	1.05	1.18	1.16	1.14	1.19
Muestra 3	Contenido de agua (gr)	38.04%	44.63%	48.44%	51.80%	65.65%	59.88%
	Peso específico seco (t/m ³)	1.02	1.05	1.06	1.05	0.97	1.01

Tabla 5.6.- Resultados obtenidos de la prueba proctor aplicada a la brecha basáltica del talud ubicado en el km 237+000 de la autopista México-Guadalajara.

Muestra 1	Contenido de agua (gr)	41%
	Peso específico seco (t/m ³)	1.18
Muestra 2	Contenido de agua (gr)	42.5%
	Peso específico seco (t/m ³)	1.19
Muestra 3	Contenido de agua (gr)	48%
	Peso específico seco (t/m ³)	1.06

Tabla 5.7.- Resumen de los resultados de los pesos volumétricos secos máximos obtenidos de la brecha del talud en el km 237+000 de la autopista México-Guadalajara.





Gráfica 5.15.- Resultados obtenidos de la prueba Proctor realizada a la brecha volcánica del talud del km 237+000 de la autopista México-Guadalajara.

5.6.4.- Prueba triaxial de brecha volcánica

En base a lo especificado en el capítulo 3 apartado 3.3.9, la prueba triaxial realizada a las muestras fue la rápida o no consolidada no drenada (UU), debido a que, para los parámetros requeridos para el modelado posterior se obtienen mediante este método. Las muestras obtenidas en campo no presentaban las características requeridas para este ensayo debido a que el material se presentaba muy disgregado, por lo tanto se tuvo que realizar mediante una muestra remoldeada la cual se conformó con el peso volumétrico máximo del material y la humedad óptima.

El esfuerzo cortante en los suelos es el aspecto más importante para determinar la capacidad de soporte, pero en este caso en particular para la estabilidad de los taludes.

La prueba triaxial permite determinar los parámetros de cohesión y ángulo de fricción interno mediante la aplicación de esfuerzos desviadores y de confinamiento, el proceso de la prueba se puede ver en la Figura 5.18 que consiste primeramente en hacer la remoldeada, preparación de los especímenes, colocación de los especímenes en la base de la cámara, enseguida cerrar la cámara y colocarla en la presa donde se aplicará el confinamiento y aplicación de los esfuerzos.



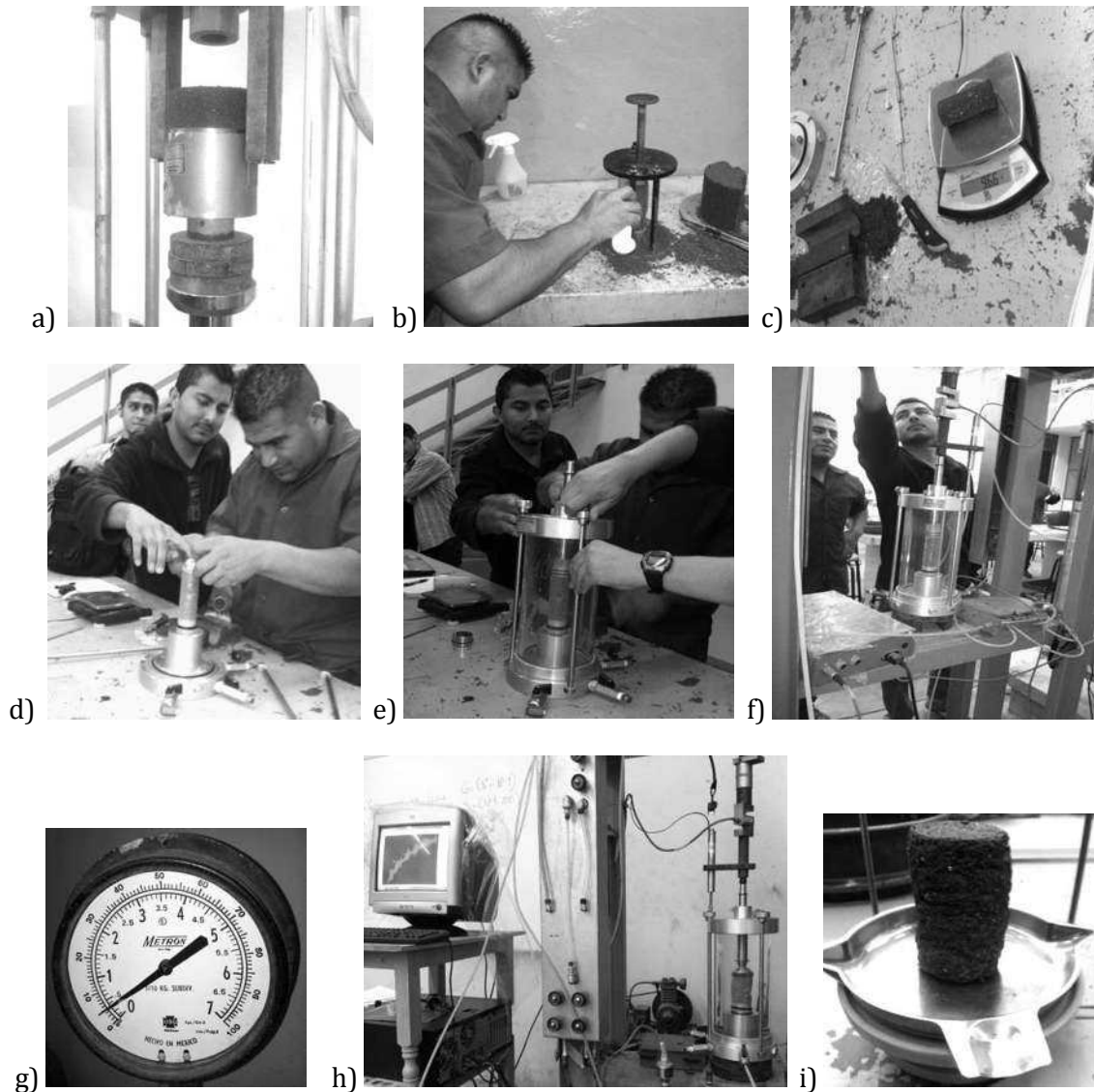
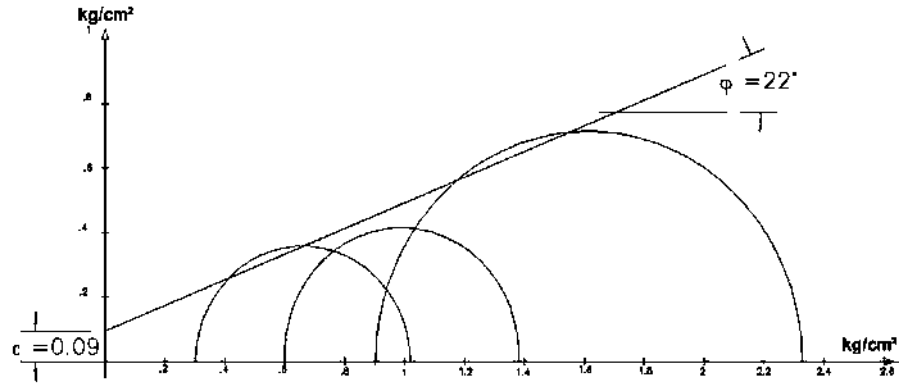
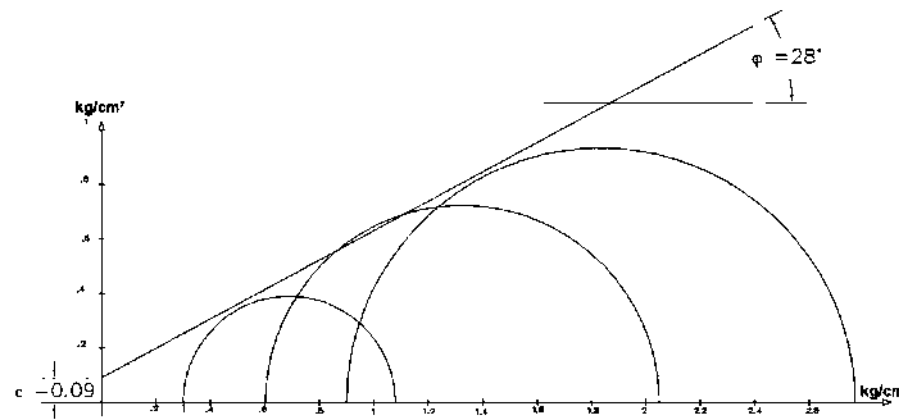


Figura 5.18.- Proceso de la prueba triaxial a la brecha del talud del km 237+000 de la autopista México-Guadalajara.

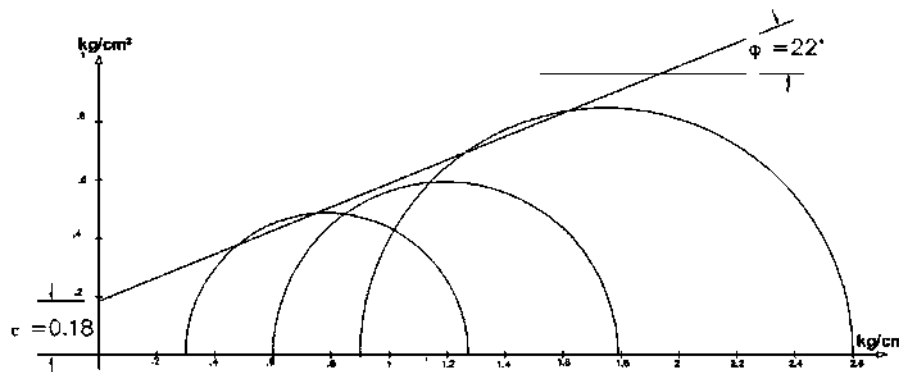
En las Gráficas 5.16, 5.17 y 5.18, se aprecian los resultados obtenidos en laboratorio de la prueba triaxial rápida. De acuerdo a los se determinó que el material de la muestra 1 y 3, se obtuvo un mismo ángulo de fricción interno de 22° pero la cohesión fue diferente para la uno (0.9 kg/cm^2) y para la tres (0.18 kg/cm^2); en comparación con la muestra 2 tenemos que la cohesión fue de 0.09 kg/cm^2 y ángulo de fricción interna de 28° . Analizando los resultados y comparándolos con valores estandarizados de limos, se puede decir que los resultados obtenidos de las muestras 1 y 3, en cuanto a su resistencia son un poco bajos, pero el material de la muestra 2 indica que está dentro de los rangos estandarizados y se caracteriza por ser de buena resistencia Braja M. Das (2001).



Gráfica 5.16.- Envoltente del material 1 de la brecha del talud del km 237+000 de la autopista México-Guadalaajara.



Gráfica 5.17.- Envoltente del material 2 de la brecha del talud del km 237+000 de la autopista México-Guadalaajara.



Gráfica 5.18.- Envoltente del material 3 de la brecha del talud del km 237+000 de la autopista México-Guadalaajara.





5.7.- Resumen y ubicación gráfica de los resultados obtenidos de las distintas pruebas realizadas de los materiales que conforman los taludes en estudio

En la Figura 5.19 se muestran los taludes que se ubican en el km 232+000 y en la Figura 5.20 los taludes del km 237+000 en dirección México-Guadalajara, donde se indica la izquierdo y derecho, especificando sus características en las Tablas 5.8, 5.9 y 5.10, de acuerdo al número correspondiente; resumiendo las características geométricas del talud, así como los resultados de las pruebas realizadas y las muestras de material que los conforman.



Figura 5.19.- Ubicación de los diferentes tipos de materiales analizados de los taludes del km 232+000 de la autopista México-Guadalajara.

Km 232+000				
Talud	Izquierdo		Derecho	
Longitud (mts)	252.18		202.32	
Altura máxima (mts)	32.27		29.74	
Muestra	10	11	12	13
Tipo de la roca	Basalto			
Densidad (ton/m ³)	2.74	2.44	2.59	2.63
Índice de durabilidad	Muy alta	Muy alta	Muy alta	Muy alta
Intemperismo acelerado	Muy alta	Muy alta	Muy alta	Muy alta
Esclerómetro promedio (MPa)	135.00	73.00	60.00	94.00
Resistencia a carga puntual (MPa)	13.71	8.74	8.79	8.10
Resistencia a compresión simple (MPa)	271.87	178.84	184.26	175.03

Tabla 5.8.- Resumen de resultados de las diferentes pruebas realizadas a la roca de los taludes del km 232+000 de la autopista México-Guadalajara.



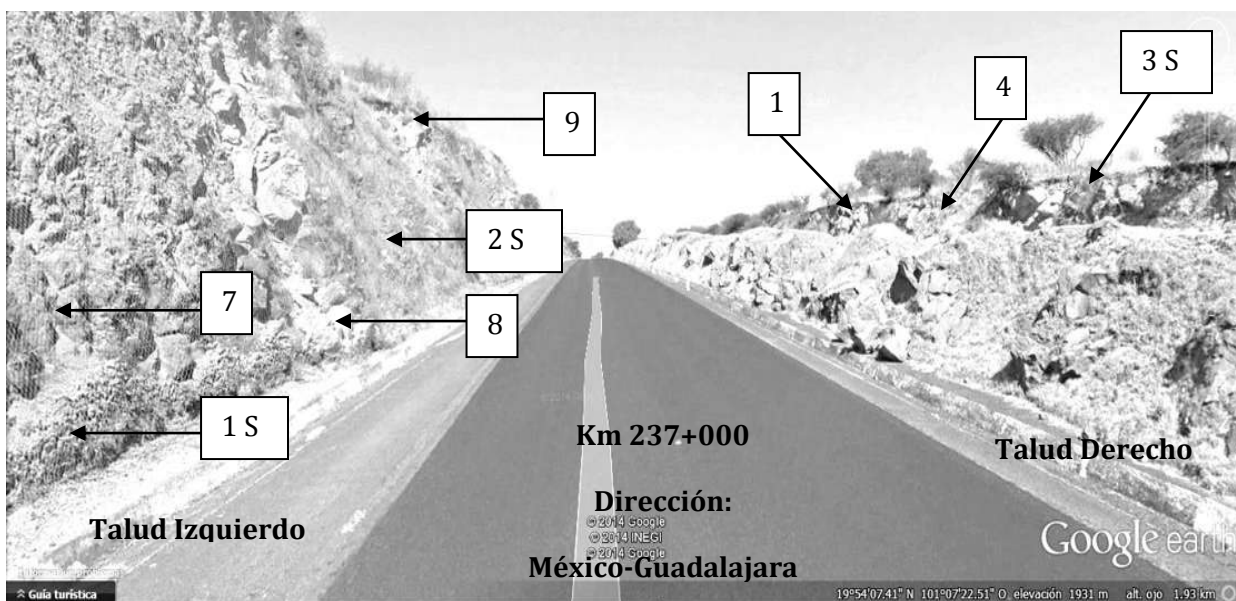


Figura 5.20.- Ubicación de los diferentes tipos de material analizados de los taludes del km 237+000 de la autopista México-Guadalajara.

Km 237+000					
Talud	Izquierdo			Derecho	
Longitud (mts)	330			140	
Altura máxima (mts)	12.21			8.25	
Muestra	7	8	9	1	4
Tipo de la roca	Basalto				
Densidad (ton/m ³)	2.11	2.34	2.34	2.46	2.1
Índice de durabilidad	Muy alta	Muy alta	Muy alta	Muy alta	Muy alta
Intemperismo acelerado	Muy alta	Muy alta	Muy alta	Muy alta	Muy alta
Esclerómetro promedio (Mpa)	44.50	74.50	74.50	60.00	42.50
Resistencia a carga puntual (Mpa)	5.14	6.24	5.50	5.74	5.85
Resistencia a compresión simple (Mpa)	98.89	121.73	111.49	113.38	113.00

Tabla 5.9.- Resumen de resultados de las diferentes pruebas realizadas a las rocas de los taludes del km 237+000 de la autopista México-Guadalajara.





Km 237+000			
Material	Brecha Basáltica		
Talud	Izquierdo	Derecho	
Muestra	1	2	3
SUCS	MH	MH	MH
Limite líquido (%)	82.15	78.06	102.20
Índice de plasticidad (%)	30.80	30.69	38.18
Peso específico (ton/m ³)	1.17	1.19	1.06
Ángulo de fricción interna (°)	22	28	22
Cohesión (kg/cm ²)	0.09	0.09	0.18

Tabla 5.10.- Resumen de resultados de la brecha volcánica de los taludes del km 237+000 de la autopista México-Guadalajara.

5.8- APLICACIÓN DEL MÉTODO DE BIENIAWSKI A LOS TALUDES EN ESTUDIO

Este método de clasificación geomecánica como ya se explicó en el capítulo 3 apartado 3.4, fue desarrollado por Bieniawski, haciendo algunas modificaciones en 1989, el cual constituye un sistema de clasificación de macizos rocosos que permite a su vez relacionar índices de calidad con parámetros de diseño.

El parámetro que en gran parte define la clasificación es el denominado índice RMR (Rock Mass Rating), que indica la calidad del macizo rocoso en cada dominio estructural a partir de algunos parámetros solicitados, en este caso en particular se utilizó la hoja de cálculo que se observa en la Figura 5.21, está constituida a base de ventanas con los parámetros a considerar, pudiendo especificar de qué parámetro se habla y que característica física o mecánica se obtuvo.

Un parámetro importante que es el RQD (Rock Quality Designation), el cual se puede determinar mediante tres métodos, el método de testigos por sondeo geotécnico, evaluación de discontinuidades por metro cúbico o por análisis de discontinuidades que intersectan una longitud determinada. Cada uno de los parámetros se calcula mediante la hoja de cálculo, la suma de todos y cada uno de los valores según la evaluación, esto dando clic en el icono calcular, así mismo al final tiene la opción “Ver reporte” donde integra la clasificación, los valores de ángulo de fricción interna de la roca y la cohesión del macizo rocoso.



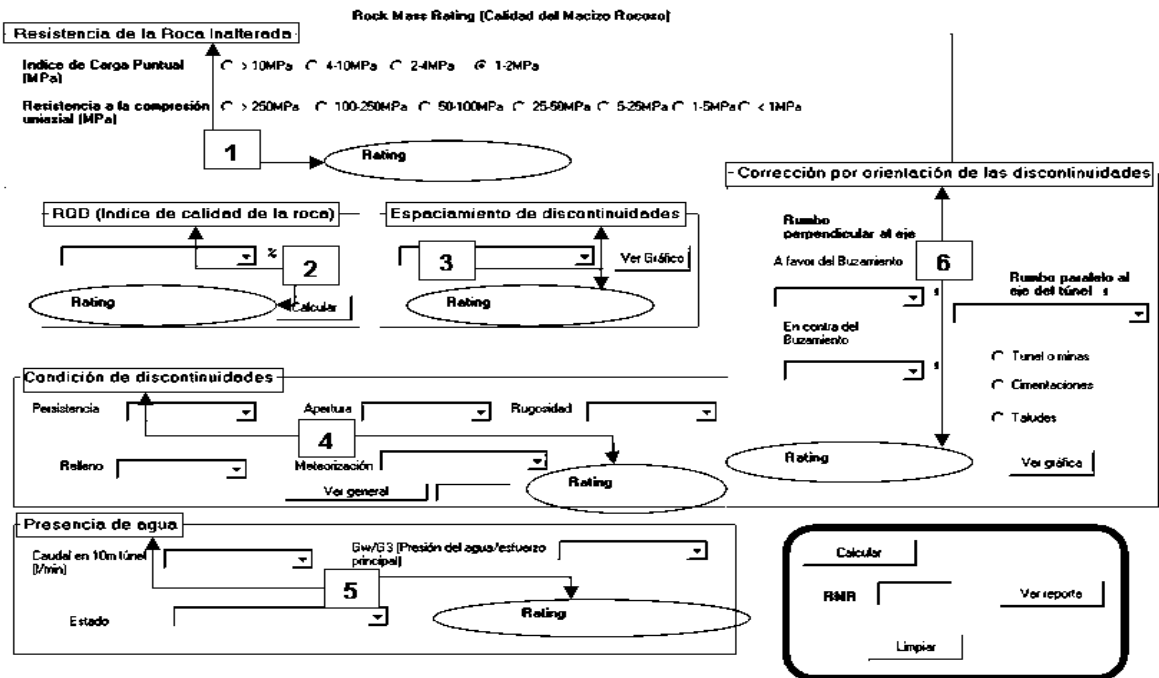


Figura 5.21.- Ventana que muestra cada uno de los parámetros que deben calificarse para la obtención del índice RMR de Bieniawski, así como su clasificación final dependiendo de la calidad de la roca .

Los parámetros requeridos para ingresar al programa anteriormente indicado, son:

1. Resistencia a la compresión simple de la matriz rocosa.
2. RQD Grado de fracturación del macizo rocoso.
3. Espaciado de las discontinuidades.
4. Condiciones de las discontinuidades, en donde se consideran los siguientes parámetros:
 - a) Abertura de las caras de la discontinuidad.
 - b) Continuidad o persistencia de la discontinuidad.
 - c) Rugosidad.
 - d) Alteración de la discontinuidad.
 - e) Relleno de las discontinuidades.
5. Presencia del agua en el macizo rocoso, el agua tiene gran influencia sobre su comportamiento, la descripción utilizada para este criterio son: completamente seco, húmedo, agua a presión moderada y agua a presión fuerte.
6. Corrección por la orientación de las discontinuidades.

Una vez determinando y seleccionando la característica de cada parámetro e introduciendo el valor numérico de cada parámetro dentro de la ventana de cálculo, el Índice RMR de Bieniawski se obtiene presionando el icono “Calcular” automáticamente suma los 5 variables o parámetros calculados, lo que da como resultado un valor índice (RMR básico) y a la vez realiza la corrección que se indica en el punto 6 de acuerdo al tipo de obra, que es la corrección por orientación de discontinuidades y para finalmente obtener un valor numérico con el que se clasifica finalmente el macizo rocoso. El valor del RMR varía entre 0 a 100, correspondiendo el puntaje más alto a un material más compacto o más sano.





La representación física de la zona para determinar el valor aproximado de RQD en campo, se presentan a partir del anexo 6-A, 6-B, 6-C, 6-D, 6-F y 6-G, mientras que la puntuación o valoración se resume en la Tabla 5.11; en la Figura 5.22 muestra los tramos en los cuales se dividió cada talud y las diferentes zonas que se observaron. Cabe mencionar que es de gran importancia dividir los taludes en tramos y en zonas dependiendo del tipo de material que lo conforman, ya que cada formación geológica posee una susceptibilidad específica a los deslizamientos. Cuando un talud está formado por varios tipos de roca, el comportamiento geológico-geotécnico del conjunto es diferente al de cada material; por separado deben estudiarse las propiedades de cada tipo de roca, las características de sus discontinuidades y a su vez la interacción de las propiedades y discontinuidades dentro del conjunto.

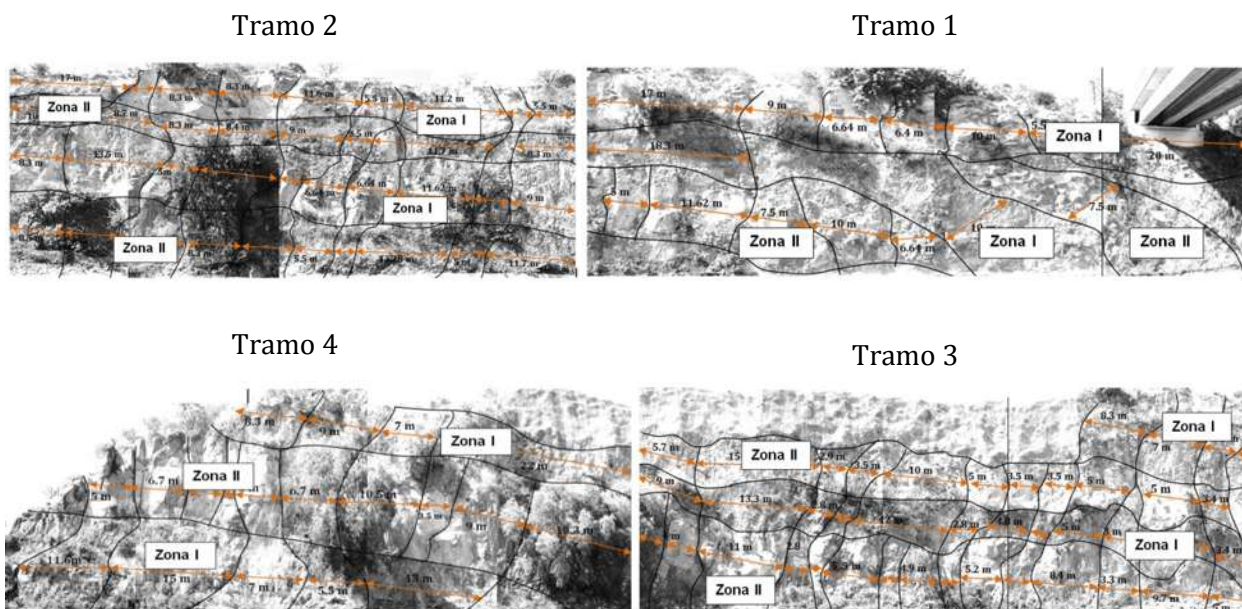


Figura 5.22.- Representación gráfica de las características físicas del talud derecho ubicado en el km 232+000, que deben calificarse para la obtención del índice RMR de Bieniawski.

Tramo		Parámetros de clasificación							
		1		2		3		4	
Zona		I	II	I	II	I	II	I	II
Resistencia de la matriz rocosa		12	12	12	12	12	12	12	12
RQD		20	20	20	20	20	20	20	20
Estado de las discontinuidades	Separación	20	20	20	20	20	20	20	20
	Longitud	2	2	0	0	0	0	0	0
	Abertura	0	0	0	0	0	0	0	0
	Rugosidad	5	5	5	3	5	5	3	3
	Relleno	6	6	0	0	0	0	0	0
Alteración		3	6	3	3	5	5	5	5
	Estado general	15	15	15	15	15	15	15	15
Corrección por la orientación (Talud)		-25	-25	-25	-25	-25	-25	-25	-25
Coeficiente RMR		58	61	50	48	52	50	50	50
Número de clase		III	II	III	III	III	III	III	III
Cohesión de la masa rocosa (kg/cm ²)		2-3	3-4	2-3	2-3	2-3	2-3	2-3	2-3
Ángulo de fricción de la masa rocosa (°)		25° - 35°	35° - 45°	25° - 35°	25° - 35°	25° - 35°	25° - 35°	25° - 35°	25° - 35°

Tabla 5.11.- Resumen de resultados obtenidos al valorar las características del talud derecho del km 232+00 de la autopista México-Guadalajara, así como su coeficiente RMR de Bieniawski.





Como ya se mencionó en los párrafos anteriores, en la Figura 5.22 se puede observar que los taludes que se ubican en el km 232+000, presentan principalmente 4 estratos en su conformación geológica con diferente tipo de material, los cuales se clasificaron en zonas; la zona I se caracteriza por tener roca de menor calidad con mayor grado de fracturación, aunque en cuestiones de calidad de la matriz rocosa se encuentra dentro de los rangos de buena calidad, la zona II presenta un macizo rocoso de mayor calidad e incluso en la Tablas 5.11 se puede observar la puntuación con respecto al método de clasificación de Bieniawski, los resultados indican que la zona II se caracteriza por estar dentro de la clase III en lo que a calidad de macizo rocoso se refiere, clasificándose como de media calidad, al igual que la zona I que también se clasifica como clase III de calidad media.

Aunque los taludes presentan muchas discontinuidades y superficialmente alto grado de fracturación, su estabilidad depende mucho de la dirección de las discontinuidades, al tiempo de realizar la corrección por la orientación de las discontinuidades, se puede decir que los planos del fracturamiento se encuentran principalmente perpendiculares a los planos de buzamiento del talud, lo que mantiene estable en conjunto todo el macizo rocoso que lo conforma, por otro lado se puede observar que los estratos, también presentan una perpendicularidad con el plano de buzamiento pero de una forma horizontal, lo que indica que no existe un ángulo de inclinación que pueda dar origen a un posible deslizamiento.

Como macizo rocoso se pueden definir los taludes como estables, aunque cabe mencionar que existen puntos específicos dentro de ambos taludes que presentan vulnerabilidad de generar fallas de tipo local de forma de cuña principalmente, de los cual se realiza los análisis de cada uno de los planos de discontinuidad más desfavorables, mencionando a detalle en el Capítulo 6, apartado 6.1. En el caso del tramo 7 de la Figura 5.23 y en correlación con la Tabla 5.12, se indica que la calidad del macizo rocoso es mala, debido a que su alteración se clasifica como descompuesta, e incluso en la visita de campo se pudo observar que, actualmente se han generado algunos fracturamientos y deslizamientos considerables, teniéndose algunos análisis en el Capítulo 6, apartado 6.3. Otro punto importante es el análisis de los bloques de roca que conforman el macizo rocoso, y que principalmente son propensos a ser desprendidos y precipitados, siendo estos analizados en el Capítulo 6, apartado 6.2.

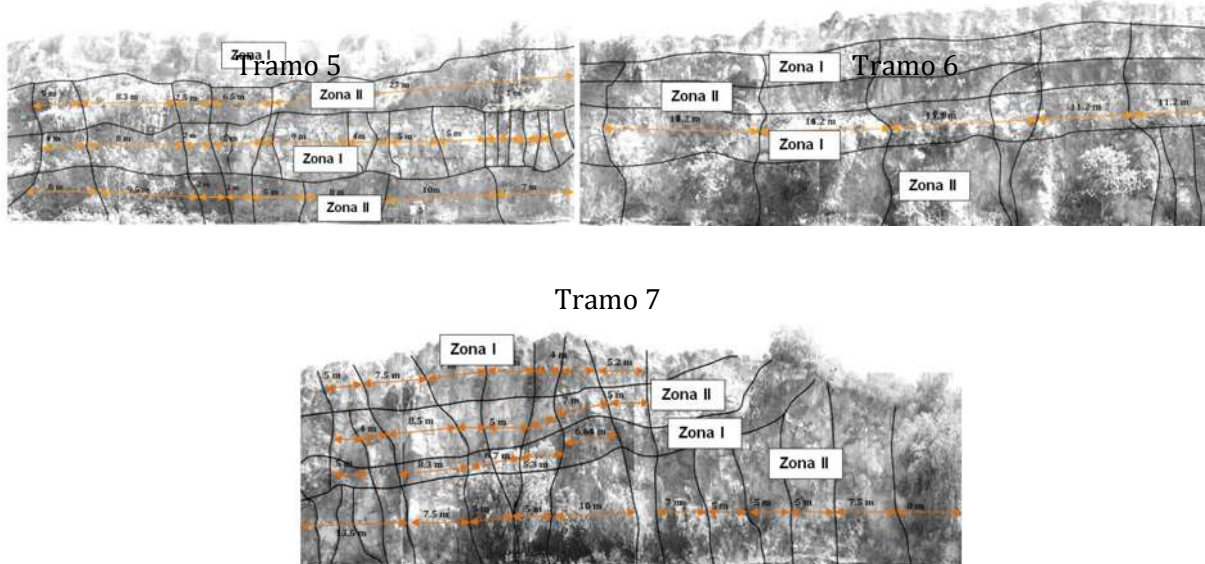


Figura 5.23.- Representación gráfica de las características físicas del talud izquierdo ubicado en el km 232+000, que deben calificarse para la obtención del índice RMR de Bieniawski.





Parámetros de clasificación							
Tramo		5		6		7	
Zona		I	II	I	II	I	II
Resistencia de la matriz rocosa		12	15	12	15	12	15
RQD		20	20	20	20	8	20
Estado de las discontinuidades	Separación	20	20	20	20	15	20
	Longitud	1	1	1	1	1	2
	Abertura	0	0	0	0	0	0
	Rugosidad	3	3	5	6	3	0
	Relleno	6	6	0	0	6	6
Alteración		3	1	0	3	0	3
	Estado general	15	15	15	15	15	15
Corrección por la orientación de discontinuidades		-25	25	-25	-25	-25	-25
Coeficiente RMR		55	56	47	55	29	56
Número de clase		III	III	III	III	IV	III
Cohesión de la masa rocosa (kg/cm ²)		2-3	2-3	2-3	2-3	1 - 2	2-3
Ángulo de fricción de la masa rocosa (°)		25° - 35°	25°-35°	25° - 35°	25°-35°	15° - 25°	25°-35°

Tabla 5.12- Resumen de resultados obtenidos al valorar las características del talud izquierdo del km 232+00 de la autopista México-Guadalajara, así como su coeficiente RMR.

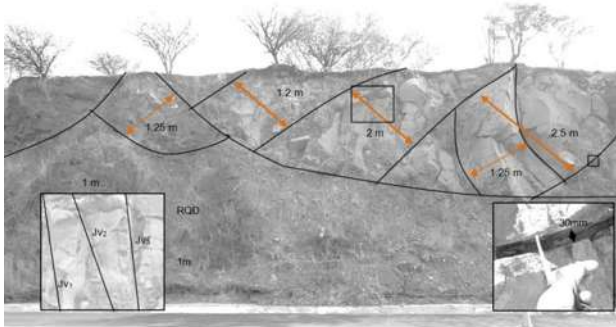
Los taludes ubicados en el kilómetro 237+000, están constituidos por una intercalación de afloramientos rocosos y brecha volcánica; rocas ígneas basálticas de buena y alta calidad en cuestión de matriz rocosa, caracterizándose a la vez como densidad media y de alta densidad, que junto a discontinuidades, alteración del macizo e intercalación de los materiales, han generado una problemática que se traduce en presencia pequeños deslizamientos de tipo circular en zonas de brecha basáltica principalmente, y caídos de bloques que conforman el macizo rocoso. En los deslizamientos tanto a profundidad como a nivel de superficie, para el análisis de estabilidad de taludes principalmente a lo que a brecha volcánica se refiere se realiza el análisis en el Capítulo 6, apartado 6.3. Para la calidad y características físicas del macizo rocoso, se observa en la Figura 5.24 las principales características, tales como dimensiones del macizo rocoso, señalando las principales discontinuidades así mismo sus extensiones. En el talud derecho se analizó una zona que se consideró como la más desfavorable, identificándola como afloramiento 1, del cual se obtuvo una "calidad de roca media" con un ángulo de rozamiento en el rango de 25 - 35° tal como lo indica la Tabla 5.13, donde se caracteriza por tener bloques de tamaño considerable y con poca posibilidad a ser desprendidos y precipitados, aunque de ser así el análisis se realiza por bloque individual en el Capítulo 6, apartado 6.2.

Los afloramientos 2, 3, 4, 5 y 6, se localizan en el talud izquierdo, los cuales según los resultados mostrados en la Tabla 5.14 presentan una "calidad media de la roca" lo que indica que se encuentran parcialmente estables pero con mucha posibilidad a fallar. Aunque la clasificación para los 5 afloramientos es la misma, se puede decir que los afloramientos que presentan mayor problemática son el 2, 3, 4, debido a que en campo se pudo observar gran cantidad de material que se ha caído y la cantidad de material que es más propenso a precipitarse, principalmente en lo que a bloques se refiere. La mayoría de las discontinuidades tienden a tener una orientación que desfavorecen la estabilidad, abertura con una puntuación de 0 por ser mayores a 5 mm, mientras que con respecto al relleno puntuaciones que varían entre 0 y 2, por tener un relleno suave o duro y mayor a 5 mm, en algunos casos por ausencia del mismo, que son principalmente los que condicionan. Los afloramientos 5 y 6, presentan menos fracturamiento de sus bloques pero con mayor separación entre sus discontinuidades, así como mayor abertura entre los planos de discontinuidad, que son principalmente las que generan mayor probabilidad a tener fallas por cuña; el afloramiento 6 principalmente es el más propenso a tener este tipo de movimientos, mientras que

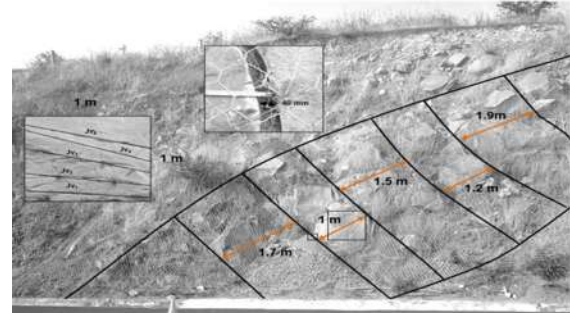


los demás son propensos a tener caídos de los bloques rocosos, de los cuales se realiza en análisis en el apartado 6.3.

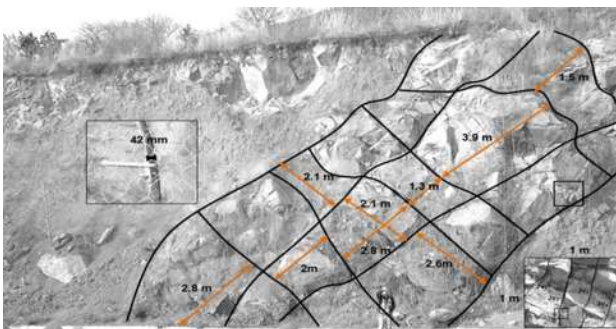
Afloramiento 1



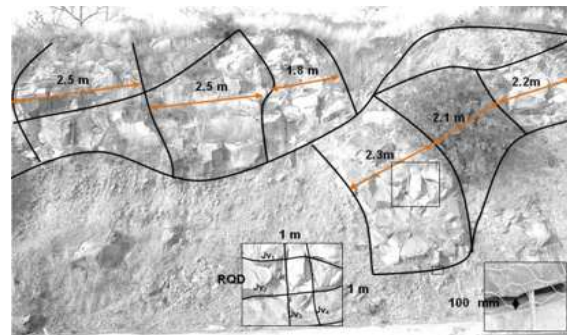
Afloramiento 2



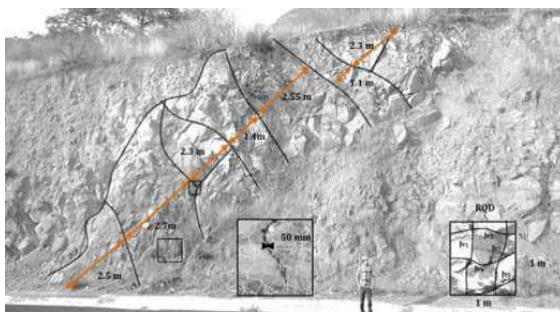
Afloramiento 3



Afloramiento 4



Afloramiento 5



Afloramiento 6

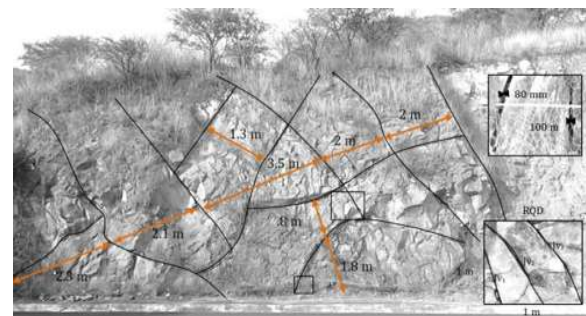


Figura 5.24.- Representación gráfica de las características físicas de los taludes derecho e izquierdo ubicados en el km 237+000, que deben calificarse para la obtención del índice RMR de Bieniawski.



Parámetros de clasificación							
Afloramiento	1	2	3	4	5	6	
Resistencia de la matriz rocosa	12	12	12	12	12	12	
RQD	20	20	20	20	20	20	
Estado de las discontinuidades	Separación	10	15	15	20	15	20
	Longitud	4	2	2	2	4	2
	Abertura	0	0	0	0	0	0
	Rugosidad	3	3	3	5	6	5
	Relleno	2	0	6	0	0	6
Agua freática	Alteración	6	1	3	3	1	3
	Estado general	15	15	15	15	15	15
Corrección por la orientación de discontinuidades	-25	-25	-25	-25	-25	-25	
Coeficiente RMR	46	43	51	52	48	58	
Número de clase	III	III	III	III	III	III	
Cohesión de la masa rocosa (kg/cm ²)	2-3	2 - 3	2 - 3	2 - 3	2 - 3	2 - 3	
Ángulo de fricción de la masa rocosa (°)	25°-35°	25 ° 35°	25 ° 35°	25 ° 35°	25 ° 35°	25 ° 35°	

Tabla 5.13.- Resumen de resultados obtenidos al valorar las características de los taludes derecho e izquierdo del km 232+00 de la autopista México-Guadalajara, así como su coeficiente RMR.

Como resultado final de la clasificación por el Método de Bieniawski para los dos taludes del km 232+000, se menciona que en ambos taludes la valoración promedio que se obtiene es de RMR=52, a lo que corresponde una clase III, que equivale a una calidad media de la roca, con una cohesión de 2 a 3 kg/cm² y un ángulo de rozamiento de 25° a 35°, aunque cabe mencionar que en el tramo 1 del lado derecho en la zona II se caracterizó como clase II, por lo tanto se tiene una calidad de macizos rocosos de buena calidad, mientras que del lado izquierdo en el tramo 7 la zona I se caracterizó como clase IV, lo que indica que es una zona de mala calidad y por lo tanto se deberán hacer algunas consideraciones de mayor importancia para su estabilización.

El mismo proceso se lleva a cabo para los taludes del km 237+000, donde se concluye que para cada uno de los 6 afloramientos analizados, da como resultado una roca de clase III, que equivale a una calidad media, a lo que corresponde una valoración del RMR en el rango de 60-41, con una cohesión de 2 a 3 kg/cm² y un ángulo de rozamiento de 25° a 35°.





CAPÍTULO 6

6.1.- DIPS

Se considera que bajo condiciones estáticas, un talud es estable, si las fuerzas resistentes que posee son mayores que las fuerzas deslizantes a su geometría; cabe resaltar que dicha estabilidad puede desequilibrarse bajo condiciones de fuerzas desencadenantes que exceden esas fuerzas resistentes, que pueden ser por las discontinuidades o planos de discontinuidad. Mencionando que la geometría del tipo de rotura generado en un talud rocoso y provocado por esas fuerzas desencadenantes, viene condicionada en gran medida por la orientación talud-discontinuidad. El estudio de esta orientación en proyecciones estereográficas se lleva a cabo a través del denominado análisis cinemático, que mediante el cual permite definir la falla entre los diferentes tipos de rotura que pueden generarse en un talud, que son básicamente rotura plana, vuelco y cuña.

Por la importancia que existe al analizar el comportamiento repercutido por la correlación que pueda existir entre las discontinuidades y el talud, así como las consecuencias que se puedan presentar en el comportamiento y magnitud de un talud. Para este caso de estudio se realizó el análisis cinemático a los planos de discontinuidad en relación con los taludes ubicados en el km 232+00 y 237+000, el análisis se basó con el apoyo del software Dips 5.0, el cual ya fue explicado en el Capítulo 4 apartado 4.1.

El análisis cinemático consiste principalmente en identificar los afloramientos rocosos que tiene mayor vulnerabilidad a presentar alguna falla; en campo se optó por analizar los taludes izquierdo y derecho que se ubican en el km 232+000 y cinco principales afloramientos ubicados en el km 237+000, uno del lado derecho y 4 del lado izquierdo. Se identificaron las zonas más susceptibles y se tomaron lecturas de los planos de discontinuidad de mayor importancia, registrándose 44 lecturas del talud derecho del km 232+000 y 44 del lado izquierdo, así mismo de los taludes del km 237+000 se registraron un total de 114 lecturas, 48 del lado derecho y 66 del lado izquierdo.

Se realizaron las proyecciones estereográficas de todas las lecturas recabadas, incluyendo en cada estereograma el talud, dos planos de discontinuidad y el ángulo de fricción que rige la estabilidad en esa zona, con la finalidad de poder determinar su comportamiento sobre todo para conocer el tipo de mecanismo a presentarse, como una falla en cuña, aunque para poder determinar una posible falla planar o vuelco también se realizó el análisis de cada plano con respecto al talud que lo contiene; para que se pueda presentar una falla plana o vuelco, se requiere solo de un plano de discontinuidad, ahora para que se presente una falla por cuña forzosamente debe cumplirse la condición que presente la intersección de dos planos de discontinuidad; el ángulo de fricción fue considerado diferente para cada caso según el material de la zona.

En las proyecciones estereográficas se puede observar cuando un talud pudiera tener posibilidades de estar inestable, esto de acuerdo a las condiciones que se deben cumplir geoméricamente, según González de Vallejo (2004), Turner y Schuster (1996), Goodman y Bray (1976) y Hoek y Bray (1981).

Para el talud derecho del km 232+000 solamente se consideraron 22 lecturas de los principales planos de discontinuidad, enumerando del 1 al 22 sucesivamente cada plano; en la Figura 6.1 se muestran algunas de las proyecciones generadas para estos registros mediante el programa Dips, el resto se pueden observar en el Anexo 7-A. Como ya se mencionó, para que se pueda presentar algún tipo de falla se deben cumplir ciertas condiciones; para este caso, la probabilidad de encontrar una

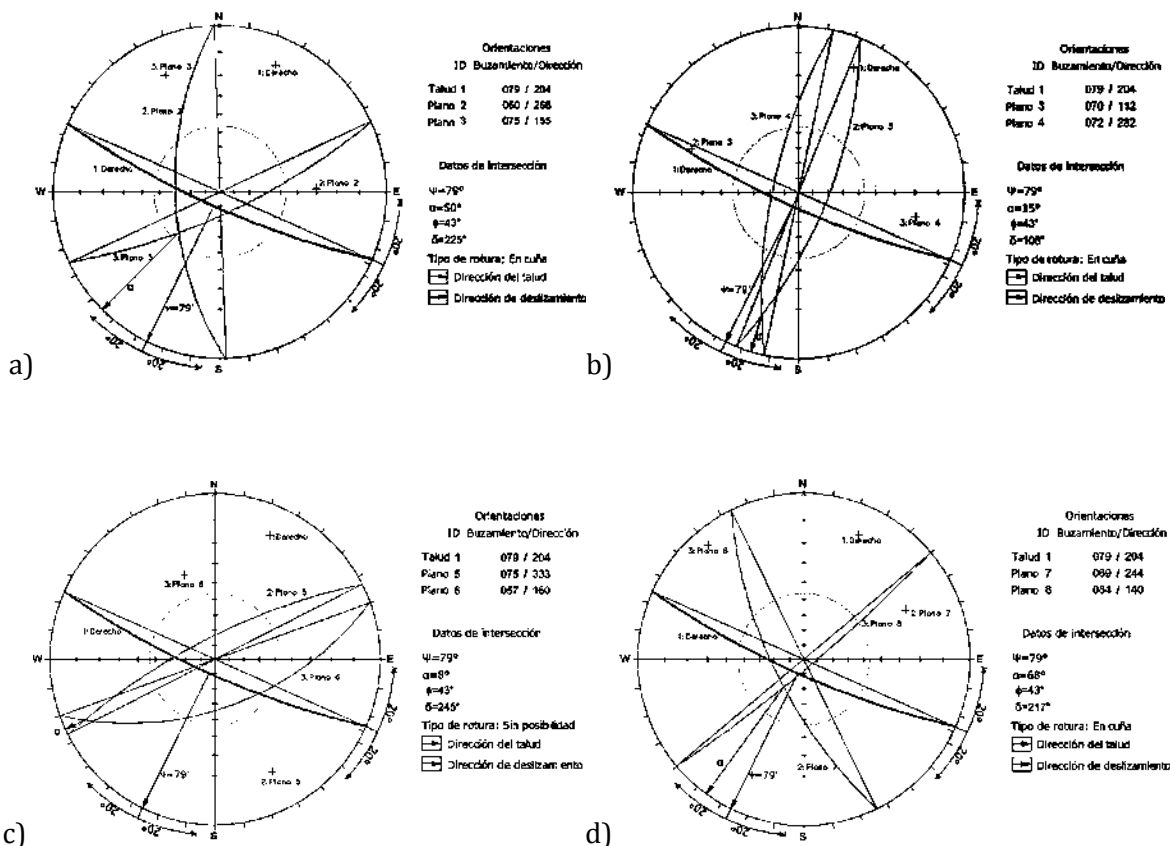




falla plana fue nula ya que la mayoría de los planos de discontinuidad se presentan en una forma casi perpendicular al buzamiento del talud.

La posibilidad de presentar vuelcos, fue solamente en los registros 19 y 20 que se muestran en el Anexo 7-A, aunque la posibilidad es muy baja debido a que ambos planos presentan un buzamiento igual al ángulo de fricción, y la condición indica que, para que pueda presentarse un falla por vuelco los planos de discontinuidad deben ser menores al ángulo de fricción y los planos de las diaclasas deben presentarse de forma perpendicular a los planos de discontinuidad.

Con respecto a la posibilidad de presentar una falla por cuña, los planos 1-2 y 7-8 que se representan en los estereogramas de los incisos "a" y "d", son los más susceptibles, cumpliendo con las condiciones de que la línea de intersección tiene un buzamiento mayor al ángulo de fricción pero menor al buzamiento del talud, e incluso la dirección de caída se encuentra dentro del rango de la dirección del buzamiento del talud, no mayor a 20° para ambos lados. Las proyecciones de los incisos "b", "c", presentan su intersección con una inmersión menor al ángulo de fricción por lo tanto no hay posibilidades, mientras que los estereogramas "e" y "f" presentan un buzamiento casi perpendicular al buzamiento del talud y con un inmersión en su intersección de planos de 0°.



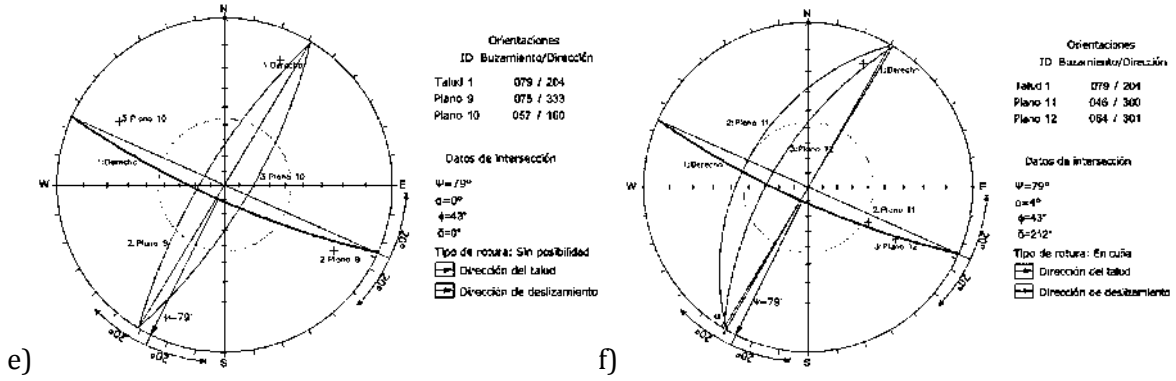
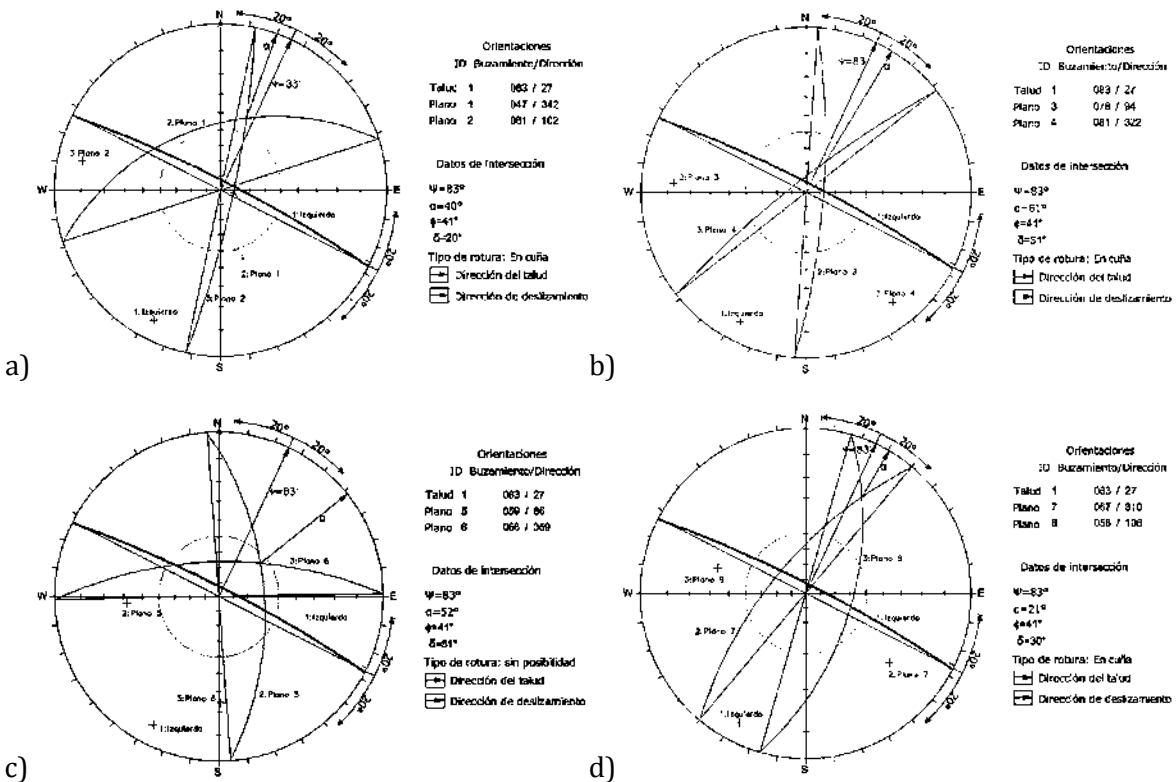


Figura 6.1.- Proyecciones estereográficas del talud del lado derecho del km 232+000.

Del lado izquierdo se registraron 22 lecturas de los principales planos de discontinuidad, generando sus proyecciones estereográficas y mostrando 6 de ellas en la Figura 6.2, el resto se muestran en el Anexo 7-B. Con respecto al análisis de probabilidad para presentar falla plana, se tiene los planos 21 y 22 mostrados en el inciso “e” de la Figura 6.2, mientras que el resto se mantienen estables, en lo que a falla en cuña se refiere la intersección de los planos 3 y 4 del inciso “b” en 19 y 20 del inciso “f” presentan posibilidad; la proyección del inciso “a” y el inciso “d” se encuentran dentro del rango de los 20° en ambos lados de la dirección de caída, lo que en ese aspecto pudiera haber un posible deslizamiento pero la inmersión de su intersección difiere del ángulo de fricción por lo tanto no existe posibilidad, el buzamiento de la línea de intersección del inciso “c” pudiera favorecer en la posible falla por cuña pero la dirección de la caída interfiere en la condiciones, por lo que no cumple con la condición limitando la posibilidad, y en lo que a falla por pandeo se refiere, no hay planos con posibilidad de fallar.



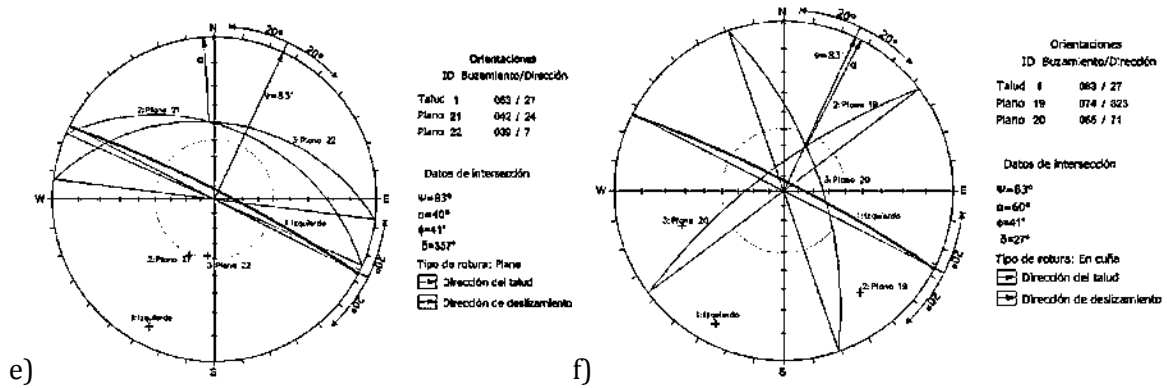
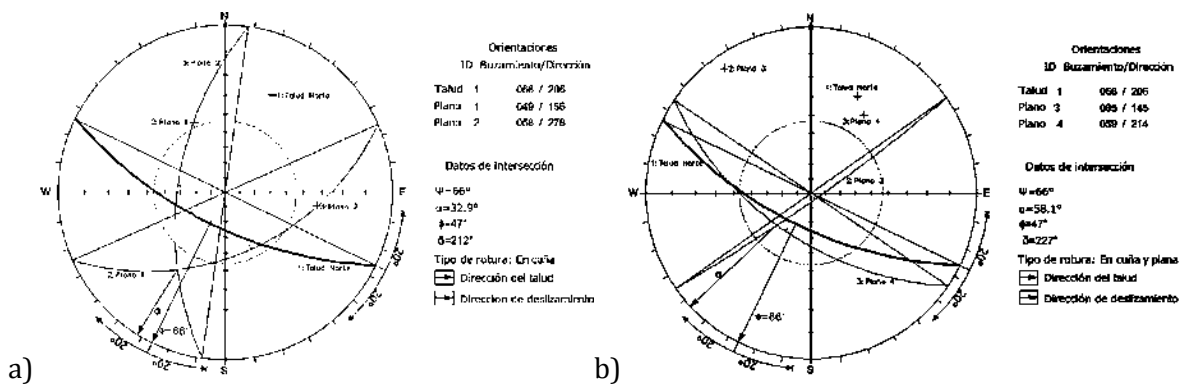


Figura 6.2.- Proyecciones estereográficas del talud del lado izquierdo del km 232+000.

Para los taludes que se localizan en el km 237+000, debido a que en su mayoría el material que los conforma es brecha volcánica se realizó la elección de afloramientos que se consideraron más susceptibles a presentar una falla, seleccionando un afloramiento del lado derecho y 4 del lado izquierdo por tener mayor cantidad de roca y más posibilidades de presentar inestabilidad.

Del lado derecho se tomaron 48 lecturas del talud, de las cuales se hicieron las proyecciones que estos representan y que se muestran algunos de los análisis en la Figura 6.3, el resto se presentan en el Anexo 7-C, indicando que al efectuar el análisis para determinar si existe probabilidad de presentar falla plana, se deduce que los planos 4, 6, 12 y 19, de los incisos “b”, “c”, “f” y “d” (Fig. 6.3) si presentan posibilidad de tener falla plana, igualmente los planos 34 y 35 representados en el Anexo 7-C; mientras que falla por vuelco no existe en ningún caso; en lo que a falla por cuña respecta, la intersección de los planos 19 y 20 con ángulo de inmersión de la intersección de 52.5° es mayor al del ángulo de fricción generando un desequilibrio y exceso de fuerza ante la fuerzas de fricción, y una dirección del deslizamiento de 18° con respecto a la dirección del buzamiento del talud.



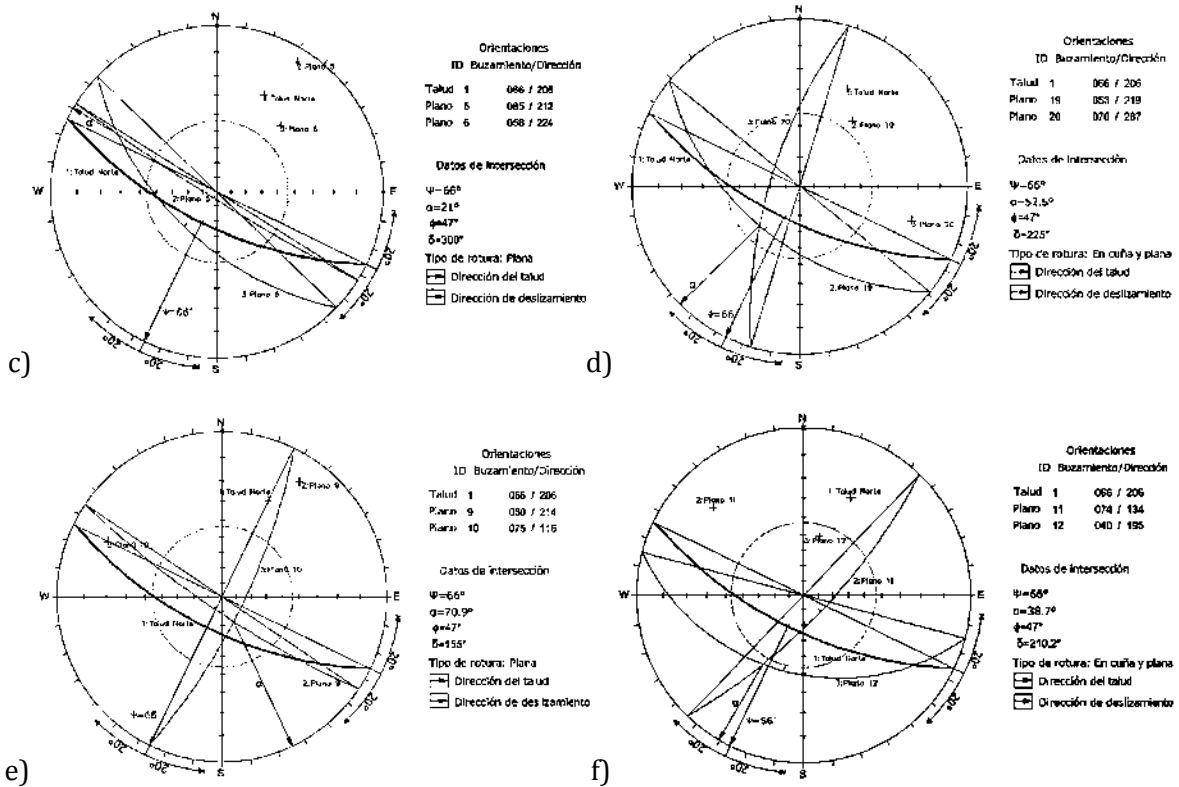
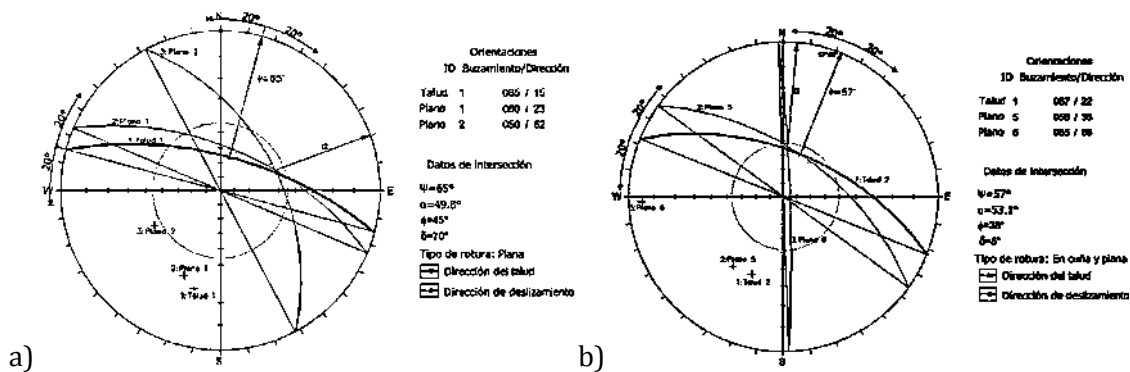


Figura 6.3.- Proyecciones estereográficas del talud del lado derecho del km 237+000.

Para el lado izquierdo se dividió el talud en 4 afloramientos los cuales se identifican con mayor facilidad indicando cada afloramiento con un buzamiento y dirección diferente entre sí, ver Figura 6.4, mencionando que se muestran más proyecciones en los Anexos, 7-D, 7-E, 7-F Y 7-G. En la proyección del inciso “a”, el plano de discontinuidad 1, presenta posibilidad de falla plana en el afloramiento 1, mientras que las proyecciones de los incisos “b” y “c” de la Figura 6.4 presentan posibilidad de falla por cuña en el afloramiento 2. Para el afloramiento 3 pudiera presentarse una falla por cuña generada por los planos 1 y 2, se puede observar que el buzamiento del talud es menor que la inmersión de la intersección de ambos planos pero de una forma no muy significativa por lo que cualquier sobreesfuerzo de una magnitud considerable puede desencadenar la falla, mientras que la posibilidad de tener una falla por vuelco puede definirse con mayor facilidad con el plano 6 que se observa en el estereograma del inciso “d”; por último y en cuanto al afloramiento 4, se observa en las proyecciones de los incisos “e” y “f” que existen dos posibles fallas por cuña que se definen por la intersección de los planos 3-4 y 16-15.



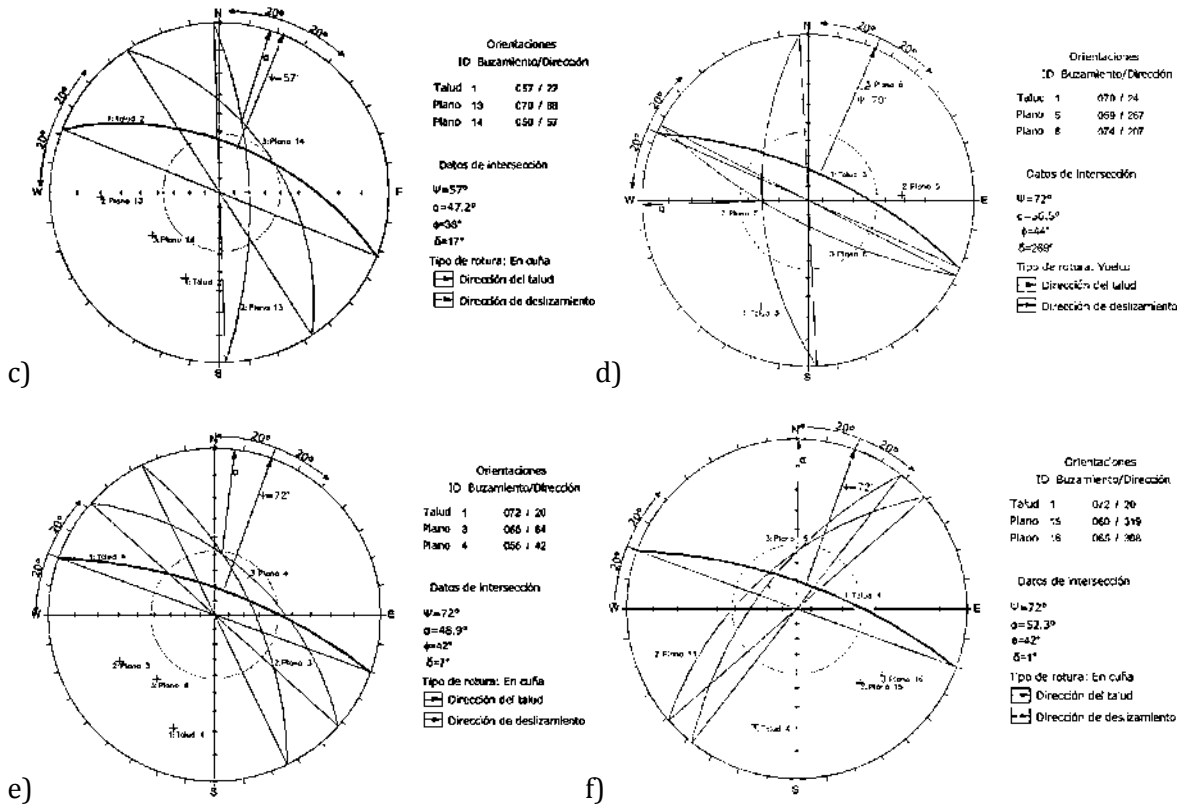


Figura 6.4.- Proyecciones estereográficas del talud ubicado del lado izquierdo del km 237+000.

Como conclusión se puede decir que para el km232+00 se presentan en mayor posibilidad dos fallas por cuña que se definen por la intersección de los planos 1-2 y 7-8, el talud del lado izquierdo dos diferentes posibles tipos de falla, plana por los planos de discontinuidad 21 y 22 y dos posibles fallas por cuña que se generan por la intersección de los planos 4-3 y 19-20.

En el km 237+00 que es el más crítico debido a la mezcla que se presenta en su mayor parte por brecha volcánica, el lado derecho presenta posibilidad de fallas de cuña y plana, la falla plana por los planos de discontinuidad 4,6,12,19,34 y 35, mientras que por cuña solo por la intersección de los planos 19-20.





6.2.- ROCFALL

Como ya se mencionó en el capítulo 4, apartado 4.2, el análisis de caída de rocas es un proceso que permite obtener una probable trayectoria de la roca desde su desprendimiento hasta que alcanza una vez más su reposo. Es importante y necesario hacer este tipo de análisis antes de realizar cualquier tipo de obra civil en sus taludes, dando información importante para diseñar un sistema de protección adecuado, y que permita mantener la seguridad del entorno externo durante la ejecución de la obra, así como de su futura operación.

Una vez que el movimiento de una roca se ha iniciado desde el punto en el que se mantenía estática, el factor más importante en el control de su trayectoria de caída es la geometría del talud, aunque hay que considerar tal vez no de igual importancia pero si el tipo del material con el que se colisiona durante la trayectoria de su caída ya que este puede determinar una trayectoria de caída posterior.

El objetivo de utilizar el programa RockFall es de poder determinar el grado de peligro que pueda ocasionar el desprendimiento de rocas en los taludes, dependiendo de las trayectorias y la energía con la que se llevan esas trayectorias en puntos determinados, para así mismo proponer un tipo de protección o mitigación, ya sea estática o dinámica.

Para realizar este modelado o simulación de los caídos, se requiere un conjunto de datos o información, los cuales son la topografía detallada del terreno y del talud, identificar las características de material que conforman las diferentes zonas del talud y los puntos específicos con alta probabilidad de desprenderse, por ejemplo, la superficie vertical expuesta, de un macizo rocoso muy fracturado, donde se encuentran bloques de roca sueltos y en condiciones de inestabilidad.

Para cada caso de los taludes ubicados en el km 232+000 y 237+000, se realizaron tres cálculos para una misma zona, considerando cantidades diferentes de bloques precipitados; mostrando los resultados del caso más críticos de cada talud y mostrando el resto en anexos. Las zonas son principalmente los perfiles con características geométricas más críticas tal como se puede observar en la Figura 6.5, considerando del talud derecho del km 232+000 las zonas más críticas los perfiles que se identifican con las cotas 1+000, 1+180 y 1+235.

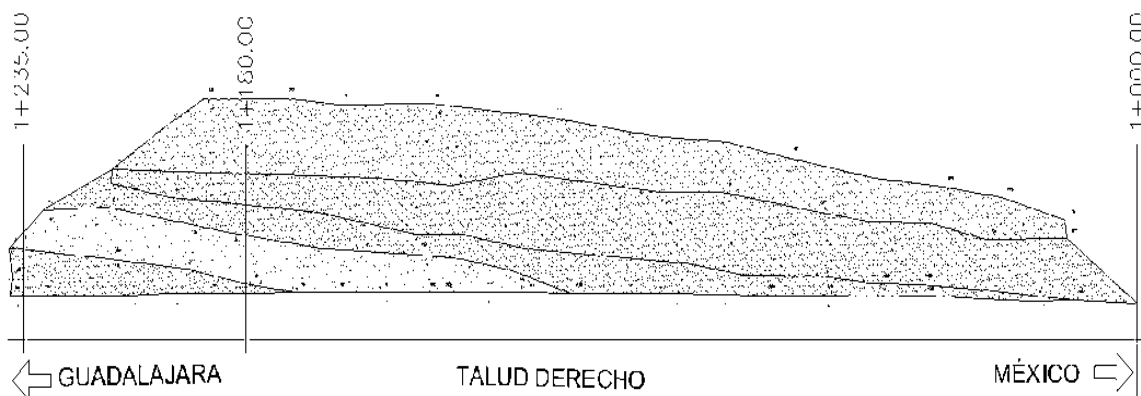


Figura 6.5.- Perfil de las zonas más críticas para el análisis en el Rocfall del talud ubicado en el lado derecho del km 232+000.





Los análisis de las trayectorias de los caídos primeramente se hicieron con 5 fragmentos, después con 50 fragmentos y al final con 100 fragmentos. Los resultados que se mostrarán son con las trayectorias de caída del análisis con 100 bloques de roca, mostrando la gráfica de trayectorias, la gráfica de barras de la ubicación con coordenadas de la cantidad de fragmentos de rocas estáticos, la trayectoria en puntos específicos y con una envolvente de la energía cinética que los fragmentos poseen en puntos determinados y por último en las tablas de parámetros de entrada en el apartado “Altura máxima de los fragmentos de roca por rebote de su trayectoria de caída en la coordenada $x = 0.5 \text{ m}$ ”, se registran los resultados de las alturas de salto en la coordenada 0.5 de las abscisas para el análisis de cada caso dependiendo de la cantidad de bloques precipitándose, en cantidades de 5, 50 y 100.

La aplicación de este análisis se realizó en base a los resultados obtenidos de la caracterización física y mecánica de los taludes en estudio, los cuales se resumieron en el Capítulo 5 apartados 5.7 y 5.8, de igual forma se obtuvieron datos de la tabla “Rocscince Coefficient of Restitution Table” que se obtiene de la página de Rocscince; coeficientes de restitución normal (RN) y restitución tangencial (RT), ángulo de fricción y coeficiente de rugosidad de la pendiente, mostrando la información de dichos coeficientes en las Tablas 6.1, 6.2, 6.3, 6.4, 6.5, 6.6, 6.7, 6.8, 6.9 y 6.10, dependiendo de la zona que se está analizando; en algunos casos considerando afloramientos y en otros fragmentos de roca que se encontraron posicionados en ciertos puntos del perfil del talud.

Es importante mencionar que los coeficientes de restitución normal (RN) y restitución tangencial (RT), se refieren a la magnitud del rebote de los bloques analizados, los cuales indican la cantidad de energía conservada tras el impacto o lo que es lo mismo, la energía no disipada.

El coeficiente de restitución normal (Rn) explica la relación entre las velocidades normales a la ladera antes y después del impacto. Viene determinado por la rigidez de la superficie de la ladera, cuanto más deformable sea el material, menor será su coeficiente de restitución normal.

El coeficiente de restitución tangencial (Rt) explica la relación entre las velocidades paralelas a la ladera antes y después del impacto. La vegetación y en menor grado el material de la ladera, influyen en el coeficiente tangencial. Estos coeficientes toman valores comprendidos entre 0 y 1, siendo el valor igual a uno en el caso ideal en que no se produzca pérdida energética al producirse el choque del bloque e igual a cero en el caso en que se disipe toda la energía tras el choque. En función del tipo de materiales que se encuentran en el talud, se da una gradación entre estos valores extremos.

En la Tabla 6.1 se presentan los datos que se tomaron para el primer análisis; cota 1+000 del lado derecho del levantamiento topográfico del km 232+000, en la dirección México-Guadalajara, considerando las características geológicas y geotécnicas de los materiales que se involucran en el análisis como son, concreto asfáltico, concreto hidráulico, suelo y afloramientos rocosos, así como las características geométricas del talud.





Material	Coefficiente de restitución normal (RN)	Coefficiente de restitución tangencial (RT)	Ángulo de fricción (°)	Rugosidad de la pendiente
Concreto	0.85	0.53	45	3
Asfalto	0.40	0.90	30	3
Roca dura	0.53	0.99	30	3
Afloramientos de matriz rocosa	0.35	0.85	30	3
Suelos blandos con poca vegetación	0.30	0.80	30	3
Altura máxima de los fragmentos de roca por rebote de su trayectoria de caída en la coordenada x = 0.5 m				
Nº de fragmentos		5	50	100
h máxima de salto (m)		0.39	0.5	0.5
Fragmentos de roca				
Velocidad angular (rad/seg): 0		Velocidad horizontal (m/s): 0		Velocidad vertical (m/s): 0
Nº de fragmento	Masa (kg)	Coordenada de ubicación en "x" (m)		Coordenada de ubicación en "y" (m)
1	25	0.9		2.4
2	40	1.84		5.67
3	100	2.5		7.9
4	100	2.8		9.98
5	80	3.3		12.1

Tabla 6.1.- Parámetros de entrada para el análisis Rocfall del km 232+000, lado derecho, cota 1+000. dirección México-Guadalajara.

En la Figura 6.6, y en las figuras del Anexo 8-B, se muestran las trayectorias de los diferentes casos y se puede observar que la superficie de rodadura se ve afectada por los posibles caídos, mostrando a la vez mediante la gráfica de barras mostrada al centro de la Figura 6.6, que la cantidad de fragmentos en su mayoría quedan alojados en las coordenadas -2.5 y -7.5 que sería prácticamente el centro de los carriles de la autopista y que como resultado se tendrá alto peligro de inseguridad y por lo tanto un riesgo ante los usuarios, por lo que demanda imponer una medida de estabilización.

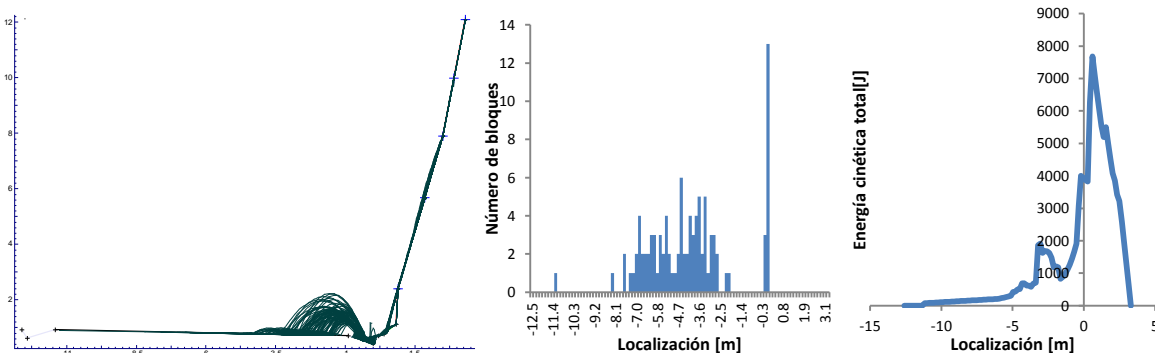


Figura 6.6.- Trayectorias de las cantidad de bloques y energía cinética en puntos determinados de las trayectorias después del análisis, km 232+000, lado derecho, cota 1+000, dirección México-Guadalajara.

Para el caso anterior se consideró una altura máxima del talud de 12 m siendo la menos crítica del lado derecho, y sin embargo presenta problemas por los caídos que pudieran tener. Para la cota 1+180 del mismo lado, mostrando los parámetros de entrada en la Tabla 6.2, se consideró la parte más crítica del talud con una altura máxima de 31 m y con tres diferentes tipos de material en su pendiente, puntualizando fragmentos de roca en el perfil del talud y referidas en la Tabla 6.2.

Al realizar el análisis se obtuvieron los resultados que se muestran en la Figura 6.7, mencionando que la mayoría de los bloques disipan una considerable cantidad de energía al impactarse con la cuneta o con el suelo que se encuentra en el pie del talud como residuo de la erosión, lo cual evita que la trayectoria se prolongue en gran magnitud sobre la superficie de rodadura, e incluso se puede observar en comparación de energías cinéticas tanto del análisis de la cota 1+000 como de la cota





1+180 que a pesar de que la altura de la cota 1+000 es por mitad de la altura de la cota 1+180, mantiene mayor energía cinética en el punto más crítico, lo que en cuanto a materiales respecta se puede decir que para materiales menos sólidos la energía se disipa considerablemente ante el impacto. Para este caso se concluye que existe peligro y a su vez alto riesgo ante los usuarios, lo que demanda una medida en cuestión de mitigación o estabilización.

Material	Coefficiente de restitución normal (RN)	Coefficiente de restitución tangencial (RT)	Ángulo de fricción (°)	Rugosidad de la pendiente
Concreto	0.85	0.53	45	3
Asfalto	0.4	0.9	30	3
Roca dura	0.53	0.99	30	3
Afloramientos de matriz rocosa	0.35	0.85	30	3
Rocas con poco suelo	0.33	0.83	30	2
Altura máxima de los fragmentos de roca por rebote de su trayectoria de caída en la coordenada x = 0.5 m				
Nº de fragmentos		5	50	100
h máxima de salto (m)		6.15	6.70	6.79

Fragmentos de roca					
Velocidad angular (rad/seg): 0		Velocidad horizontal (m/s): 0		Velocidad vertical (m/s): 0	
Nº de fragmento	Masa (kg)	Coordenada de ubicación en "x" (m)	Coordenada de ubicación en "y" (m)		
1	15	1.9	4		
2	10	2.4	8.8		
3	25	3.2	11.8		
4	25	4.2	14.6		
5	25	7.4	25		
6	5	8.9	30.6		

Tabla 6.2.- Parámetros de entrada para el análisis del km 232+000, lado derecho, cota 1+180, dirección México-Guadalajara.

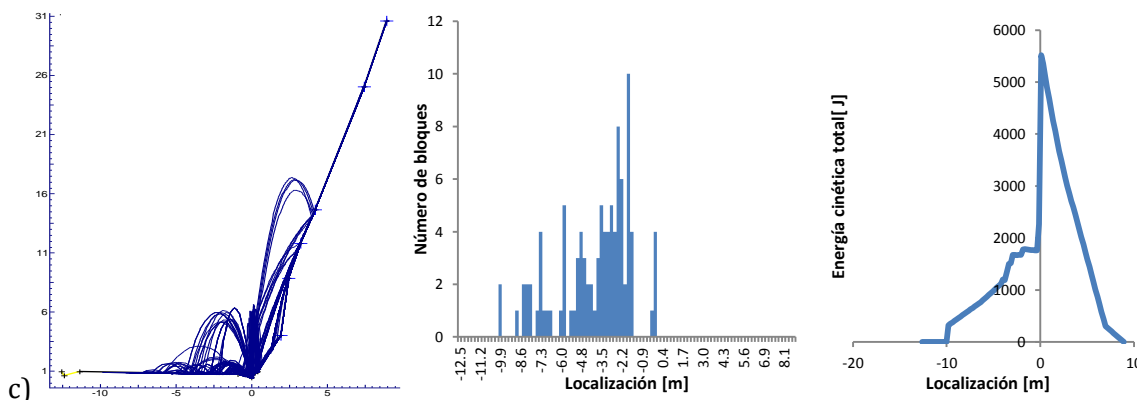


Figura 6.7.- Trayectorias de las cantidades de bloques y energía cinética en puntos determinados de las trayectorias después del análisis del km 232+000, lado derecho, cota 1+180, dirección México-Guadalajara.

Para el tercer perfil del lado derecho del km 232+00 y representado en la Figura 6.8, se puede observar que tanto para el análisis con 5, 50 y 100 fragmentos de roca, la superficie de rodadura no se ve tan afectada, pero el acotamiento y la cuneta prácticamente se saturaría con la gran cantidad de bloques, generando una disminución e incluso pérdida de funcionalidad ya que estas a la vez





pueden verse afectadas estructuralmente por la colisión de los bloques caídos. También se puede observar y comparando con el análisis que se presenta en la Figura 6.7 de la cota 1+180, que cuando bloques más pequeños se colisionan con bloques más grandes o del mismos tamaño, tienden a tener saltos de trayectorias más prolongados, pero si la colisión es de fragmentos grandes con pequeños se disipa significativamente la energía y como resultado el salto es menor. En la Tabla 6.3 se presentan los resultados numéricos del análisis para este caso.

Material	Coefficiente de restitución normal (RN)	Coefficiente de restitución tangencial (RT)	Ángulo de fricción (°)	Rugosidad de la pendiente
Concreto	0.85	0.53	45	3
Asfalto	0.40	0.90	30	3
Roca dura	0.53	0.99	30	3
Afloramientos de roca madre	0.35	0.85	30	3
Rocas con poco suelo	0.33	0.83	30	2
Altura máxima de los fragmentos de roca por rebote de su trayectoria de caída en la coordenada x = 0.5 m				
N° de fragmentos		5	50	100
h máxima de salto (m)		1.9	2.3	2.0

Fragmentos de roca			
Velocidad angular (rad/seg): 0		Velocidad horizontal (m/s): 0	
N° de fragmento	Masa (kg)	Coordenada de ubicación en "x" (m)	Coordenada de ubicación en "y" (m)
1	20	0.3	0.7
2	15	0.9	2.8
3	50	1.3	3.6
4	10	5.5	7.9
5	20	4	6
6	15	5.5	7.9

Tabla 6.3.- Parámetros de entrada para el análisis del km 232+000, lado derecho, cota 1+235, dirección México-Guadalajara.

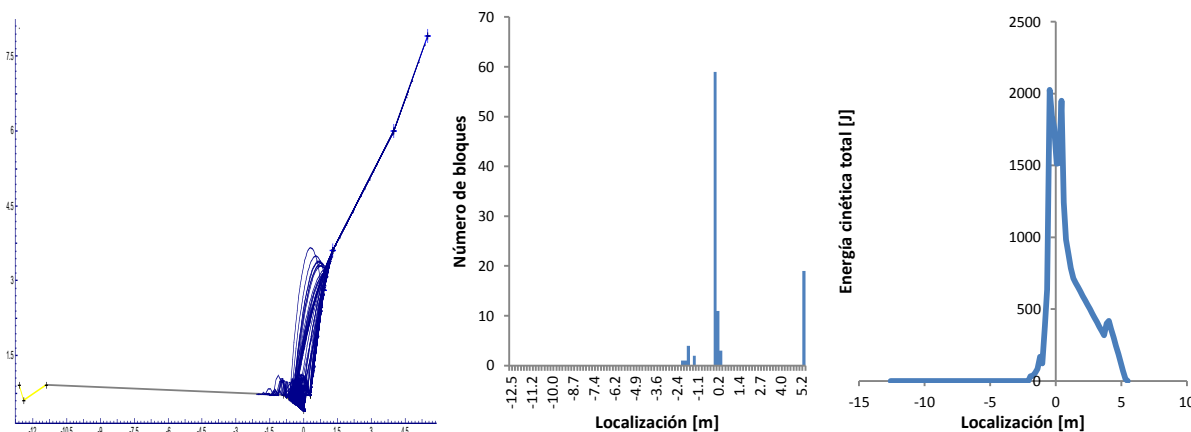


Figura 6.8.- Trayectorias; cantidad de bloques y energía cinética en puntos determinados de las trayectorias después del análisis en el km 232+000, lado derecho, cota 1+235, dirección México-Guadalajara.





Con respecto al talud izquierdo, el análisis se realizó principalmente a las zonas consideradas como críticas, y como se puede identificar en la Figura 6.9 son los perfiles de las cotas 0+020, 0+080 y 0+271; en la cota 0+020, se consideraron fragmentos puntualizados, mientras que para las zonas de la cota 0+080 y 0+271 se asignaron líneas de fragmentos de roca variando el tamaño de los bloques en relación a su peso, que va desde 20 kg hasta 150 kg, ya que como se mencionó en el capítulo 5 apartado 5.7 los taludes se caracterizan por tener estratos horizontales con diferente material entre ellos y con diferente grado de fracturación lo que afecta en mayor parte la trayectoria de los bloques caídos, cada horizonte de la estratificación se conforma con un material diferente, pero el cual puede variar en cuanto a su grado de fracturación con respecto a cada uno de los otros materiales, otro aspecto puede ser el espesor de cada estrato.

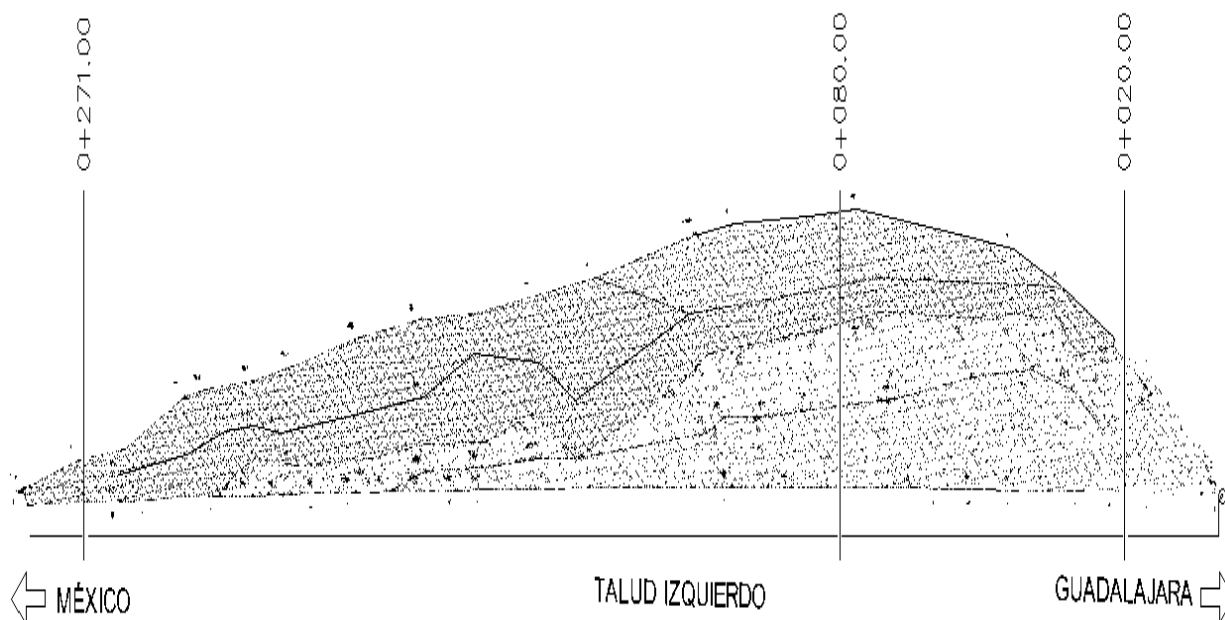


Figura 6.9.- Perfil de las zonas más críticas para el análisis en el Rocfall del talud ubicado en el lado izquierdo del km 232+000.

Si se observan los resultados del análisis en las Figuras 6.10 y 6.11, las trayectorias tienen un comportamiento similar y afectan la superficie de rodadura por una gran cantidad de fragmentos de roca, mientras que los resultados que se muestran en la Figura 6.12 de una forma muy significativa en comparación de las otras dos, no afecta demasiado la superficie de rodaje. Es importante mencionar que a pesar de que se está asignando el mismo tipo de material, lo que condiciona estas trayectorias es principalmente la geometría del perfil, obsérvese que para las cotas 0+020 (Tabla 6.4) y 0+080 (Tabla 6.5), el cambio de pendiente drástico sobre todo en zonas donde los afloramientos rocosos son de mejor calidad, repercute de una forma considerable en el incremento de energía, mientras que para el perfil de la cota 0+271 las trayectorias tienden a ir en una sola dirección y sin saltos, debido a que la rugosidad de la pendiente es menor y no permite una colisión brusca entre bloques.





Material	Coefficiente de restitución normal (RN)	Coefficiente de restitución tangencial (RT)	Ángulo de fricción (°)	Rugosidad de la pendiente
Concreto	0.85	0.53	45	3
Asfalto	0.40	0.90	30	3
Roca dura	0.53	0.99	30	3
Rocas con poco suelo	0.33	0.83	30	2
Altura máxima de los fragmentos de roca por rebote de su trayectoria de caída en la coordenada x = 0.5 m				
Nº de fragmentos		5	50	100
h máxima de salto (m)		3	3.5	3.5

Fragmentos de roca					
Velocidad angular (rad/seg): 0		Velocidad horizontal (m/s): 0		Velocidad vertical (m/s): 0	
Nº de fragmento	Masa (kg)	Coordenada de ubicación en "x" (m)		Coordenada de ubicación en "y" (m)	
1	20	1.94		3.17	
2	100	2.7		5.2	
3	35	3.2		6.2	
4	15	3.35		8.36	
5	10	3.5		10.2	
6	10	3.5		10.6	
7	34	3.75		12.84	
8	10	4		14.9	

Tabla 6.4.- Parámetros de entrada para el análisis del km 232+000, lado izquierdo, cota 0+020, dirección México-Guadalaiaara.

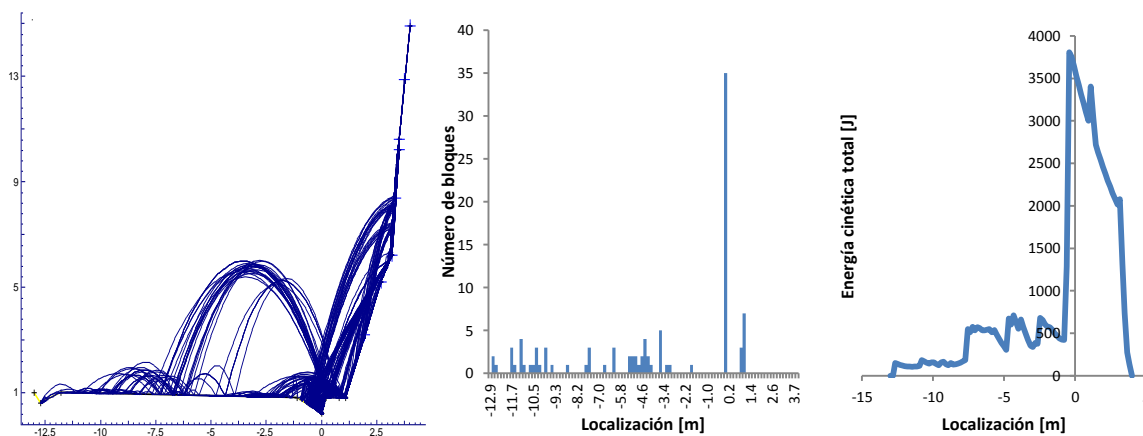


Figura 6.10.- Trayectorias; cantidad de bloques y energía cinética en puntos determinados de las trayectorias después del análisis en el km 232+000, lado izquierdo, cota 0+020, dirección México-Guadalaiaara.





Material	Coefficiente de restitución normal (RN)	Coefficiente de restitución tangencial (RT)	Ángulo de fricción (°)	Rugosidad de la pendiente
Concreto	0.85	0.53	45	3
Asfalto	0.40	0.90	30	3
Roca dura	0.53	0.99	30	3
Rocas con poco suelo	0.33	0.83	30	2
Afloramientos de roca madre	0.35	0.85	30	3
Superficies duras con grandes rocas	0.35	0.85	30	2
Suelo	0.30	0.80	25	1
Masa de los fragmentos de roca que conforman la superficie del talud (kg):20 Coordenadas de ubicación: (2.7,0.8), (3.2,6.8), (3.4,7.2) y (3.5,8.6)				
Masa de los fragmentos de roca que conforman la superficie del talud (kg): 70 Coordenadas de ubicación: (7,16.8), (8,23.4)				
Masa de los fragmentos de roca que conforman la superficie del talud (kg): 30 Coordenadas de ubicación: (8,23.4), (8.5,32.6)				
Velocidad angular (rad/seg): 0		Velocidad horizontal (m/s): 0		Velocidad vertical (m/s): 0
Altura máxima de los fragmentos de roca por rebote de su trayectoria de caída en la coordenada x = 0.5 m				
N° de fragmentos		5	50	100
h máxima de salto (m)		6.76	8.5	8.9

Tabla 6.5.- Parámetros de entrada para el análisis del km 232+000, lado izquierdo, cota 0+080, dirección México-Guadalajara.

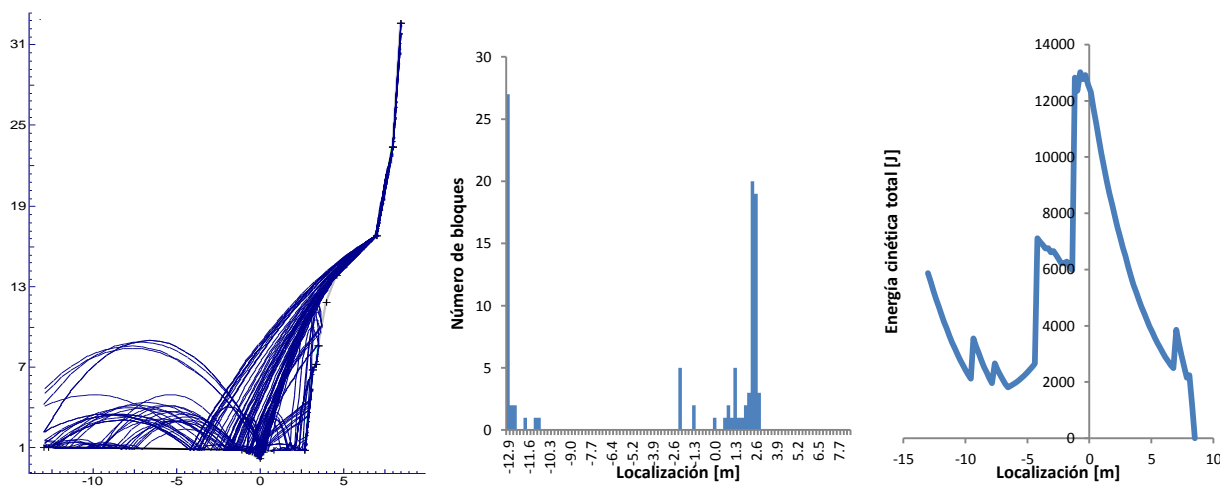


Figura 6.11.- Trayectorias; cantidad de bloques y energía cinética en puntos determinados de las trayectorias después del análisis en el km 232+000, lado izquierdo, cota 0+080, dirección México-Guadalajara.





Material	Coefficiente de restitución normal (RN)	Coefficiente de restitución tangencial (RT)	Ángulo de fricción (°)	Rugosidad de la pendiente
Concreto	0.85	0.53	45	3
Asfalto	0.40	0.90	30	3
Rocas con poco suelo	0.33	0.83	30	2
Superficies duras con grandes rocas	0.35	0.85	30	2
Suelo	0.30	0.80	25	1
Masa de los fragmentos de roca que conforman la superficie del talud (kg):15 Coordenadas de ubicación: (1.2,0.8), (3.2,3.8)				
Masa de los fragmentos de roca que conforman la superficie del talud (kg): 70 Coordenadas de ubicación: (3.2,3.8), (5.1,6.4)				
Velocidad angular (rad/seg): 0		Velocidad horizontal (m/s): 0		Velocidad vertical (m/s): 0
Altura máxima de los fragmentos de roca por rebote de su trayectoria de caída en la coordenada x = 0.5 m				
N° de fragmentos		5	50	100
h máxima de salto (m)		0.08	0.13	0.13

Tabla 6.6.- Parámetros de entrada para el análisis del km 232+000, lado izquierdo, cota 0+271, dirección México-Guadalajara.

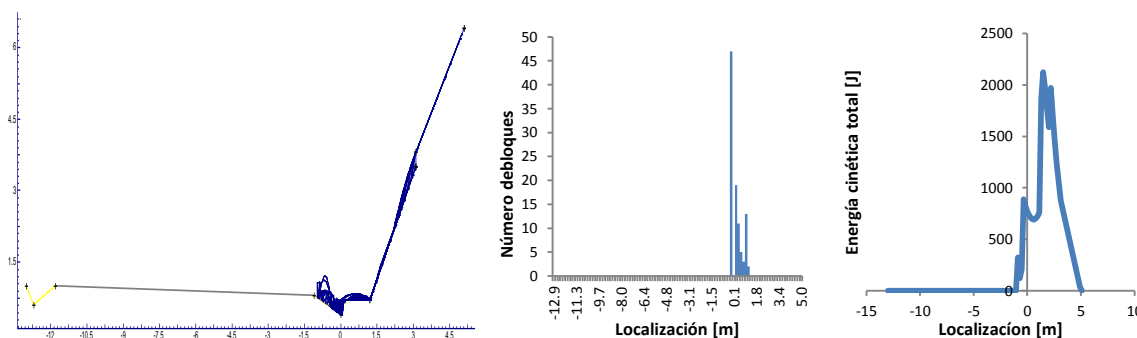


Figura 6.12.- Trayectorias; cantidad de bloques y energía cinética en puntos determinados de las trayectorias después del análisis en el km 232+000, lado izquierdo, cota 0+271 dirección México-Guadalajara.

Los taludes analizados en el km 237+000 son relativamente de altura baja en comparación de los taludes del km 232+000, por lo que por altura no pueden tener tanto problema y sobre todo si se trata del talud del lado derecho, otra diferencia puede ser los materiales que los conforman, que en su mayoría es brecha volcánica, como ya se ha observado en los comportamientos del material de los taludes del km 232+000 este tipo de material absorbe en gran porcentaje la energía, teniendo como resultado ante las colisiones menos rebote y por consiguiente proyecciones cortas, pero por la parte en desventaja es que estos taludes son más vulnerables a presentar caídos debido a que la misma brecha pueda darle menor confinamiento entre los bloques y a la vez presenta mayor erosión.





Figura 6.13.- Perfil de las zonas más críticas para el análisis en el Rocfall del talud ubicado en el lado derecho del km 237+000.

Del talud derecho solo se realizó el análisis para la zona más crítica que se identifica con la cota 1+100 tal como se puede observar en la Figura 6.13, mientras que para el talud del lado izquierdo se realizó el análisis en dos zonas, la más crítica y la menos crítica. Para este caso también se hicieron análisis para 5, 50 y 100 bloques, presentando los resultados del gráficamente con 100 fragmentos en este apartado y el resto en el Anexo 8-D. Para el primer análisis los parámetros de entrada se resumen en la Tabla 6.7, observándose que los materiales que se emplearon para el modelado solo fueron dos; rocas con suelo y superficies duras con grandes rocas. Debido a que la zona presenta alto grado de fracturación, y los bloques más vulnerables a precipitarse son muy continuos, se asignaron líneas de bloques con pesos entre 5, 50 y 150 kg, distribuidos en la superficie de pendiente del talud, obteniendo los resultados mostrados en la Figura 6.14.

Material	Coefficiente de restitución normal (RN)	Coefficiente de restitución tangencial (RT)	Ángulo de fricción (°)	Rugosidad de la pendiente
Concreto	0.85	0.53	45	3
Asfalto	0.40	0.90	30	3
Rocas con poco suelo	0.33	0.83	30	2
Superficies duras con grandes rocas	0.35	0.85	30	2
Masa de los fragmentos de roca que conforman la superficie del talud (kg):5 Coordenadas de ubicación: (0.8,0.8), (1.5,1.4)				
Masa de los fragmentos de roca que conforman la superficie del talud (kg):150 Coordenadas de ubicación: (1.5,1.4) (3.7,3.46)				
Masa de los fragmentos de roca que conforman la superficie del talud (kg):50 Coordenadas de ubicación: (3.9,4.8), (5,6)				
Velocidad angular (rad/seg): 0		Velocidad horizontal (m/s): 0		Velocidad vertical (m/s): 0
Altura máxima de los fragmentos de roca por rebote de su trayectoria de caída en la coordenada x = 0.5 m				
N° de fragmentos		5	50	100
h máxima de salto (m)		0.15	0.15	0.2

Tabla 6.7.- Parámetros de entrada para el análisis del km 237+000, lado derecho, cota 1+100, dirección México-Guadalaiaara.

Como resultado se observa que los fragmentos de roca no presentan mucha energía cinética, en gran parte por la poca altura del talud lo que no favorece mucho esta acción, los materiales con los que se colisionan absorben la energía ya que se trata de suelos con rocas y de tamaños pequeños. En la gráfica de barras que se muestra en el centro de la Figura 6.14, se puede observar que la mayoría de los bloque se quedan estáticos dentro de la cuneta y acotamiento, y que la altura máxima del salto en el punto es bajo, por lo que se pudiera proponer un muro para su mitigación, por lo que solo se





tendría que hacer el análisis con respecto a la energía cinética que este debería resistir en cuanto al impacto o posterior a los empujes que el material acumulado pudiera generar (Fig. 6.14)

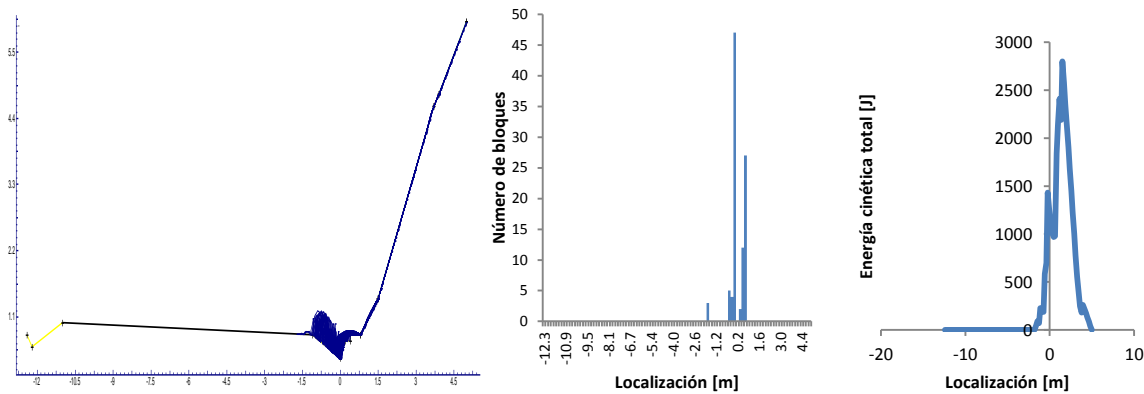


Figura 6.14.- Trayectorias; cantidad de bloques y energía cinética en puntos determinados de las trayectorias después del análisis en el 237+000, lado derecho, cota 1+100, dirección México-Guadalajara.

Para el talud izquierdo se analizó el punto menos crítico que es el de la cota 0+080 con la finalidad de saber si esa zona presenta problemas, en caso de ser así, por lógica las demás zonas presentarían problemas con mayor posibilidad, ya que los materiales que los conforman tienen las mismas características físicas y mecánicas, y las pendientes en cuestión a su inclinación también se asemejan, la única variación es la altura a lo largo del talud; aunque para diseño se toma la zona considerada más crítica y que se identifica con la cota 0+220 en la figura 6.15.

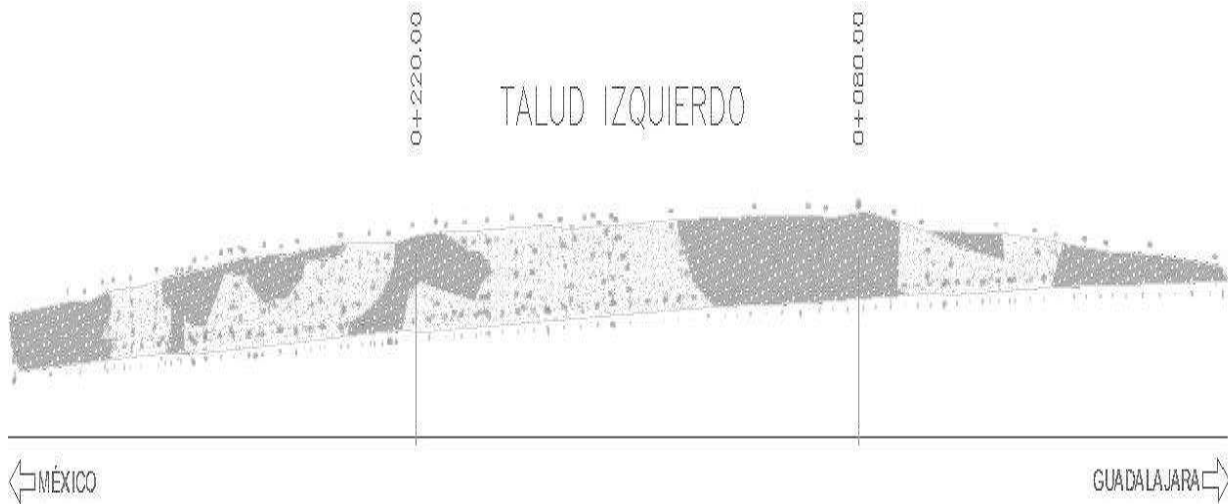


Figura 6.15.- Perfil de las zonas más críticas para el análisis en el Rocfall del talud ubicado en el lado izquierdo del km 237+000.

Los análisis para este talud, también se hicieron con 5, 50 y 100 bloques, mostrando los resultados gráficos con 100 bloques, algunos resultados se muestran en esta sección y el resto en el Anexo 8-C. En base a los resultados que representan las Figuras 6.16 y 6.17, se deduce que hay la probabilidad de presentar problemas, ya que los resultados de los análisis con 5 y 50 bloques indican que los



fragmentos quedaban en reposo al pie del talud y muy poco afectan en la zona de drenaje, por lo que no existe problemática considerable, ver Tablas 6.8 y 6.9.

Si bien se sabe y si los fragmentos no se retiran del puto en el que reposan después de caídos, los bloques posteriores colisionan con estos y pueden tener un rebote mayor, generando a ser proyectados a puntos más retirados y a la vez a sobresaturar el punto de reposo de ambos, acumulando grandes volúmenes; lo ya mencionado se puede observar en la Figura 6.16 y 6.17 que se llega a un punto en el cual si no resultaron perjudiciosos los primeros bloques, los posteriores causan tanto daño como si hubieran alojado directamente sobre la superficie de rodadura, causando peligros y riesgos a los usuarios.

Material	Coefficiente de restitución normal (RN)	Coefficiente de restitución tangencial (RT)	Ángulo de fricción (°)	Rugosidad de la pendiente
Concreto	0.85	0.53	45	3
Asfalto	0.40	0.90	30	3
Ladera de suelo con poca vegetación	0.32	0.83	28	2
Superficies duras con grandes rocas	0.35	0.85	30	2
Masa de los fragmentos de roca que conforman la superficie del talud (kg): 200				
Coordenadas de ubicación: (4.4,7.7), (4.8,9), 5.7,10.1)				
Velocidad angular (rad/seg): 0	Velocidad horizontal (m/s): 0		Velocidad vertical (m/s): 0	
Altura máxima de los fragmentos de roca por rebote de su trayectoria de caída en la coordenada x = 0.5 m				
N° de fragmentos	5	50	100	
h máxima de salto (m)	0.64	0.68	0.68	

Tabla 6.8.- Parámetros de entrada para el análisis del km 237+000, lado izquierdo, cota 0+080, dirección México-Guadalaiaara.

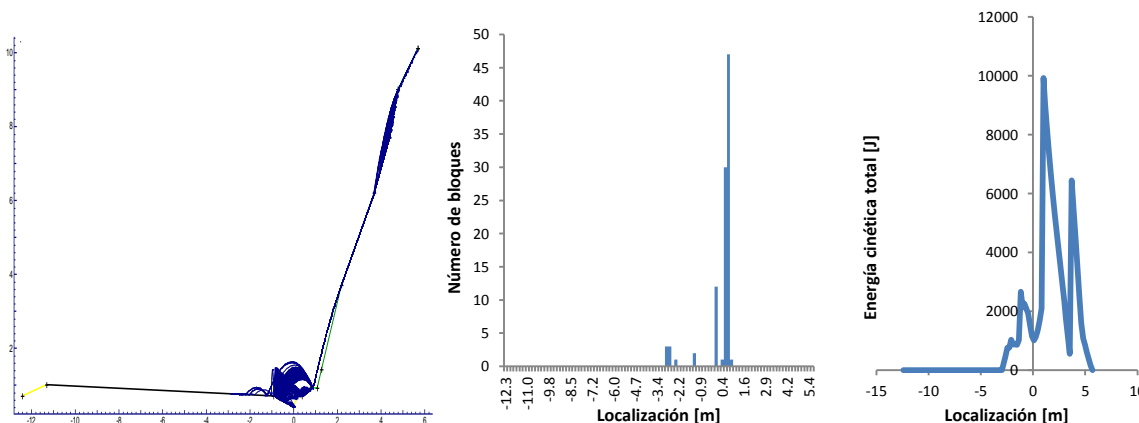


Figura 6.16.- Trayectorias; cantidad de bloques y energía cinética en puntos determinados de las trayectorias después del análisis en el km 237+000, lado izquierdo, cota 0+080, dirección México-Guadalajara.



Material	Coefficiente de restitución normal (RN)	Coefficiente de restitución tangencial (RT)	Ángulo de fricción (°)	Rugosidad de la pendiente
Concreto	0.85	0.53	45	3
Asfalto	0.40	0.90	30	3
Ladera de suelo con poca vegetación	0.32	0.83	28	2
Superficies duras con grandes rocas	0.35	0.85	30	2
Masa de los fragmentos de roca que conforman la superficie del talud (kg): 200				
Coordenadas de ubicación: (4,6,7.6), (5,8,10.7), (8,2,13.3)				
Velocidad angular (rad/seg): 0	Velocidad horizontal (m/s): 0		Velocidad vertical (m/s): 0	
Altura máxima de los fragmentos de roca por rebote de su trayectoria de caída en la coordenada x = 0.5 m				
N° de fragmentos	5	50	100	
h máxima de salto (m)	0.2	0.18	0.18	

Tabla 6.9.- Parámetros de entrada para el análisis del km 237+000, lado izquierdo, cota 0+220, dirección México-Guadalajara.

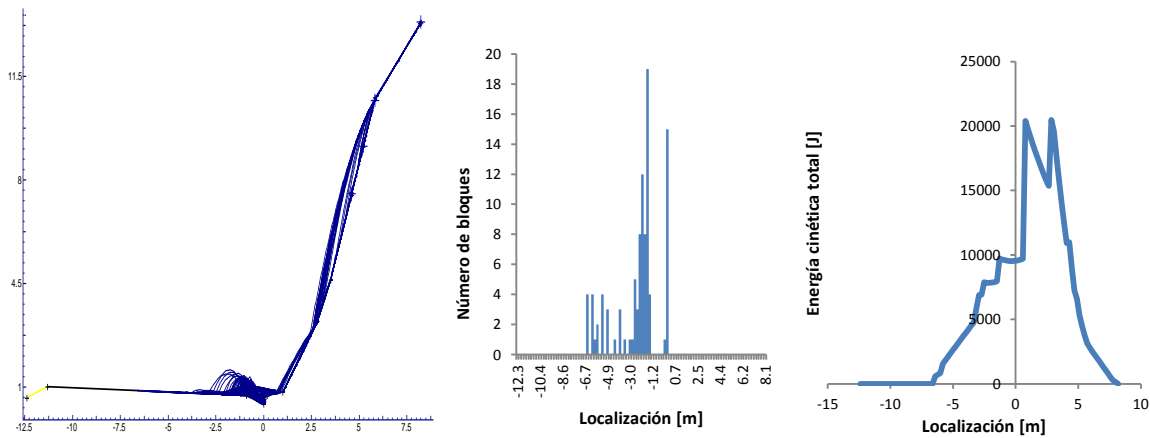


Figura 6.17.- Trayectorias; cantidad de bloques y energía cinética en puntos determinados de las trayectorias después del análisis en el km 237+000, lado izquierdo, cota 0+220, dirección México-Guadalajara.

Una vez estudiados los taludes, y definido si existe amenaza y riesgo, los criterios para considerar un método de estabilización o mitigación del problema en cuestión a este modelado, se obtiene principalmente analizando los puntos menos críticos de cada talud, los cuales si presentan problemas, por consiguiente los puntos más críticos presentaran aun mayor problema, que en cuestión de diseño se deberán tomar los valores de energía cinética y de altura de salto de su trayectoria en la caída de los fragmentos del punto en el que se quiera establecer el diseño o propuesta del sistema de prevención de control o estabilización.

Existen varias formas de enfocar y resolver cada problema específico y la metodología que se requiere emplear dependiendo de las condiciones que se presenten en la zona, aunque puede existir alguna solución que pueda envolver en todos los posibles problemas. Principalmente para este análisis de caídas de rocas, se deberá eludir la amenaza, que consiste en evitar que los elementos en riesgo sean expuestos a la amenaza de caída, controlando la amenaza activa antes de que se





produzca el riesgo a personas o vehículos. Una vez eludida la amenaza y controlado el riesgo, se procede a implementar el sistema o combinación de sistemas de estabilización más apropiados.

En este caso en particular y deduciendo que los taludes que se ubican en el km 232+000 no tienen posibilidad para la construcción de muros de contención por falta de espacio en su base y porque las alturas de saltos son muy altas, lo que requerirían muros de gran altura de tal manera que los bloques no lo brinquen, una trinchera tampoco es viable ya que el ancho y profundidad de las trincheras está relacionado con la altura y la pendiente del talud (Ritchie, 1963); en taludes con pendiente superior a 75° , el desprendimiento de bloques de roca tienden a permanecer muy cerca de la superficie del talud; para taludes con pendientes de 55 a 75° tienden a saltar y rotar, lo que requeriría una mayor dimensión de la trinchera, en cuestión de bermas el problema es que el volumen de material por remover es grande.

Por lo tanto la mejor opción para ambos taludes del km 232+000 tal y como se puede observar en la Figura 6.18, es la colocación de malla de triple torsión y anclada, la ventaja de la misma es que adopta la forma de la superficie del talud, ya que esta debe estar cuanto más posible adherida a la superficie de la zona en que se esté implementando, para evitar tolerancia a que los bloques puedan tener desplazamientos o desprenderse, otra ventaja es que se puede emplear en taludes moderadamente empinados. Cabe mencionar de gran importancia que la realización de un seguro y continuo anclaje debe efectuarse en toda el área de afectación, así mismo en la cima y al pie del talud donde también se debe prever la posibilidad de descarga de pequeños bloques acumulados.

Si por exceso de dimensión, en cuanto a las longitudes de la malla y anclaje existe problema, es recomendable colocar cables metálicos de espesor adecuado en base al diseño y entre la unión de dos redes y anclados al macizo rocoso, de tal manera que refuerce y uniformice más las posibles cargas. En cuanto a los anclajes, se colocarían bulones que son considerados como anclajes pasivos, las dimensiones dependerían de los resultados obtenidos por el diseño, aunque en base a las observaciones que se realizaron en campo algunas zonas presentan alto grado de fracturación y otras presentan discontinuidades muy prolongadas, por la elección de las dimensiones y capacidades del bulón dependerán de esas condiciones, de ser necesario y si la discontinuidad lo amerita, será necesario inyectar concreto para confinar los bloques e incrementar la resistencia al esfuerzo cortante.

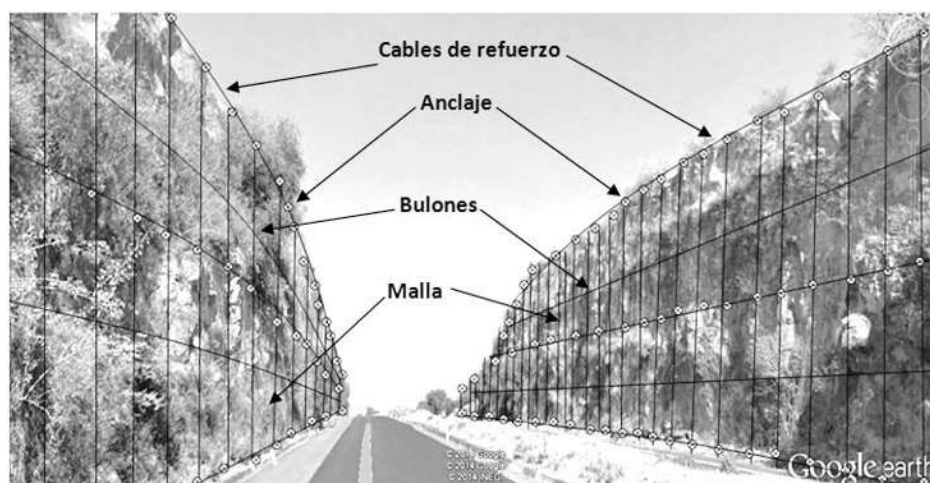


Figura 6.18.- Estabilización de los taludes del km 232+000 con malla de triple torsión, reforzados con cables en los bordes de la malla, anclajes pasivos y bulones.





En base a las características que se presentan en los taludes ubicados en el km 232+000 en la dirección México-Guadalajara, la propuesta de estabilización o atenuación al problema de estabilidad en cuestión de caídas de rocas se hace más complejo del lado izquierdo, ya que del lado derecho el problema se solucionaría con la construcción de un muro de contención, con capacidad para soportar una energía de 2800 J y que su altura se defina en base a la posible acumulación de caídos en un determinado tiempo o con la colocación de malla de triple torsión sujeta mediante bulones y con cables de refuerzo en sus extremos y junta entre dos mallas tal y como se muestra en la Figura 6.19.

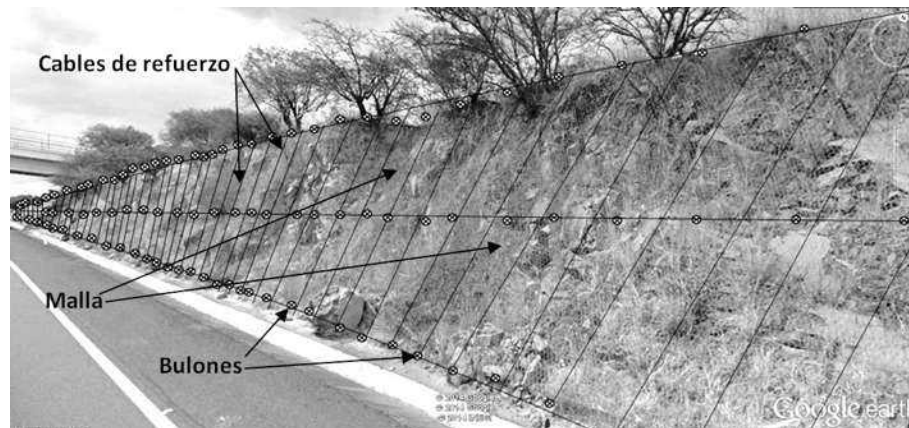


Figura 6.19.- Estabilización del talud derecho del km 237+000 con malla de triple torsión, refuerzo con cables en los bordes de la malla y bulones.

Para el talud del lado izquierdo del km 237+000, si se recuerda este está conformado en su mayor parte por brecha volcánica, por lo que también se analizó por otro método el cual se presenta en la sección o apartado 6.3, analizándose la parte de suelo; aunque cabe mencionar que en cuestión de roca la colocación de malla de triple torsión pero sujeta con anclajes.





6.3.- GEOSTUDIO

La estabilidad de taludes es un problema de equilibrio ya que cuando la masa de tierra está a punto de fallar, las fuerzas que producen el movimiento tienden a ser iguales a la resistencia al corte que opone la masa a ser movida. Debido a la geometría irregular de la masa y al complejo sistema de fuerzas que hay en un problema real, utilizar los métodos de análisis directo tal como para determinar el empuje de tierras, son muy complejos, por lo que en vez de esto es más rápido emplear un sistema de tanteo para determinar el factor de seguridad (FS) en un proyecto tentativo o la falla potencial de un talud existente.

Para lo cual se supone una superficie de falla potencial, se introducen los datos en cuanto a la resistencia al esfuerzo cortante y condiciones hidrológicas que actúan sobre el material que lo compone, para posteriormente analizar el problema, una vez analizado, se determinan las fuerzas que actúan en el suelo limitado por la superficie de falla y obteniendo a la vez el FS de ese segmento. Si se prueban por diferentes métodos, el método en que el FS sea menor, será teóricamente el efectivo. Sin embargo, en la práctica el factor menor se encuentra analizando diferentes puntos.

En la Figura 6.20 se pueden observar tres perfiles del lado izquierdo del tramo del km 232+00, que fueron analizados mediante el software GeoStudio ya que su composición es principalmente de suelo limoso, lo cual se dedujo tomando tres muestras de tres diferentes zonas, obteniendo tres diferentes características mecánicas del suelo, utilizándolas para cada modelado. Una vez modelado y analizado por los 5 diferentes métodos que permitió el software, se obtuvo el círculo de la posible falla del talud así como cinco factores de seguridad, dependiendo del método, los cuales se resumen en las Tablas mostradas en la Figura 6.20.

Realizando una comparación entre las figuras de cada inciso, se puede observar que son probables a presentar los tres tipos de falla que pueden ocurrir en un talud, de acuerdo a la zona más crítica; el perfil del inciso “a” presenta una falla al pie del talud en base al método de Bishop y con un FS crítico de 0.976; el perfil que se identifica con el inciso “b” es más vulnerable a presentar falla profunda con un FS crítico de 0.861 según Jambu; mientras que el talud que se identifica con el inciso “c” pudiera tener una falla de talud, aunque sus FS indican que la probabilidad se resume a cero.

Es posible identificar con los incisos “a” y “b” los taludes vulnerables a presentar falla, y aunque en ambos perfiles según el FS crítico se pueden mantener en equilibrio en cuanto a las fuerzas cortantes actuantes, pero cabe mencionar que para este tipo de estructuras y para los riesgos es considerable un FS, igual o superior a 1.5, por lo que se requiere determinar y diseñar un sistema o método de estabilización que pueda garantizar un FS adecuado. Mientras que para el talud que se identifica mediante el inciso “c” se considera totalmente estable según los FS obtenidos en el análisis, que de hecho la forma cóncava de su pendiente favorece de forma considerable las condiciones para su estabilidad, por lo que no requeriría en cuanto al aspecto de deslizamiento un método de estabilización.



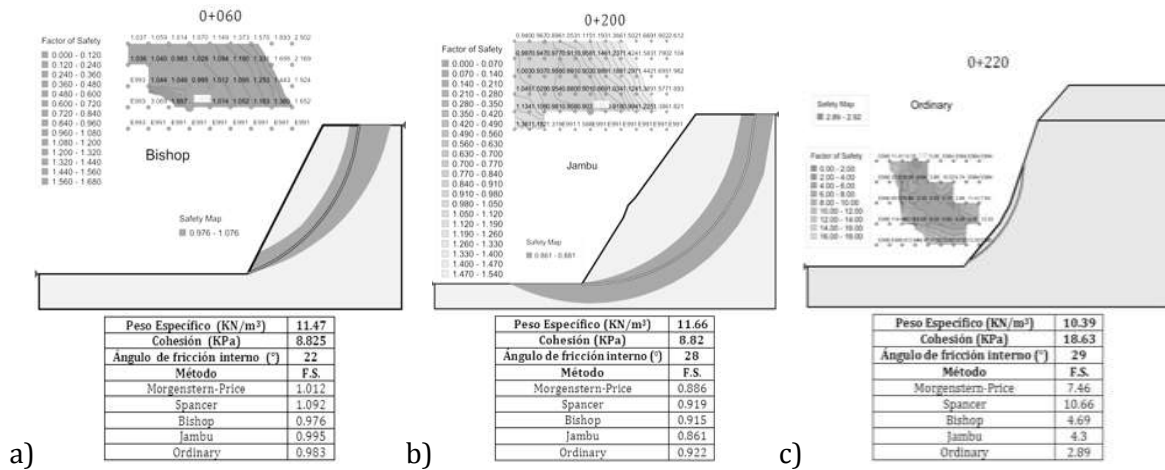


Figura 6.20.- Parámetros y resultados de los círculos de posibles fallas obtenidos mediante el análisis, del talud izquierdo ubicado en el km 237+000.

Con respecto al perfil de la cota 0+240 se realizó el análisis incorporando los parámetros mecánicos de los tres tipos de suelo involucrado, siendo el estrato más bajo el suelo de menos resistencia, la parte central del talud por un material de calidad media en relación a su resistencia y un pequeño estrato que conforma la cima, con los parámetros de mayor resistencia.

Según se observan y se resumen los resultados en la Figura 6.21, se dice que el talud se encuentra en condiciones de equilibrio según los FS obtenidos mediante los cinco métodos de análisis, por lo que se resume como un FS = 1. Lo que indica que para la estabilidad de taludes de alto riesgo, el FS debe ser igual a 1.5. También se puede observar, que el círculo de falla generaría un deslizamiento de talud mientras que la zona crítica en general presenta vulnerabilidad a tener una falla de pie de talud. Como ya se mencionó, en base a los resultados el peligro a un deslizamiento existe y por consiguiente se incrementa el riesgo, por lo que es importante mencionar que se requiere de un método de estabilización.

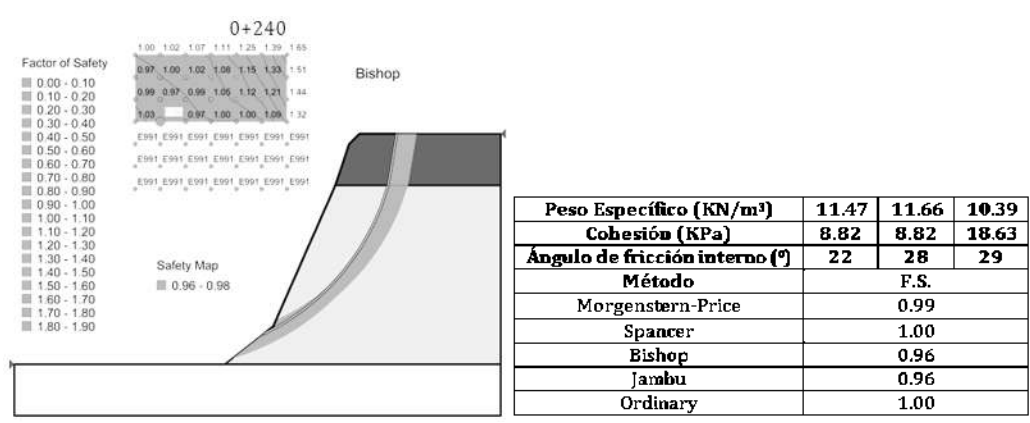


Figura 6.21.- Parámetros y resultados del círculo de posible falla obtenidos mediante el análisis realizado del talud izquierdo ubicado en el km 237+000.

Los resultados obtenidos del modelado indican que la situación del talud es inestable y que requiere de un sistema de estabilización o mitigación. Debido a su complejidad del talud, se propone aplicar





dos métodos de estabilización de acuerdo a sus estratos. Debido a que este talud varía mucho en cuanto a los diferentes tipos de materiales que tiene, por lo que se requiere en los afloramientos rocosos un sistema de malla de triple torsión y reforzadas mediante cables en las fronteras, con características que determinen la estabilidad de los macizos rocosos con anclas y mejoramiento para suelos con anclajes.

Estos servirán como refuerzo para la colocación de mallas electrosoldadas en el material de suelo para posteriormente colocar concreto lanzado tal como se representa en la Figura 6.22, indicando que los anclajes según el diseño deberán mantener un espaciado suficiente entre sí para poder tener una distribución de esfuerzo de manera uniforme. Lo que en comparación de un muro de contención o geomallas, se evitaría la erosión del suelo y mantendría en conjunto con los macizos rocosos una masa consolidada y drenada.

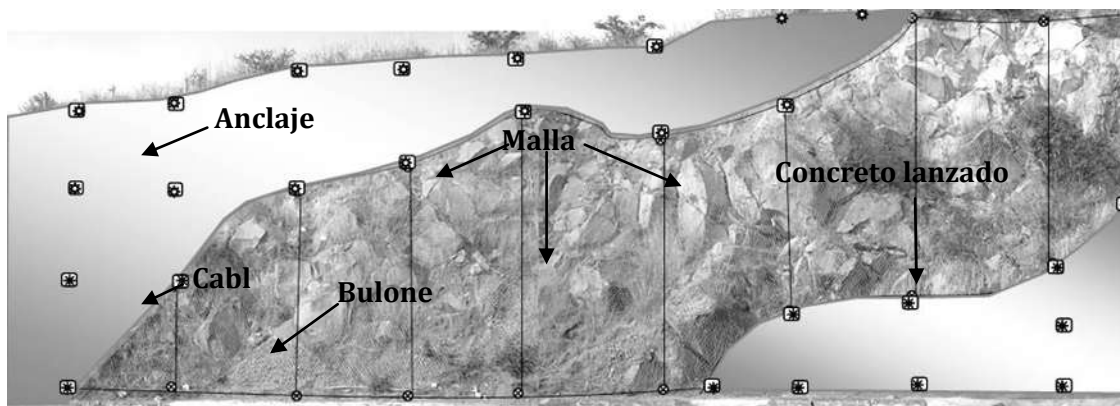


Figura 6.22.- Parámetros y resultados del círculo de posible falla obtenidos mediante el análisis del talud izquierdo ubicado en el km 237+000.





7.- CONCLUSIONES

Como se mencionó a lo largo del trabajo de investigación, la zona por la cual se ha construido la autopista que conecta las ciudades de México - Guadalajara y en particular el tramo entre el km 232+00 y 237+00, es sumamente compleja desde un punto de vista geológico - geotécnico, ya que el tipo de material que los conforman es muy variado y las condiciones accidentadas de los terrenos volcánicos no adoptan de una manera estable las pendientes y alturas con las que se han realizado los cortes, aunque en gran parte la problemática está en relación de la acción de factores naturales o desencadenantes, produciendo zonas de debilidad con alta susceptibilidad a la erosión y a la inestabilidad, por lo que la probabilidad de que a corto y mediano plazo puedan ocurrir problemas de inestabilidad en la zona son considerables. Con respecto a lo anterior y debido a que la problemática existe se realizaron varios análisis con el propósito de determinar las propiedades de los materiales desde el punto de vista físico como mecánico, al igual se realizó la caracterización geomecánica de las zonas mediante el método de Bieniawski, por último se aplicaron modelados de acuerdo a cada caso, lo que permitió determinar la magnitud del problema..

Del tramo entre los kilómetros 232+000 al 237+000 se analizaron 4 taludes de los cuales, 2 que se localizan en el km 232+000 y que se identifican como talud derecho y talud izquierdo en la dirección México-Guadalajara, presentando características geométricas, talud derecho 202.32 m de longitud, 29.74 m de altura máxima y un buzamiento promedio de 79° con dirección 204°, mientras que el talud izquierdo una longitud de 252.18 m, altura máxima de 32.27 m, buzamiento de 83° y 27° en su dirección.

Los materiales que conforman estos dos taludes se caracterizan por presentarse en cuatro estratos horizontales a lo largo del talud, al pie del mismo se tiene gran cantidad de material producto de la erosión, en algunos casos no se consideró para el análisis. La roca que conforman los taludes es del tipo basáltica, una con mayor porosidad en comparación de la otra, en cuanto a los resultados de la prueba de densidad se observó que son muy próximos entres sí, siendo de 2.74 g/cm³ para roca más compacta y 2.44 g/cm³ para la roca que presenta oquedades.

Con respecto a la prueba de durabilidad, y de acuerdo a la clasificación que presenta González de Vallejo (2004), el material analizado resultó ser de muy alta durabilidad en ambos casos, basado en una la pérdida del 1%, esto obtenido en tres ciclos. Para la prueba de intemperismo acelerado también presentaron insignificantes pérdidas de material, en relación a las cuatro muestras probadas y considerando que se tenían prácticamente dos diferentes tipos de roca, la roca más compacta presentó una pérdida promedio de 0.3 grs. mientras que la más alterada tuvo una pérdida de 0.5 grs. Las resistencias a compresión simple varían entre 59 a 74 MPa para la roca con densidad baja y de 94 a 175 MPa para la roca basáltica maciza. De acuerdo a clasificaciones propuestas por diferentes autores, la roca analizada se considera de dura a muy dura. En relación a los resultados de la prueba a carga puntual la resistencia es buena y considerando la clasificación propuesta por Bieniawski (1973), la resistencia se encuentra en el rango de alta a muy alta.

Una vez obtenidos los resultados de la caracterización de los diferentes taludes en estudio, se pudo realizar el modelado correspondiente, es decir aplicando el Dips y Rockfall. Esta información permite visualizar el contexto de la probabilidad de presentar algunos mecanismos como de cuña principalmente y en cuanto a la caída de fragmentos de roca, existe gran problemática por el hecho no solo de presentar caídos, sino que estos afectan las zonas de transitabilidad de la autopista.





Con respecto a los taludes ubicados en el km 237+000, se tiene una mayor complejidad ya que están conformados por la alternación de forma no tan uniforme de diferentes materiales, de los cuales se tiene una mezcla de macizos rocosos con alto grado de fracturación pero en bloques grandes y brecha, por lo que hacer la iteración suelos roca es más complicado. Las características geométricas de los taludes en este caso son: longitud del talud del lado derecho 140 m y 330 m del lado izquierdo; para el análisis cinemático, lado derecho se analizó con la lectura $66^\circ/206^\circ$, mientras que para el lado izquierdo se tomaron varias lecturas, dependiendo un poco de las características de cada afloramiento, como son $65^\circ/15^\circ$, $57^\circ/22^\circ$, $70^\circ/24^\circ$ y $72^\circ/20^\circ$, por lo que el análisis también se hizo un poco más complejo. Para los análisis se determinaron las características físicas y mecánicas de los materiales de forma individual para posteriormente determinar el comportamiento que se tiene en conjunto.

Primeramente se determinaron las propiedades de la matriz rocosa para ambos taludes, tanto para el talud derecho como el izquierdo, obteniendo resultados cercanos a los obtenidos para los taludes del km 232+000; con respecto a la densidad los valores obtenidos están dentro del rango de 2.1 gr/cm^3 como mínimo y 2.46 gr/cm^3 como máximo. En relación a la resistencia al desgaste que se le aplicó a los diferentes tipos de roca, resultó que la roca maciza se clasifica como de muy alta durabilidad ya que la pérdida fue relativamente mínima, su pérdida fue de 1%, en cambio para la roca alterada su pérdida fue de 1.2%. Para la prueba de intemperismo acelerado su pérdida fue de 0.4 y 0.3 grs en cada muestra. Para la resistencia con esclerómetro de la roca maciza fue de alta con valor promedio de 74 MPa, ahora para la roca alterada resultó ser baja con valor promedio de 44 MPa. En base a los resultados obtenidos mediante la prueba a carga puntual la roca alterada se clasificó de resistencia media con un valor de 5.14 MPa y la roca maciza de resistencia alta obteniendo un valor promedio de 6.24 MPa (Bieniawski 1973).

Con toda la información obtenida se procedió a realizar el modelo con el Dips para los cuatro taludes, se pudo determinar que existen posibles mecanismos de falla del tipo plana, en cuña o por vuelco, en algunos taludes se presentaron posibles fallas que otros no las presentaron pero en la mayoría de los casos se obtuvieron por lo menos dos posibles tipos de falla en un talud, indicando que para el talud derecho del km 232+00 se presentan 2 casos a fallar por vuelco y dos en cuña, con ausencia a presentar falla plana; el talud izquierdo tiene 2 principales casos con posibilidad a presentar falla plana, 1 caso en cuña, y cero casos por vuelco. En el caso de los taludes ubicados en el km 237+000 del lado derecho existen 6 casos a presentar falla plana y un caso a fallar por cuña. Para el talud izquierdo existen 1 posible falla plana, 5 por cuña y a por vuelco. Con respecto al análisis realizado mediante el Rocfall, en la mayoría de los casos se presentaron problemas de afectación a la circulación vehicular con altos niveles de riesgo.

Con respecto a la brecha volcánica y la parte fina, se caracterizaron tres diferentes materiales, uno de ellos es del talud ubicado al lado derecho y los otros dos del talud del lado izquierdo, en cuanto a las pruebas de clasificación del suelo realizadas resultó, que en los tres casos dio un limo con límites líquidos que comprenden entre el 78% hasta el 102%; los pesos volumétricos dieron bajos y oscilan entre 1 y 1.19 ton/m. De las propiedades mecánicas se obtuvo para el talud izquierdo un ángulo de fricción interno resultó de 22° , con una cohesión de 0.09 kg/cm^2 , para el talud del lado derecho se obtuvo un ángulo de fricción interno resultó de 28° y 29° , la cohesión en ambos casos resultó de 0.18 kg/cm^2 .

En la aplicación del GeoStudio se pudo obtener los factores de seguridad para cada caso analizado, ya que en base a ese factor indica si el talud será estable o inestable, recordando que un FS menor a 1 es inestable y si es superior a 1 se considera estable, pero depende bajo a que condiciones de seguridad o sobre que riesgos se estén considerando dichos factores de seguridad. Para los taludes en los que se utilizó el GeoStudio, los resultados obtenidos se tienen que para las condiciones de





mayor riesgo a presentar una falla tiene un F.S.= 0.86, aunque en la mayoría de los casos el F.S. oscila entre 0.96 y 1; el posible deslizamiento más crítico puede tener volumen de 142.1 m³ de material deslizado, mientras que para el menos crítico presentaría un volumen de 22.33 m³, el riesgo es alto según los requerimientos de diseño a lo que Suarez Díaz (1998), indica y que se indica en la Tabla 7.1, ya que cuando se tienen altos riesgos el valor del factor de seguridad debe ser de 1.5, lo que indica que la resistencia al corte disponible supera en un 50% más al esfuerzo al cortante actuante, por lo que se debe de implementar algunas medidas de mitigación para determinar un factor de seguridad requerido, por lo que es necesario realizar unas recomendaciones.

Caso	Factor de seguridad para cargas estáticas
Pérdida de vidas humanas al fallar el talud.	1.5
Pérdida de más del 30% de la inversión de la obra específica o pérdidas considerables importantes.	1.3
Pérdidas económicas no muy importantes.	1.2
La falla del talud no causa daños.	1.1

Tabla 7.1.- Criterios generales para seleccionar un factor de seguridad para el diseño de taludes (Suarez Díaz, 1998).

Recomendaciones

Con respecto a los resultados obtenidos del estudio y en relación a la zona mencionada, cualquier corte realizado en ese tramo, podría tener condiciones de inestabilidad que deben ser atendidas oportunamente con medidas adecuadas de excavación ya sea en la cresta del talud o construyendo alguna berma, o como soporte y contención mediante mallas de triple torsión ancladas con bulones y anclajes, o barreras de contención que al igual pueden ser muros de gavión o concreto reforzado, dependiendo del tipo y calidad del material de que se trate y con respecto al diseño que se realice, así mismo bajo la condición hidrológica y de geología-estructural, es conveniente mitigar mediante anclajes una vez calculado la magnitud de la falla, recordando que es una zona con fallas locales y que de cierta forma pueden repercutir en la seguridad del usuario.

Si bien se sabe las condiciones hidrológicas afectan significativamente cualquier obra de infraestructura por lo que se deben de implementar obras de manejo de agua como cunetas, contra cunetas y bajadas de agua con disipadores, así como los conductos drenantes del interior del talud, ya que no han sido implementados en todos los cortes y taludes, aunque algunos de ellos si están presentes, pero la función como tal no la desempeñan por falta de mantenimiento. La mayoría de los taludes en su totalidad no han sido revestidos con concreto, por lo que es importante desde las crestas de los taludes implementar este tipo de recubrimiento y con el fin de impermeabilizarlos y controlar así la saturación y erosión de los materiales.





BIBLIOGRAFÍA

- ASTM C127-04, Standard Test Method for Density, Relative Density (Specific Gravity), and Absorption of Coarse Agregate.
- ASTM 4644 - 04 Standart Practice For Preparation of Rock Slabs for Durability
- ASTM D 5731 – 05 Standart Test Method for Determination of the point load strenght Index of Rock.
- ASTM C 88 – 99A Standard Test Method for Soundness of Aggregates by Use of Sodium Sulfate or Magnesium Sulfate.
- Alcántara Ayala I., Echavarría Luna A., Gutiérrez Martínez C., Domínguez Morales L., Noriega Rioja I. (2001). Inestabilidad de laderas. CENAPRED.
- Arreygue Rocha E. (2002). Análisis geomecánico de la inestabilidad del escarpe La Paloma, en la Ciudad de Morelia, Michoacán, México. Revista Mexicana de Ciencias Geológicas, Vol. 19 Instituto de investigaciones metalúrgicas, UMSNH, pp 91-106.
- Arreygue Rocha E. (2005). Anclajes, tirantes y otras obras de prevención para la inestabilidad de taludes en macizos rocosos. Ciencia Nicolaita Vol. 42 Instituto Coordinación de la Investigación Científica, UMSNH, pp 145-160.
- Alva Hurtado Jorge E. (2006), Estabilización de taludes en roca. Colegio de ingenieros del Perú.
- Ayala Carcedo F. J. (1986), Manual de taludes. Instituto geológico y minero de España.
- Ayala Carcedo Francisco J. (1987), Manual de ingeniería geológica. Instituto Tecnológico GeoMinero de España.
- Alonso E., Corominas J., Hurlimann M. (2013), Volumen I. VIII Simposio Nacional, Palma de Mallorca. pp. 183-484, 639-726, 949-1044.
- Bieniawski Z. T. (1974). Estimating the strength of rock materials. Journal of the South African Institute of Mining and Metallurgy.
- Bieniawski, Z. T. (1989). Engineering rock mass classifications. Jhon Wiley and Sons, Inc.
- Babín Vich Rosa Blanca, Gómez Ortiz David (2010). Problemas de Geología Estructural, Cap. 3 Orientación y proyección de líneas en el espacio. Madrid.
- Belandria Norly, Bongiorno Francisco (2012). Clasificaciones geomecánicas de los macizos rocosos según: Bieniawski, Hoek Y Brown, Barton y Romana. Universidad de los Andes.
- Candela González J. Sistemas de estabilización de taludes y laderas. Grupo Terratest.
- Crespo Villalaz (2004), Mecánica de suelos y cimentaciones. Editorial Limusa, México.
- Cruden D.M. (1991). A simple definition of a landslide. IAEG Bull., 43, 27-29.
- Dorren, L.K.A., Domaas, U., Kronholm, K., Labiouse, V. 2011. Methods for predicting rockfall trajectories and run-out zones. In: S. Lambert & F. Nicot (eds.). Rockfall engineering. ISTE Ltd. / John Wiley & Sons Inc.: pp. 143 - 173.
- F. de Matteis Álvaro (2003), Estabilidad de taludes. Universidad Nacional de Rosario Facultad de Cs. Exactas, Ingeniería y Agrimensura.
- Goodman R.E. (1980). Introduction to Rock Mechanics. John Wiley & Sons Ltd., New York. 562 pp.
- Herrera Rodríguez Fernando (2000), Análisis de estabilidad de taludes. Geotecnia.
- Hunter GJ; Fell R, 2003, The deformation behaviour of embankment dams UNICIV Report, R-416, School of Civil & Environmental Engineering, UNSW, Sydney Australia
- Israde Alcántara Isabel, Garduño Monroy Víctor Hugo, Murillo Ortega Rosario (2002). Paleoambiente lacustre del cuaternario tardío en el centro del lago de Cuitzeo. Hidrológica 2002, Vol. 12 Instituto de investigaciones metalúrgicas, UMSNH, pp 61-78.





- Juárez Badillo Y Rico Rodríguez (2005), Mecánica de suelos tomo I. Editorial Limusa, México
- Kenichi Soga James K. Mitchell (2005). Fundamentals of Soil Behavior. John Wiley & Sons, Inc.
- Karl Terzaghi (1996), Soil Mechanics in Engineering Practice, John Wiley & Sons, INC. N.Y.
- Lisle Richard J., Lesion Peter R. (2002). Técnicas de proyección estereográfica para geólogos e ingenieros civiles.
- Lambe Willian (1997). Mecánica de suelos. Edit. Limusa. P. 177-210.
- Mora Ortiz, R., Rojas González, E. (2009). Análisis del efecto del humedecimiento en la falla de talud en el Km 240+000 del cuerpo A de la autopista Cuernavaca-Acapulco.
- M-MMP-1-01/03, "Métodos de muestreo y prueba de los materiales".
- M-MMP-1-03/03 "Secado, disgregado y cuarteo de las muestras".
- AASHTO T 99, T 180, T 134, "Compactación de suelos - Próctor"
- UNE 103402:1998, "Determinación de los parámetros resistentes de una muestra de suelo en el equipo triaxial"
- Medina Barrera F., De León Gómez H., Masuch Oesterreich D. (1998). Análisis cinemático de cortes de carreteras en la sierra Madre Oriental, Noreste de México.
- Méndez Mare (2009), Tratamiento de los taludes y laderas montañosas del ferrocarril de Lleida a la población de Segur.
- Murillo Tomas, Ortuño Luis (2010). Anclajes y bulones. Madrid, España.
- Martínez Reyes Juventino, Nieto Samaniego Angel (1990). Efectos geológicos de la tectónica reciente en la parte central de México. Revista, Vol. 9, núm 1, Univ. Nal. Autón. México, Inst. Geología, pp 33-50.
- García Aníbal O. (2003). Acerca del coeficiente de restitución. La Revista N°7, Ingeniería Mecánica y Electricista de la ciudad de Buenos Aires.
- Esbert R. M., Alonso F. y J. Ordaz J. (2008). La petrofísica en la interpretación del deterioro y la conservación de la piedra de edificación. Trabajos de Geología, Universidad de Oviedo, 28 : 87-95
- Rosales Garzón S. (2011). Análisis de la amenaza de caída de rocas a partir del estudio de huellas de impacto sobre carreteras. Dyna, año 78, Nro. 169, pp. 230-238. Medellín, Octubre, 2011. ISSN 0012-7353.
- Ramírez Oyeanguren, L. A. Monge (2004). Fundamentos e Ingeniería de Taludes. Universidad Politécnica de Madrid.
- Suárez Díaz J. (1998). Deslizamientos y Estabilidad de Taludes en Zonas Tropicales. Instituto de Investigaciones sobre Erosión y Deslizamientos. UIS, Colombia. Cap. 1, 4, 5 y 14.
- Ucar Navarro R. (2002), Manuel de anclajes en obras de tierra. Facultad de Ingeniería Mérida Venezuela.

PÁGINAS WEB:

<http://www.forbes.com.mx/sites/infraestructura-carretera-y-competitividad/>

<http://www.economia.gob.mx/comunidad-negocios/competitividad-normatividad/indices>





ANEXOS

Anexo 1-A (Prueba de desgaste, km 232+000)

Prueba desgaste de las muestras del km 232+000											
Muestra	Roca	Peso antes del ciclo 1 (grs)	Peso antes del ciclo 2 (grs)	ID1 (%)	Clasificación	Peso antes del ciclo 3 (grs)	ID2 (%)	Clasificación	Peso después del ciclo 3 (grs)	ID3 (%)	Clasificación
10	Densa	512.7	510.5	99.57	Muy alta	509.80	99.43	Muy alta	509.30	99.34	Muy alta
11	Porosa	478	476.4	99.67	Muy alta	475.40	99.46	Muy alta	475.10	99.39	Muy alta
12	Porosa	479.9	477.9	99.58	Muy alta	476.80	99.27	Muy alta	476.40	99.27	Muy alta
13	Densa	497.2	493.7	99.30	Muy alta	492.20	98.99	Muy alta	491.60	98.87	Muy alta
Promedio del desgaste			Densa	99.43	Muy alta	500.92	99.21	Muy alta	500.37	99.10	Muy alta
			Porosa	99.62	Muy alta	476.10	99.36	Muy alta	475.75	99.33	Muy alta

Anexo 1-B (Prueba de desgaste, km 237+000)

Prueba desgaste de las muestras del km 237+000											
Muestra	Roca	Peso antes del ciclo 1 (grs)	Peso antes del ciclo 2 (grs)	ID1 (%)	Clasificación	Peso antes del ciclo 3 (grs)	ID2 (%)	Clasificación	Peso después del ciclo 3 (grs)	ID3 (%)	Clasificación
1	Densa	451.60	450.30	99.71	Muy alta	449.40	99.51	Muy alta	448.70	99.36	Muy alta
4	Porosa	453.20	452.40	99.82	Muy alta	451.10	99.54	Muy alta	450.50	99.40	Muy alta
7	Porosa	403.90	403.00	99.78	Muy alta	401.10	99.31	Muy alta	400.10	99.06	Muy alta
8	Densa	486.50	485.50	99.79	Muy alta	485.00	99.69	Muy alta	484.30	99.55	Muy alta
9	Densa	410.10	408.80	99.68	Muy alta	406.60	99.15	Muy alta	405.70	98.93	Muy alta
Promedio del desgaste			Densa	99.73	Muy alta	445.84	99.45	Muy alta	445.07	99.28	Muy alta
			Porosa	99.80	Muy alta	425.37	99.42	Muy alta	424.55	99.23	Muy alta





Anexo 2-A (Intemperismo Acelerado, km 232+000)

Intemperismo acelerado talud del km 232+000												
Muestra No.	Elemento	Peso inicial (grs)	Peso después del primer ciclo (grs)	1er ciclo %P	Peso después del segundo ciclo (grs)	2do ciclo %P	Peso después del tercer ciclo (grs)	3er ciclo %P	Peso después del cuarto ciclo (grs)	4to ciclo %P	Peso después del quinto ciclo (grs)	5to ciclo %P
10	1	65.1	65.2	-0.154%	65	0.154%	65	0.154%	64.9	0.307%	64.8	0.461%
	2	68.9	69.1	-0.290%	69.3	-0.581%	69	-0.145%	69	-0.145%	68.9	0.000%
	3	70.3	70.5	-0.284%	70.2	0.142%	70.1	0.284%	70	0.427%	70	0.427%
	4	64.6	64.7	-0.155%	64.5	0.155%	64.2	0.619%	64.1	0.774%	64.1	0.774%
	5	65.9	66	-0.152%	66.2	-0.455%	66	-0.152%	66.1	-0.303%	65.9	0.000%
	6	77.5	77.6	-0.129%	77.3	0.258%	77.5	0.000%	77.2	0.387%	77.1	0.516%
	7	50.4	50.6	-0.397%	50.3	0.198%	50.3	0.198%	50.1	0.595%	50	0.794%
	8	72.1	72.2	-0.139%	72.4	-0.416%	72.1	0.000%	72	0.139%	72	0.139%
	9	66.1	66.2	-0.151%	66	0.151%	65.9	0.303%	65.9	0.303%	65.9	0.303%
Promedio de la muestra		66.76	66.9	-0.206%	66.8	-0.044%	66.677	0.140%	66.58	0.276%	66.52	0.379%
11	1	76.4	76.4	0.000%	76.1	0.393%	76.2	0.262%	76.1	0.393%	76	0.524%
	2	58.1	57.8	0.516%	57.8	0.516%	57.7	0.688%	57.8	0.516%	57.8	0.516%
	3	61.7	62.1	-0.648%	61.7	0.000%	61.4	0.486%	61.5	0.324%	61.8	-0.162%
	4	61.2	61.5	-0.490%	61.7	-0.817%	61.1	0.163%	61.1	0.163%	61.1	0.163%
	5	68.2	68.5	-0.440%	68.3	-0.147%	68.1	0.147%	68.4	-0.293%	68	0.293%
	6	42	42.1	-0.238%	42	0.000%	41.8	0.476%	41.8	0.476%	42	0.000%
	7	56.3	56.6	-0.533%	56.4	-0.178%	56.2	0.178%	56.2	0.178%	56	0.533%
	8	48.5	48.6	-0.206%	48.8	-0.619%	48.6	-0.206%	48.5	0.000%	48.6	-0.206%
	9	72.6	72.9	-0.413%	73.3	-0.964%	73.1	-0.689%	73	-0.551%	73	-0.551%
Promedio de la muestra		60.55	60.72	-0.272%	60.67	-0.202%	60.46	0.167%	60.48	0.134%	60.47	0.123%
12	1	47	47.1	-0.213%	47	0.000%	46.8	0.426%	46.7	0.638%	46.5	1.064%
	2	59.1	59.3	-0.338%	59.4	-0.508%	59.1	0.000%	59	0.169%	58.8	0.508%
	3	78.4	78.5	-0.128%	78.3	0.128%	77.9	0.638%	78	0.510%	77.8	0.765%
	4	55.5	55.8	-0.541%	55.3	0.360%	55.2	0.541%	55.3	0.360%	55	0.901%
	5	42.3	42.3	0.000%	42	0.709%	41.8	1.182%	41.6	1.655%	41.8	1.182%
	6	58.3	58.6	-0.515%	58.6	-0.515%	58.4	-0.172%	58.3	0.000%	58	0.515%
	7	53.9	54.2	-0.557%	53.9	0.000%	53.7	0.371%	53.5	0.742%	53.5	0.742%
	8	53	53.1	-0.189%	53.4	-0.755%	53	0.000%	52.9	0.189%	52.6	0.755%
	9	49.6	49.8	-0.403%	49.9	-0.605%	49.8	-0.403%	49.8	-0.403%	49.7	-0.202%
Promedio de la muestra		55.23	55.41	-0.320%	55.31	-0.132%	55.07	0.287%	55.01	0.429%	54.85	0.692%
13	1	75.6	76	-0.529%	75.5	0.132%	75.4	0.265%	75.3	0.397%	75.1	0.661%
	2	50.5	50.7	-0.396%	50.8	-0.594%	50.4	0.198%	50.5	0.000%	50.3	0.396%
	3	56.8	57.1	-0.528%	57	-0.352%	56.7	0.176%	56.3	0.880%	56.4	0.704%
	4	49.8	50	-0.402%	49.9	-0.201%	49.8	0.000%	49.6	0.402%	49.2	1.205%
	5	54.1	54.5	-0.739%	54.5	-0.739%	54	0.185%	53.7	0.739%	53.6	0.924%
	6	55	55.1	-0.182%	55.4	-0.727%	55	0.000%	54.8	0.364%	54.8	0.364%
	7	52	52.3	-0.577%	52	0.000%	51.8	0.385%	51.8	0.385%	52	0.000%
	8	49.3	49.5	-0.406%	49.2	0.203%	49	0.609%	49.1	0.406%	48.7	1.217%
	9	52.7	53	-0.569%	52.8	-0.190%	52.5	0.380%	52.1	1.139%	52	1.328%
Promedio de la muestra		55.08	55.35	-0.481%	55.23	-0.274%	54.95	0.244%	54.8	0.523%	54.67	0.756%
Promedio				-0.320%		-0.163%		0.210%		0.341%		0.488%





Anexo 2-B (Intemperismo Acelerado, km 237+000)

Intemperismo acelerado talud del km 237+000												
Muestra No.	Elemento	Peso inicial (grs)	Peso después del primer ciclo (grs)	1er ciclo %P	Peso después del segundo ciclo (grs)	2do ciclo %P	Peso después del tercer ciclo (grs)	3er ciclo %P	Peso después del cuarto ciclo (grs)	4to ciclo %P	Peso después del quinto ciclo (grs)	5to ciclo %P
1	1	108.6	108.7	-0.092%	108.5	0.092%	108.6	0.000%	108.5	0.092%	108.4	0.184%
	2	79.8	79.9	-0.125%	79.7	0.125%	79.9	-0.125%	79.8	0.000%	79.6	0.251%
	3	89.1	89.1	0.000%	89	0.112%	89.1	0.000%	89	0.112%	89	0.112%
	4	93.5	93.5	0.000%	93.4	0.107%	93.4	0.107%	93.2	0.321%	93.1	0.428%
	5	110.7	110.7	0.000%	110.6	0.090%	110.6	0.090%	110.6	0.090%	110.5	0.181%
	6	85.5	85.5	0.000%	85.5	0.000%	85.4	0.117%	85.3	0.234%	85.1	0.468%
	7	101.4	101.5	-0.099%	101.3	0.099%	101.5	-0.099%	101.2	0.197%	101	0.394%
	8	76.1	76.1	0.000%	76	0.131%	76.1	0.000%	76	0.131%	76	0.131%
	9	92.9	93	-0.108%	92.9	0.000%	92.3	0.646%	92.5	0.431%	92.3	0.646%
Promedio de la muestra				-0.047%		0.084%		0.082%		0.179%		0.311%
4	1	53.9	54.1	-0.371%	53.9	0.000%	53.6	0.557%	53.5	0.742%	53.5	0.742%
	2	42.3	42.5	-0.473%	42.2	0.236%	42	0.709%	41.9	0.946%	41.8	1.182%
	3	62.4	62.9	-0.801%	62.7	-0.481%	62.9	-0.801%	62.4	0.000%	62.3	0.160%
	4	75.7	76.3	-0.793%	75.8	-0.132%	76.1	-0.528%	75.8	-0.132%	75.8	-0.132%
	5	50	50.7	-1.400%	50.2	-0.400%	50.4	-0.800%	50.2	-0.400%	49.9	0.200%
	6	70.5	71	-0.709%	70.5	0.000%	71.3	-1.135%	71	-0.709%	71.1	-0.851%
	7	81.1	81.4	-0.370%	81.4	-0.370%	81.4	-0.370%	81.2	-0.123%	79.8	1.603%
	8	40.9	41.2	-0.733%	40.9	0.000%	40.6	0.733%	40.6	0.733%	40.3	1.467%
	9	48	48.4	-0.833%	47.8	0.417%	48.1	-0.208%	47.8	0.417%	47.5	1.042%
Promedio de la muestra				-0.720%		-0.081%		-0.205%		0.164%		0.601%
7	1	67.8	68.4	-0.885%	68	-0.295%	67.3	0.737%	67.3	0.737%	67	1.180%
	2	47.7	48.1	-0.839%	47.5	0.419%	47.1	1.258%	47.1	1.258%	47	1.468%
	3	67.7	68	-0.443%	67.6	0.148%	67.1	0.886%	67	1.034%	67	1.034%
	4	83.6	83.9	-0.359%	83.8	-0.239%	83.8	-0.239%	83.6	0.000%	83.5	0.120%
	5	59.1	59.3	-0.338%	59.3	-0.338%	59.5	-0.677%	59	0.169%	58.7	0.677%
	6	60.8	61.2	-0.658%	61	-0.329%	61.2	-0.658%	61	-0.329%	61	-0.329%
	7	52.7	53	-0.569%	52.8	-0.190%	52.9	-0.380%	52.5	0.380%	52.1	1.139%
	8	46.4	46.6	-0.431%	46.5	-0.216%	46.5	-0.216%	46.3	0.216%	46	0.862%
	9	54.6	55	-0.733%	54.8	-0.366%	54.9	-0.549%	54.5	0.183%	54	1.099%
Promedio de la muestra				-0.584%		-0.156%		0.018%		0.405%		0.805%
8	1	55.5	55.6	-0.180%	55.5	0.000%	55.6	-0.180%	55	0.901%	54.8	1.261%
	2	38.8	38.9	-0.258%	38.8	0.000%	38.9	-0.258%	38.9	-0.258%	39.8	-2.577%
	3	47.6	47.7	-0.210%	47.6	0.000%	47.8	-0.420%	47.5	0.210%	47.3	0.630%
	4	65.4	65.5	-0.153%	65.4	0.000%	65.5	-0.153%	65.4	0.000%	65.3	0.153%
	5	40.7	40.7	0.000%	40.7	0.000%	40.7	0.000%	40.7	0.000%	40.7	0.000%
	6	43.6	43.6	0.000%	43.6	0.000%	43.6	0.000%	43.5	0.229%	43.3	0.688%
	7	59.9	60	-0.167%	59.9	0.000%	60.1	-0.334%	59.7	0.334%	59.5	0.668%
	8	46.4	46.5	-0.216%	46.4	0.000%	46.4	0.000%	46.3	0.216%	46.1	0.647%
	9	38.4	38.5	-0.260%	38.4	0.000%	38.6	-0.521%	38.6	-0.521%	38.4	0.000%
Promedio de la muestra				-0.160%		0.000%		-0.207%		0.123%		0.163%
9	1	64	64.1	-0.156%	64.1	-0.156%	63.8	0.313%	63.7	0.469%	63.5	0.781%
	2	99.2	99.7	-0.504%	99.7	-0.504%	99.3	-0.101%	99.2	0.000%	99	0.202%
	3	101.5	101.8	-0.296%	102	-0.493%	101.7	-0.197%	101.3	0.197%	101.1	0.394%
	4	98.6	99	-0.406%	98.7	-0.101%	98.5	0.101%	98.5	0.101%	98.1	0.507%
	5	78.3	78.8	-0.639%	77.9	0.511%	77.4	1.149%	77.6	0.894%	77.6	0.894%
	6	97.8	98.3	-0.511%	98.3	-0.511%	97.7	0.102%	97.6	0.204%	97.4	0.409%
	7	93	93.2	-0.215%	93.4	-0.430%	93.5	-0.538%	93.7	-0.753%	93.4	-0.430%
	8	88.2	88.4	-0.227%	88.5	-0.340%	88.1	0.113%	88	0.227%	88	0.227%
	9	51.8	52.4	-1.158%	49.9	3.668%	49.9	3.668%	50	3.475%	50.1	3.282%
Promedio de la muestra				-0.457%		0.183%		0.512%		0.535%		0.696%
Promedio				-0.394%		0.006%		0.040%		0.281%		0.515%





Anexo 3-A (Esclerómetro, km 232+000)

Esclerometría km 232+000			
Roca porosa		Roca densa	
Densidad (Kn/m ³)	Resistencia (Mpa)	Densidad (Kn/m ³)	Resistencia (Mpa)
24.15	59.05	25.75	82.35
25.45	79.00	27.08	125.15
24.80	69.03	26.41	125.15

Anexo 3-B (Esclerómetro, km 237+000)

Esclerometría km 237+000			
Roca porosa		Roca densa	
Densidad (Kn/m ³)	Resistencia (Mpa)	Densidad (Kn/m ³)	Resistencia (Mpa)
20.60	40.45	22.94	59.76
20.60	42.25	22.96	64.69
20.69	57.79	24.16	68.52
20.69	58.66	24.16	85.00
20.63	46.22	23.55	68.88





Anexo 4-A (Carga puntual, km 232+000)

Muestras del km 232+000 carga puntual															
Roca sana				Muestra 10											
N° de muestra	w ₁ (mm)	w ₂ (mm)	w (mm)	Carga (psi)	Carga (Kgf)	Carga (N)	D (mm)	D _e (mm)	A (mm ²)	D _e ² (mm ²)	Is Mpa	F	Is 50 Mpa	C	σ _c (Mpa)
1	36.5	44	40.25	25	1693.11	16603.82	37.30	43.72	1501.33	1911.55	8.69	0.94	8.18	20.57	168.19
2	37.3	37	37.15	16	1072.29	10515.63	30.00	37.67	1114.50	1419.03	7.41	0.88	6.52	19.22	125.39
3	33.3	38.1	35.7	17	1141.27	11192.09	30.80	37.42	1099.56	1400.00	7.99	0.88	7.02	19.37	135.90
4	33.9	41.1	37.5	21	1417.19	13897.96	30.00	37.85	1125.00	1432.39	9.70	0.88	8.56	19.22	164.52
5	43.5	39.5	41.5	23	1555.15	15250.89	30.20	39.95	1253.30	1595.75	9.56	0.90	8.64	19.26	166.36
6	36	45.5	40.75	19	1279.23	12545.02	30.90	40.04	1259.18	1603.23	7.82	0.90	7.08	19.39	137.26
7	36	40.9	38.45	14	934.33	9162.69	36.30	42.16	1395.74	1777.10	5.16	0.93	4.77	20.38	97.33
8	39	26	32.5	13	865.35	8486.23	30.00	35.23	975.00	1241.41	6.84	0.85	5.84	19.22	112.24
9	43.1	56	49.55	14	934.33	9162.69	30.00	43.50	1486.50	1892.67	4.84	0.94	4.55	19.22	87.40
10	32.5	37.5	35	12	796.37	7809.76	30.00	36.56	1050.00	1336.90	5.84	0.87	5.07	19.22	97.53
11	37	46.2	41.6	16	1072.29	10515.63	30.80	40.39	1281.28	1631.38	6.45	0.91	5.86	19.37	113.41
12	35	41	38	23	1555.15	15250.89	30.30	38.29	1151.40	1466.01	10.40	0.89	9.23	19.28	177.83
13	54.5	44	49.25	12	796.37	7809.76	38.00	48.81	1871.50	2382.87	3.28	0.99	3.24	20.70	67.11
14	40	42	41	12	796.37	7809.76	32.00	40.87	1312.00	1670.49	4.68	0.91	4.27	19.59	83.64
15	58	35	46.5	26	1762.09	17280.29	43.00	50.46	1999.50	2545.84	6.79	1.00	6.82	21.62	147.37
16	38.7	30	34.35	21	1417.19	13897.96	30.00	36.22	1030.50	1312.07	10.59	0.86	9.16	19.22	176.10
17	41.2	33	37.1	23	1555.15	15250.89	30.00	37.64	1113.00	1417.12	10.76	0.88	9.47	19.22	182.04
18	55	43	49	31	2106.99	20662.62	43.00	51.79	2107.00	2682.72	7.70	1.02	7.83	21.62	169.20
19	42.4	38.2	40.3	24	1624.13	15927.36	39.50	45.02	1591.85	2026.81	7.86	0.95	7.50	20.98	157.23
20	28.3	41.8	35.05	20	1348.21	13221.49	35.40	39.75	1240.77	1579.80	8.37	0.90	7.55	20.22	152.60
												Promedio	13.71	Promedio	271.87





Anexo 4-B (Carga puntual, km 232+000)

Muestras del km 232+000																
Roca porosa			Muestra 11													
N° de muestra	w ₁ (mm)	w ₂ (mm)	w (mm)	Carga (psi)	Carga (Kgf)	Carga (N)	D(mm)	D _e (mm)	A (mm ²)	D _e ² (mm ²)	I _s Mpa	F	I _s 50 Mpa	C	σ _c (Mpa)	
1	44.5	61	52.75	15	1003.31	9839.16	30.00	44.89	1582.50	2014.90	4.88	0.95	4.65	19.22	89.41	
2	48	57.7	52.85	23	1555.15	15250.89	42.10	53.23	2224.99	2832.94	5.38	1.03	5.54	21.46	118.80	
3	44.2	33.4	38.8	35	2382.91	23368.48	51.00	50.19	1978.80	2519.49	9.28	1.00	9.29	23.10	214.64	
4	32	53.3	42.65	29	1969.03	19309.69	44.00	48.88	1876.60	2389.36	8.08	0.99	8.00	21.81	174.45	
5	54	62.7	58.35	19	1279.23	12545.02	30.00	47.21	1750.50	2228.81	5.63	0.97	5.49	19.22	105.42	
6	40	39	39.5	32	2175.97	21339.08	46.00	48.10	1817.00	2313.48	9.22	0.98	9.06	22.18	201.02	
7	62	74	68	14	934.33	9162.69	33.80	54.10	2298.40	2926.41	3.13	1.04	3.24	19.92	64.63	
8	56	50	53	13	865.35	8486.23	33.50	47.55	1775.50	2260.64	3.75	0.98	3.67	19.87	72.91	
9	51	31.5	41.25	20	1348.21	13221.49	30.00	39.69	1237.50	1575.63	8.39	0.90	7.56	19.22	145.37	
10	41.2	30	35.6	19	1279.23	12545.02	36.00	40.40	1281.60	1631.78	7.69	0.91	6.98	20.33	141.98	
11	32	43.5	37.75	16	1072.29	10515.63	32.30	39.40	1219.33	1552.49	6.77	0.90	6.08	19.65	119.54	
12	49.5	45	47.25	20	1348.21	13221.49	33.20	44.69	1568.70	1997.33	6.62	0.95	6.29	19.81	124.68	
13	45	52.5	48.75	25	1693.11	16603.82	30.00	43.15	1462.50	1862.11	8.92	0.94	8.34	19.22	160.39	
14	29	72	50.5	24	1624.13	15927.36	39.20	50.20	1979.60	2520.51	6.32	1.00	6.33	20.92	132.44	
15	47.5	42	44.75	25	1693.11	16603.82	32.30	42.90	1445.43	1840.37	9.02	0.93	8.42	19.65	165.43	
16	29	57	43	20	1348.21	13221.49	36.90	44.95	1586.70	2020.25	6.54	0.95	6.24	20.50	127.85	
17	36.5	37	36.75	25	1693.11	16603.82	35.50	40.76	1304.63	1661.10	10.00	0.91	9.12	20.24	184.50	
18	32.5	46	39.25	15	1003.31	9839.16	30.00	38.72	1177.50	1499.24	6.56	0.89	5.85	19.22	112.43	
19	40.5	38.1	39.3	16	1072.29	10515.63	38.30	43.78	1505.19	1916.47	5.49	0.94	5.17	20.75	107.27	
20	51.3	41	46.15	20	1348.21	13221.49	38.00	47.25	1753.70	2232.88	5.92	0.97	5.77	20.70	119.48	
													Promedio	8.74	Promedio	178.84





Anexo 4-C (Carga puntual, km 232+000)

Muestras del km 232+000															
Roca porosa				Muestra 12											
N° de muestra	w ₁ (mm)	w ₂ (mm)	w (mm)	Carga (psi)	Carga (Kgf)	Carga (N)	D (mm)	D _e (mm)	A (mm ²)	D _e ² (mm ²)	Is Mpa	F	Is 50 Mpa	C	σ _c (Mpa)
1	35.6	52.1	43.85	30	2038.01	19986.15	49.00	52.30	2148.65	2735.75	7.31	1.02	7.46	22.73	169.47
2	38	57	47.5	26	1762.09	17280.29	46.00	52.74	2185.00	2782.03	6.21	1.02	6.36	22.18	141.10
3	49.3	66.4	57.85	17	1141.27	11192.09	42.70	56.08	2470.20	3145.15	3.56	1.05	3.75	21.57	80.81
4	50	68.1	59.05	21	1417.19	13897.96	39.00	54.15	2302.95	2932.21	4.74	1.04	4.91	20.88	102.60
5	40.5	43	41.75	24	1624.13	15927.36	44.20	48.47	1845.35	2349.57	6.78	0.99	6.68	21.84	146.02
6	21.3	45.4	33.35	19	1279.23	12545.02	31.00	36.28	1033.85	1316.34	9.53	0.87	8.25	19.40	160.08
7	22.9	42.5	32.7	12	796.37	7809.76	30.30	35.52	990.81	1261.54	6.19	0.86	5.31	19.28	102.31
8	34.3	40.5	37.4	19	1279.23	12545.02	40.90	44.13	1529.66	1947.62	6.44	0.95	6.09	21.23	129.30
9	30	39.7	34.85	26	1762.09	17280.29	39.20	41.71	1366.12	1739.40	9.93	0.92	9.16	20.92	191.54
10	64.5	64.5	64.5	17	1141.27	11192.09	40.80	57.88	2631.60	3350.66	3.34	1.07	3.57	21.22	75.69
11	47.6	54	50.8	22	1486.17	14574.42	34.80	47.44	1767.84	2250.88	6.47	0.98	6.32	20.11	127.15
12	49.1	57	53.05	23	1555.15	15250.89	40.00	51.98	2122.00	2701.81	5.64	1.02	5.74	21.07	121.02
13	49.1	48.9	49	16	1072.29	10515.63	38.50	49.01	1886.50	2401.97	4.38	0.99	4.34	20.79	90.20
14	26	62	44	17	1141.27	11192.09	36.00	44.91	1584.00	2016.81	5.55	0.95	5.29	20.33	107.49
15	53.5	52.5	53	22	1486.17	14574.42	37.50	50.30	1987.50	2530.56	5.76	1.00	5.78	20.61	119.00
16	46.5	56.2	51.35	17	1141.27	11192.09	36.30	48.72	1864.01	2373.32	4.72	0.99	4.66	20.38	95.01
17	46	47.5	46.75	16	1072.29	10515.63	30.80	42.82	1439.90	1833.34	5.74	0.93	5.35	19.37	103.60
18	49	50	49.5	25	1693.11	16603.82	38.00	48.94	1881.00	2394.96	6.93	0.99	6.87	20.70	142.12
19	34.5	49	41.75	26	1762.09	17280.29	31.00	40.59	1294.25	1647.89	10.49	0.91	9.55	19.40	185.27
20	42.1	33.3	37.7	19	1279.23	12545.02	30.00	37.95	1131.00	1440.03	8.71	0.88	7.69	19.22	147.89
Promedio												8.79	Promedio		181.26





Anexo 4-D (Carga puntual, km 232+000)

Muestras del km 232+000															
Roca densa			Muestra 13												
N° de muestra	w ₁ (mm)	w ₂ (mm)	w (mm)	Carga (psi)	Carga (Kgf)	Carga (N)	D (mm)	D _e (mm)	A (mm ²)	D _e ² (mm ²)	I _s Mpa	F	I _s 50 Mpa	C	σ _c (Mpa)
1	40	70	55	25	1693.11	16603.82	48.00	57.98	2640.00	3361.35	4.94	1.07	5.28	22.55	119.04
2	45	57.5	51.25	16	1072.29	10515.63	34.00	47.10	1742.50	2218.62	4.74	0.97	4.61	19.96	92.09
3	42	50	46	30	2038.01	19986.15	51.00	54.65	2346.00	2987.02	6.69	1.04	6.96	23.10	160.88
4	56	69	62.5	22	1486.17	14574.42	32.90	51.17	2056.25	2618.10	5.57	1.01	5.62	19.76	111.13
5	46	68.7	57.35	33	2244.95	22015.55	57.00	64.51	3268.95	4162.16	5.29	1.12	5.93	24.21	143.62
6	57	72	64.5	29	1969.03	19309.69	48.50	63.11	3128.25	3983.01	4.85	1.11	5.38	22.64	121.88
7	60	55	57.5	21	1417.19	13897.96	40.80	54.65	2346.00	2987.02	4.65	1.04	4.84	21.22	102.75
8	60	70	65	19	1279.23	12545.02	31.00	50.65	2015.00	2565.58	4.89	1.01	4.92	19.40	95.44
9	49.5	52	50.75	26	1762.09	17280.29	42.20	52.22	2141.65	2726.83	6.34	1.02	6.46	21.47	138.77
10	52	64	58	21	1417.19	13897.96	37.00	52.27	2146.00	2732.37	5.09	1.02	5.19	20.51	106.45
11	43.4	53	48.2	31	2106.99	20662.62	48.80	54.73	2352.16	2994.86	6.90	1.04	7.19	22.69	163.07
12	51.2	45	48.1	17	1141.27	11192.09	36.00	46.95	1731.60	2204.74	5.08	0.97	4.93	20.33	100.32
13	35.5	51.5	43.5	27	1831.07	17956.75	46.40	50.69	2018.40	2569.91	6.99	1.01	7.03	22.25	156.44
14	45	43	44	36	2451.89	24044.95	53.00	54.49	2332.00	2969.19	8.10	1.04	8.42	23.47	197.57
15	58.4	63.3	60.85	17	1141.27	11192.09	41.00	56.36	2494.85	3176.54	3.52	1.06	3.72	21.25	79.03
16	35	41.2	38.1	28	1900.05	18633.22	43.90	46.15	1672.59	2129.61	8.75	0.96	8.44	21.79	183.89
17	58	37.5	47.75	13	865.35	8486.23	30.00	42.71	1432.50	1823.92	4.65	0.93	4.33	19.22	83.30
18	60	46.5	53.25	24	1624.13	15927.36	43.40	54.25	2311.05	2942.52	5.41	1.04	5.61	21.70	121.82
19	58	52.5	55.25	17	1141.27	11192.09	37.00	51.02	2044.25	2602.82	4.30	1.01	4.34	20.51	89.01
20	80	76	78	20	1348.21	13221.49	33.70	57.85	2628.60	3346.84	3.95	1.07	4.22	19.90	83.96
Promedio													8.10	Promedio	175.03





Anexo 5-A (Límites, km 237+000)

LIMITES DE PLASTICIDAD Y HUMEDAD NATURAL							
Caracterización de material de brecha							
Localización: Autopista México-Guadalajara							
Tramo: KM 237+000							
Origen: Muestra superficial							
Prueba: 2				Muestra: 1 talud Izquierdo			
LÍMITE LÍQUIDO							
Capsula N°	N° de golpes	Peso capsula + suelo húmedo gr.	Peso capsula + suelo seco gr.	Peso del agua gr.	Peso de la capsula gr.	Peso del suelo seco gr.	Contenido de agua
29	17	49.42	33.74	15.68	15.56	18.18	86.2%
14	22	29.80	20.15	9.65	8.48	11.67	82.7%
36	25	45.22	28.57	16.65	8.24	20.33	81.9%
45	29	44.03	27.93	16.10	8.08	19.85	81.1%

CORREGIDO	
N° de golpes	Contenido de agua
25	82.2%





Anexo 5-B (Límites, km 237+000)

LÍMITES DE PLASTICIDAD Y HUMEDAD NATURAL							
Caracterización de material de brecha							
Localización: Autopista México-Guadalajara							
Tramo: KM 237+000							
Origen: Muestra superficial							
Prueba: 2				Muestra: 2 talud izquierdo			
LÍMITE LÍQUIDO							
Capsula N°	N° de golpes	Peso capsula + suelo húmedo gr.	Peso capsula + suelo seco gr.	Peso del agua gr.	Peso de la capsula gr.	Peso del suelo seco gr.	Contenido de agua %
14	17	34.15	22.73	11.42	8.36	14.37	79.5%
13	23	42.75	29.04	13.71	11.7	17.34	79.1%
41	29	42.9	29.4	13.5	11.85	17.55	76.9%
22	33	38.8	25.57	13.23	8.15	17.42	75.9%

CORREGIDO	
N° de golpes	Contenido de agua %
25	78.1%





Anexo 5-C (Límites, km 237+000)

LIMITES DE PLASTICIDAD Y HUMEDAD NATURAL							
Caracterización de material de brecha							
Localización: Autopista México-Guadalajara							
Tramo: KM 237+000							
Origen: Muestra superficial							
Prueba: 2				Muestra: 3 talud derecho			
LÍMITE LÍQUIDO							
Capsula N°	N° de golpes	Peso capsula + suelo húmedo gr.	Peso capsula + suelo seco gr.	Peso del agua gr.	Peso de la capsula gr.	Peso del suelo seco gr.	Contenido de agua %
13	16	40.85	26.06	14.79	11.85	14.21	104.1%
14	24	39.35	24.59	14.76	10.22	14.37	102.7%
41	28	40.47	26.02	14.45	11.7	14.32	100.9%
22	34	39.85	24.1	15.75	8.36	15.74	100.1%

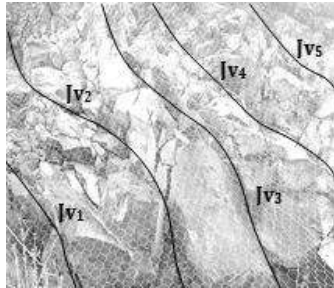
CORREGIDO	
N° de golpes	Contenido de agua %
25	102.2%





Anexo 6-A (RQD, km 232+000)

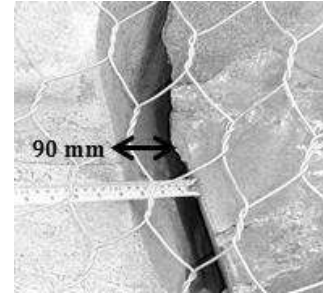
Tramo 1



RQD Zona I



RQD Zona II



Estado de las discontinuidades

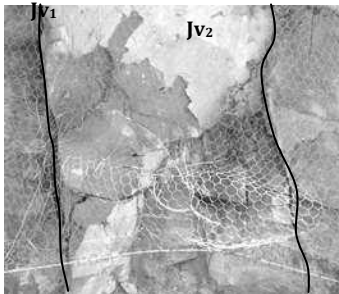
RQD Determinado en campo, en un tramo longitudinal de pared expuesta

$$RQD = 100e^{-0.1\lambda} \times (0.1\lambda + 1) \text{ (Priest y Hudson, 1976)}$$

Dónde: λ = Nro. De Fisuras / Espacio

Anexo 6-B (RQD, km 232+000)

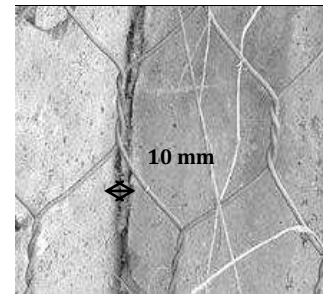
Tramo 2



RQD Zona I



RQD Zona II



Estado de las discontinuidades

RQD Determinado en campo, en un tramo longitudinal de pared expuesta

$$RQD = 100e^{-0.1\lambda} \times (0.1\lambda + 1) \text{ (Priest y Hudson, 1976)}$$

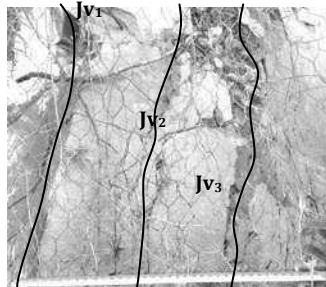
Dónde: λ = Nro. De Fisuras / Espacio



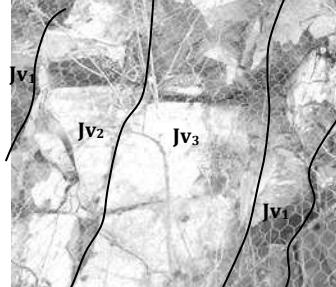


Anexo 6-C (RQD, km 232+000)

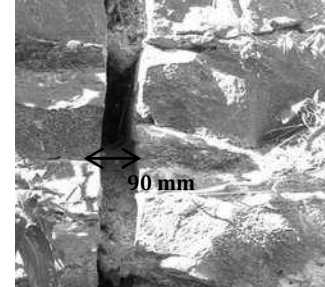
Tramo 3



RQD Zona I



RQD Zona II



Estado de las discontinuidades

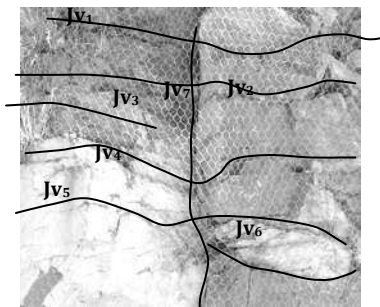
RQD Determinado en campo, en un tramo longitudinal de pared expuesta

$$RQD = 100e^{-0.1\lambda} \times (0.1\lambda + 1) \text{ (Priest y Hudson, 1976)}$$

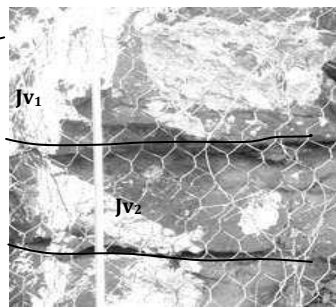
Dónde: λ = Nro. De Fisuras / Espacio

Anexo 6-D (RQD, km 232+000)

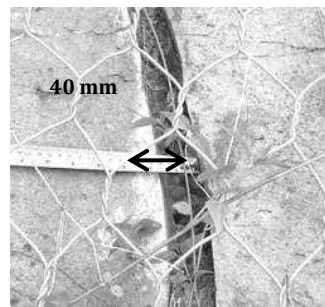
Tramo 4



RQD Zona I



RQD Zona II



Estado de las discontinuidades

RQD Determinado en campo, en un tramo longitudinal de pared expuesta

$$RQD = 100e^{-0.1\lambda} \times (0.1\lambda + 1) \text{ (Priest y Hudson, 1976)}$$

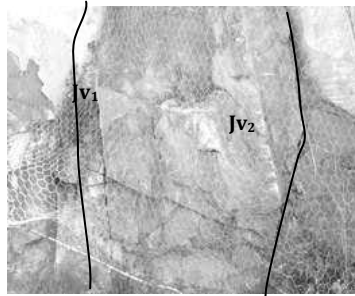
Dónde: λ = Nro. De Fisuras / Espacio



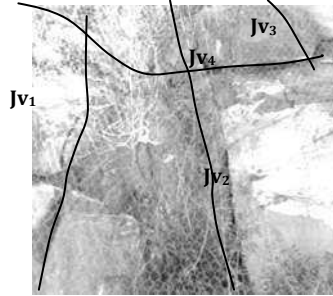


Anexo 6-E (RQD, km 232+000)

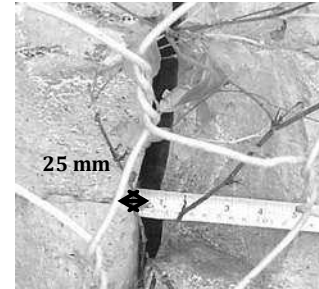
Tramo 5



RQD Zona I



RQD Zona II



Estado de las discontinuidades

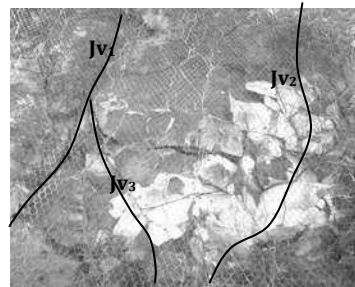
RQD Determinado en campo, en un tramo longitudinal de pared expuesta

$$RQD = 100e^{-0.1\lambda} \times (0.1\lambda + 1) \text{ (Priest y Hudson, 1976)}$$

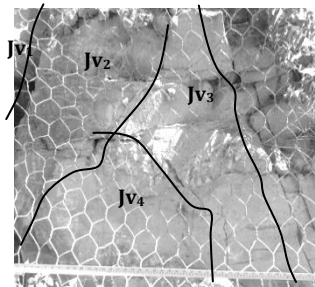
Dónde: λ = Nro. De Fisuras / Espacio

Anexo 6-F (RQD, km 232+000)

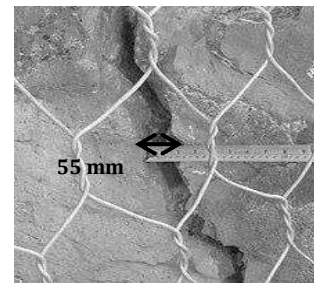
Tramo 6



ROD Zona I



ROD Zona II



Estado de las discontinuidades

RQD Determinado en campo, en un tramo longitudinal de pared expuesta

$$RQD = 100e^{-0.1\lambda} \times (0.1\lambda + 1) \text{ (Priest y Hudson, 1976)}$$

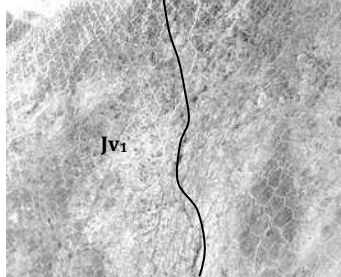
Dónde: λ = Nro. De Fisuras / Espacio



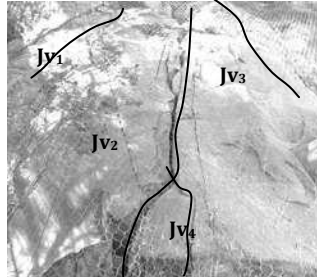


Anexo 6-G (RQD, km 232+000)

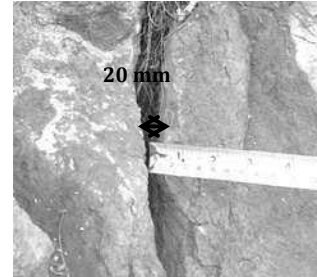
Tramo 7



RQD Zona I



RQD Zona II



Estado de las discontinuidades

RQD Determinado en campo, en un tramo longitudinal de pared expuesta

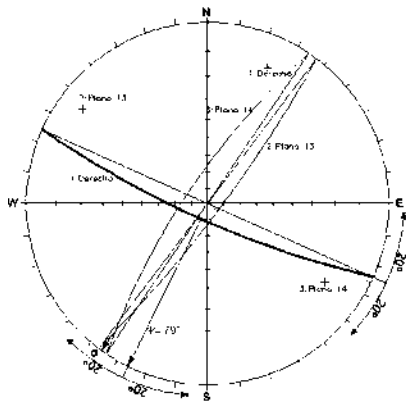
$$RQD = 100e^{-0.1\lambda} \times (0.1\lambda + 1) \text{ (Priest y Hudson, 1976)}$$

Dónde: λ = Nro. De Fisuras / Espacio





Anexo 7-A (Dips, Lado derecho km 232+000)



Orientaciones
ID Buzamiento/Dirección

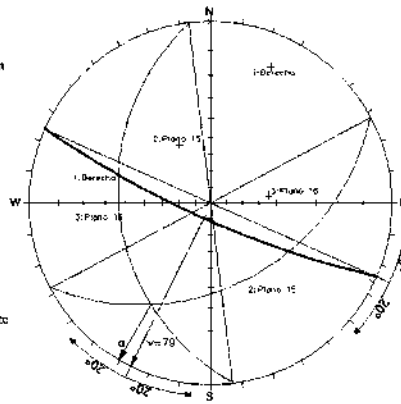
Talud 1	079 / 204
Plano 13	062 / 127
Plano 14	076 / 304

Datos de intersección

$\psi = 79^\circ$
 $\alpha = 8^\circ$
 $\phi = 43^\circ$
 $\delta = 226^\circ$

Tipo de rotura: En cuña

Dirección del talud
 Dirección de desplazamiento



Orientaciones
ID Buzamiento/Dirección

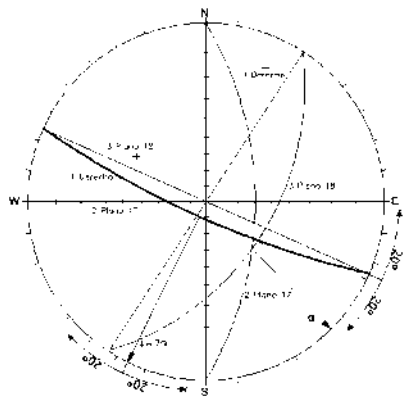
Talud 1	079 / 204
Plano 15	040 / 152
Plano 16	036 / 263

Datos de intersección

$\psi = 79^\circ$
 $\alpha = 25^\circ$
 $\phi = 43^\circ$
 $\delta = 211^\circ$

Tipo de rotura: En cuña

Dirección del talud
 Dirección de desplazamiento



Orientaciones
ID Buzamiento/Dirección

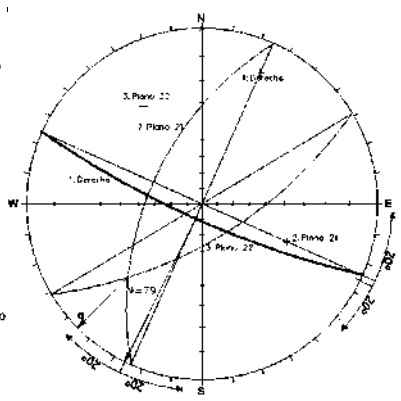
Talud 1	079 / 204
Plano 17	059 / 90
Plano 18	050 / 123

Datos de intersección

$\psi = 79^\circ$
 $\alpha = 50^\circ$
 $\phi = 43^\circ$
 $\delta = 137^\circ$

Tipo de rotura: Sin posibilidad

Dirección del talud
 Dirección de desplazamiento



Orientaciones
ID Buzamiento/Dirección

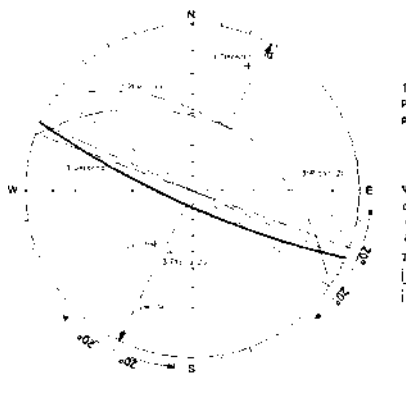
Talud 1	079 / 204
Plano 21	058 / 294
Plano 22	066 / 149

Datos de intersección

$\psi = 79^\circ$
 $\alpha = 299^\circ$
 $\phi = 43^\circ$
 $\delta = 225^\circ$

Tipo de rotura: En cuña

Dirección del talud
 Dirección de desplazamiento



Orientaciones
ID Buzamiento/Dirección

Talud 1	079 / 204
Plano 19	043 / 35
Plano 20	043 / 20

Datos de intersección

$\psi = 79^\circ$
 $\alpha = 2^\circ$
 $\phi = 43^\circ$
 $\delta = 28^\circ$

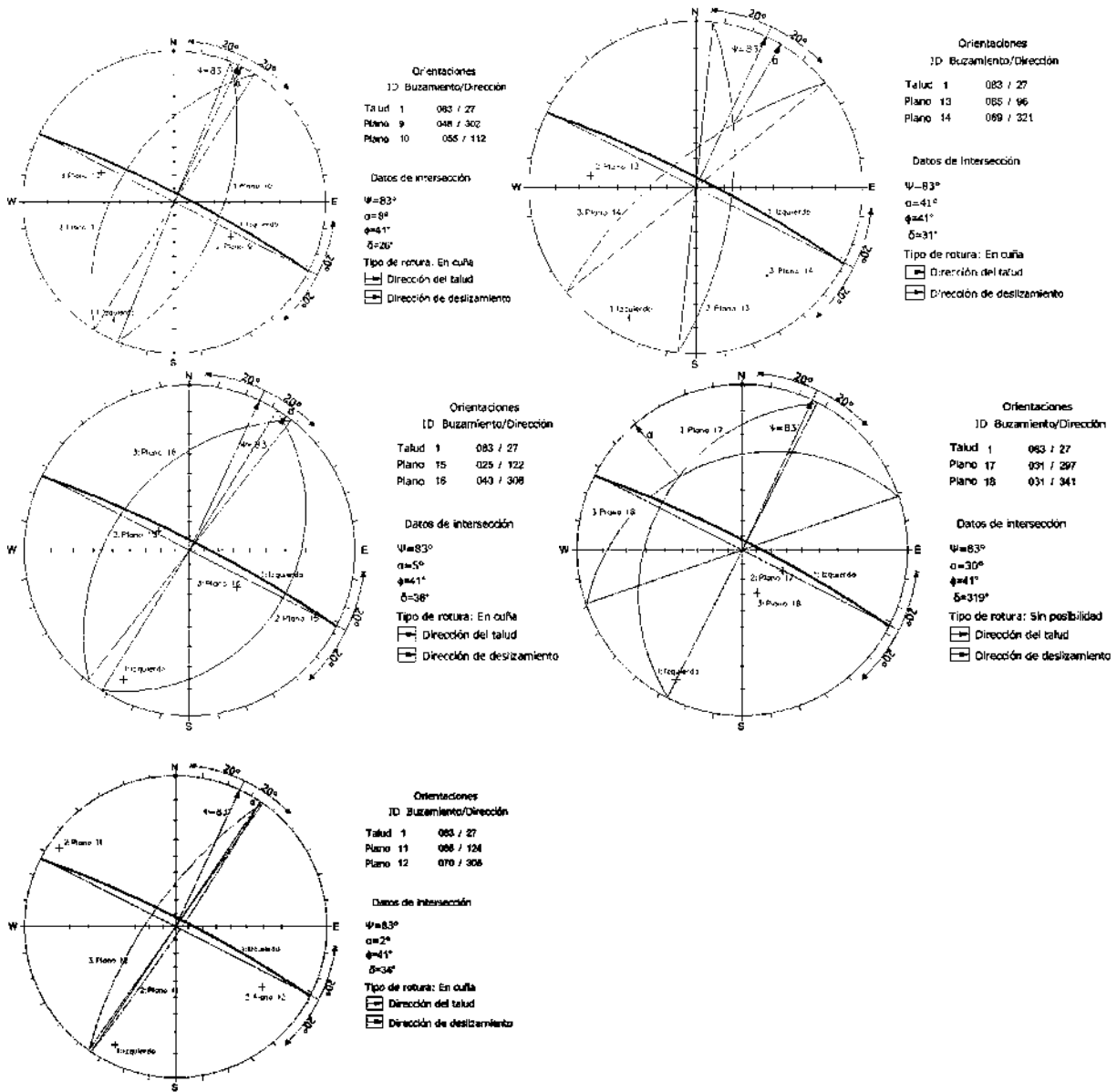
Tipo de rotura: Vuélco

Dirección del talud
 Dirección de desplazamiento



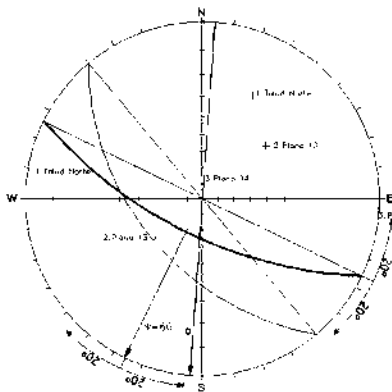


Anexo 7-B (Dips, Lado izquierdo km 232+000)





Anexo 7-C (Dips, Lado derecho km 237+000)



Orientaciones
ID: Buzamiento/Dirección

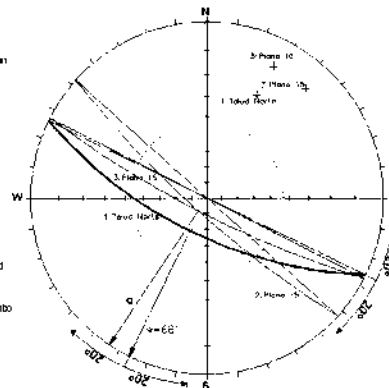
Talud 1	066 / 206
Plano 13	050 / 239
Plano 14	060 / 274

Datos de intersección

$\Psi = 56^\circ$
 $\alpha = 39,4^\circ$
 $\phi = 47^\circ$
 $\delta = 184^\circ$

Tipo de rotura: Sin posibilidad

▢ Dirección del talud
 ▢ Dirección de deslizamiento



Orientaciones
ID: Buzamiento/Dirección

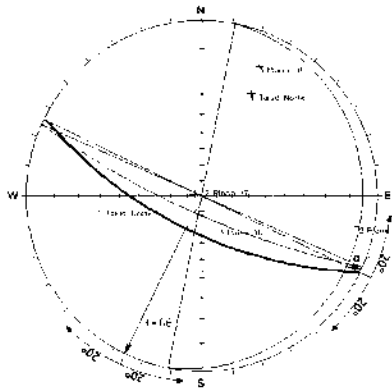
Talud 1	066 / 206
Plano 15	060 / 222
Plano 16	060 / 207

Datos de intersección

$\Psi = 66^\circ$
 $\alpha = 80,7^\circ$
 $\phi = 47^\circ$
 $\delta = 214^\circ$

Tipo de rotura: Plana

▢ Dirección del talud
 ▢ Dirección de deslizamiento



Orientaciones
ID: Buzamiento/Dirección

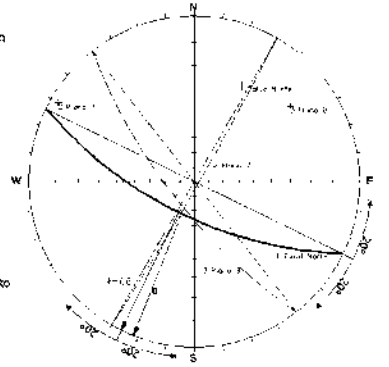
Talud 6	068 / 206
Plano 7	005 / 107
Plano 8	076 / 204

Datos de intersección

$\Psi = 66^\circ$
 $\alpha = 4,2^\circ$
 $\phi = 47^\circ$
 $\delta = 15^\circ$

Tipo de rotura: Plana

▢ Dirección del talud
 ▢ Dirección de deslizamiento



Orientaciones
ID: Buzamiento/Dirección

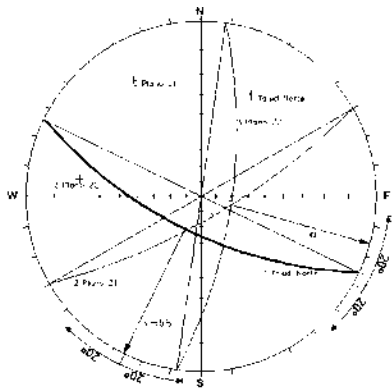
Talud 4	066 / 206
Plano 7	067 / 120
Plano 8	073 / 202

Datos de intersección

$\Psi = 66^\circ$
 $\alpha = 70,3^\circ$
 $\phi = 47^\circ$
 $\delta = 202^\circ$

Tipo de rotura: En cuña

▢ Dirección del talud
 ▢ Dirección de deslizamiento



Orientaciones
ID: Buzamiento/Dirección

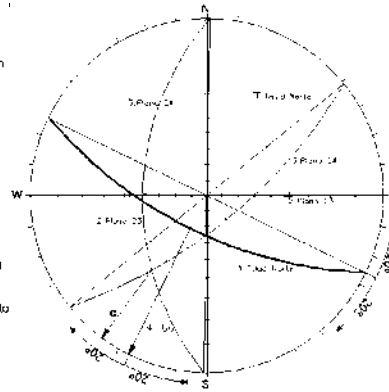
Talud 1	066 / 206
Plano 21	075 / 150
Plano 22	070 / 88

Datos de intersección

$\Psi = 56^\circ$
 $\alpha = 69,4^\circ$
 $\phi = 47^\circ$
 $\delta = 108^\circ$

Tipo de rotura: Sin posibilidad

▢ Dirección del talud
 ▢ Dirección de deslizamiento



Orientaciones
ID: Buzamiento/Dirección

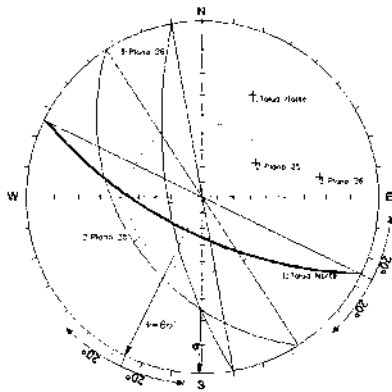
Talud 1	066 / 206
Plano 23	060 / 271
Plano 24	070 / 141

Datos de intersección

$\Psi = 65^\circ$
 $\alpha = 34,5^\circ$
 $\phi = 47^\circ$
 $\delta = 217^\circ$

Tipo de rotura: En cuña

▢ Dirección del talud
 ▢ Dirección de deslizamiento



Orientaciones
ID: Buzamiento/Dirección

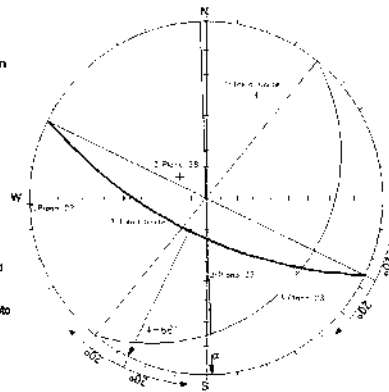
Talud 1	066 / 206
Plano 24	040 / 237
Plano 26	068 / 260

Datos de intersección

$\Psi = 66^\circ$
 $\alpha = 24,6^\circ$
 $\phi = 47^\circ$
 $\delta = 181^\circ$

Tipo de rotura: Sin posibilidad

▢ Dirección del talud
 ▢ Dirección de deslizamiento



Orientaciones
ID: Buzamiento/Dirección

Talud 1	066 / 206
Plano 19	090 / 88
Plano 25	022 / 129

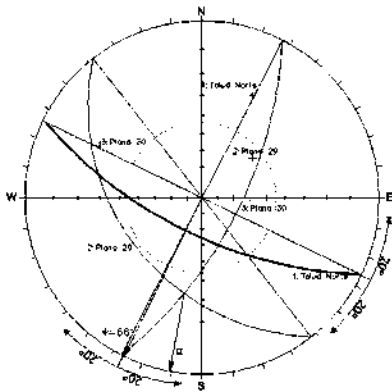
Datos de intersección

$\Psi = 66^\circ$
 $\alpha = 14,6^\circ$
 $\phi = 47^\circ$
 $\delta = 178^\circ$

Tipo de rotura: Sin posibilidad

▢ Dirección del talud
 ▢ Dirección de deslizamiento





Orientaciones
ID Buzamiento/Dirección

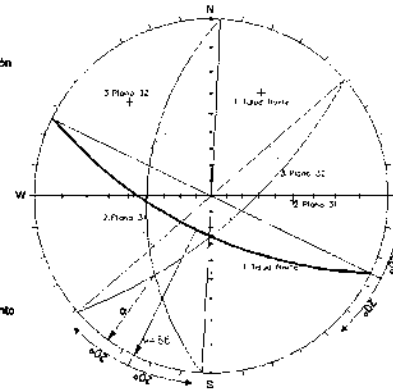
Talud 1	068 / 206
Plano 19	040 / 232
Plano 20	066 / 137

Datos de intersección

$\psi=66^\circ$
 $\alpha=32.1^\circ$
 $\phi=47^\circ$
 $\delta=181^\circ$

Tipo de rotura: En cuña

☐ Dirección del talud
 ☐ Dirección de deslizamiento



Orientaciones
ID Buzamiento/Dirección

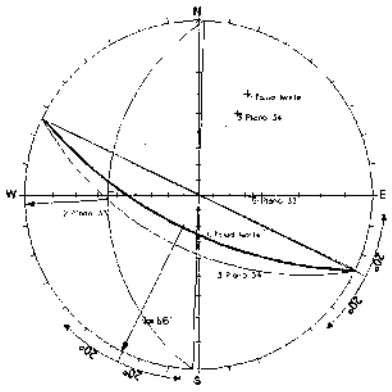
Talud 1	066 / 206
Plano 31	050 / 273
Plano 32	070 / 139

Datos de intersección

$\psi=66^\circ$
 $\alpha=32.3^\circ$
 $\phi=47^\circ$
 $\delta=218^\circ$

Tipo de rotura: En cuña

☐ Dirección del talud
 ☐ Dirección de deslizamiento



Orientaciones
ID Buzamiento/Dirección

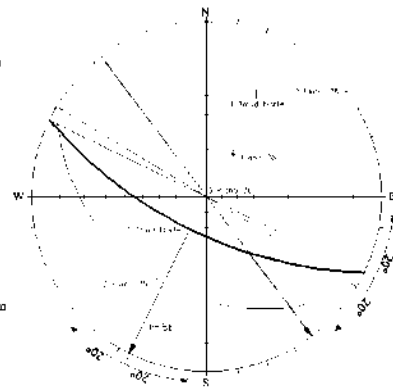
Talud 1	066 / 206
Plano 34	095 / 272
Plano 36	025 / 200

Datos de intersección

$\psi=66^\circ$
 $\alpha=34.0^\circ$
 $\phi=47^\circ$
 $\delta=267^\circ$

Tipo de rotura: Plano

☐ Dirección del talud
 ☐ Dirección de deslizamiento



Orientaciones
ID Buzamiento/Dirección

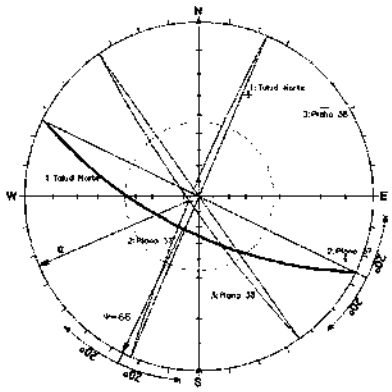
Talud 1	066 / 206
Plano 35	032 / 211
Plano 38	080 / 233

Datos de intersección

$\psi=66^\circ$
 $\alpha=13.1^\circ$
 $\phi=47^\circ$
 $\delta=123^\circ$

Tipo de rotura: Plano

☐ Dirección del talud
 ☐ Dirección de deslizamiento



Orientaciones
ID Buzamiento/Dirección

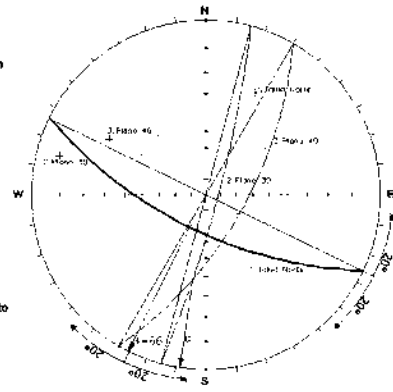
Talud 1	066 / 206
Plano 37	085 / 293
Plano 38	083 / 235

Datos de intersección

$\psi=66^\circ$
 $\alpha=82.6^\circ$
 $\phi=47^\circ$
 $\delta=247^\circ$

Tipo de rotura: Sin posibilidad

☐ Dirección del talud
 ☐ Dirección de deslizamiento



Orientaciones
ID Buzamiento/Dirección

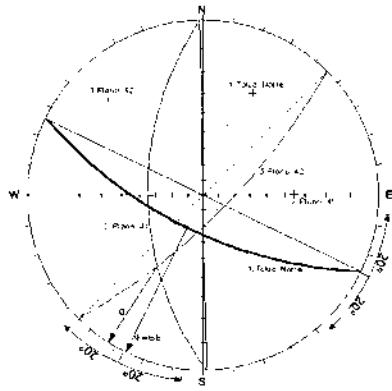
Talud 1	066 / 206
Plano 39	082 / 165
Plano 40	065 / 120

Datos de intersección

$\psi=66^\circ$
 $\alpha=37.8^\circ$
 $\phi=47^\circ$
 $\delta=189^\circ$

Tipo de rotura: En cuña

☐ Dirección del talud
 ☐ Dirección de deslizamiento



Orientaciones
ID Buzamiento/Dirección

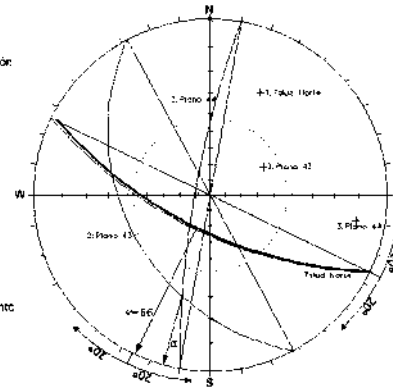
Talud 1	066 / 206
Plano 41	055 / 268
Plano 42	075 / 135

Datos de intersección

$\psi=66^\circ$
 $\alpha=38^\circ$
 $\phi=47^\circ$
 $\delta=208^\circ$

Tipo de rotura: En cuña

☐ Dirección del talud
 ☐ Dirección de deslizamiento



Orientaciones
ID Buzamiento/Dirección

Talud 1	066 / 206
Plano 43	088 / 242
Plano 44	080 / 280

Datos de intersección

$\psi=66^\circ$
 $\alpha=28.3^\circ$
 $\phi=47^\circ$
 $\delta=196^\circ$

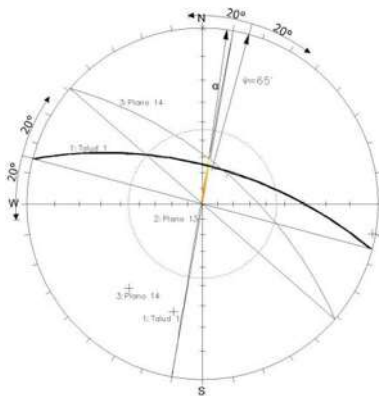
Tipo de rotura: En cuña

☐ Dirección del talud
 ☐ Dirección de deslizamiento





Anexo 7-D (Dips, Afloramiento 1, lado izquierdo km 237+000)



Orientaciones
ID Buzamiento/Dirección

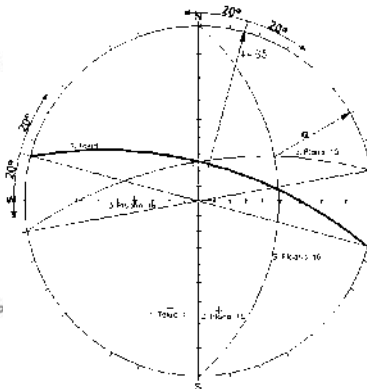
Talud	1	065 / 15
Plano	13	089 / 280
Plano	14	065 / 41

Datos de intersección

$\psi=65^\circ$
 $\alpha=61.5^\circ$
 $\phi=45^\circ$
 $\delta=8^\circ$

Tipo de rotura: En cuña

- Dirección del talud
- Dirección de deslizamiento



Orientaciones
ID Buzamiento/Dirección

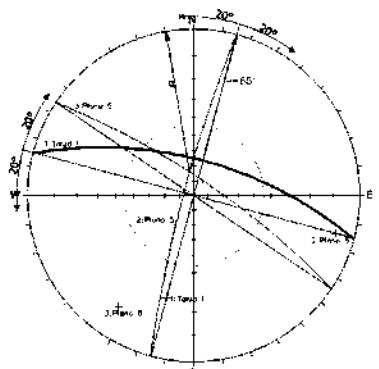
Talud	1	065 / 15
Plano	15	085 / 350
Plano	16	047 / 93

Datos de intersección

$\psi=65^\circ$
 $\alpha=36.8^\circ$
 $\phi=45^\circ$
 $\delta=90^\circ$

Tipo de rotura: Sin posibilidad

- Dirección del talud
- Dirección de deslizamiento



Orientaciones
ID Buzamiento/Dirección

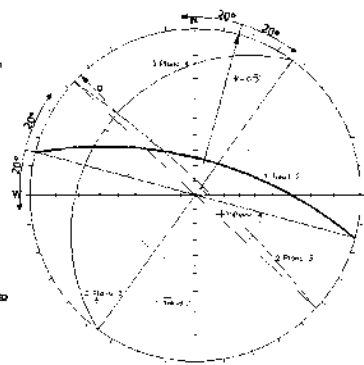
Talud	1	065 / 15
Plano	5	083 / 285
Plano	6	078 / 84

Datos de intersección

$\psi=65^\circ$
 $\alpha=74^\circ$
 $\phi=48^\circ$
 $\delta=350^\circ$

Tipo de rotura: Plano

- Dirección del talud
- Dirección de deslizamiento



Orientaciones
ID Buzamiento/Dirección

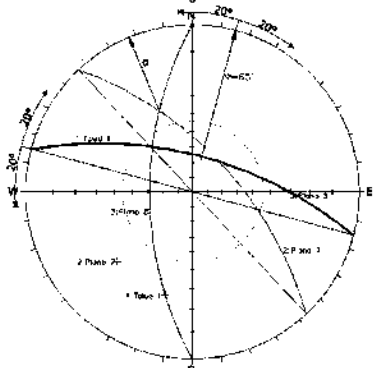
Talud	1	065 / 15
Plano	3	082 / 43
Plano	4	022 / 308

Datos de intersección

$\psi=65^\circ$
 $\alpha=21.9^\circ$
 $\phi=45^\circ$
 $\delta=316^\circ$

Tipo de rotura: Sin posibilidad

- Dirección del talud
- Dirección de deslizamiento



Orientaciones
ID Buzamiento/Dirección

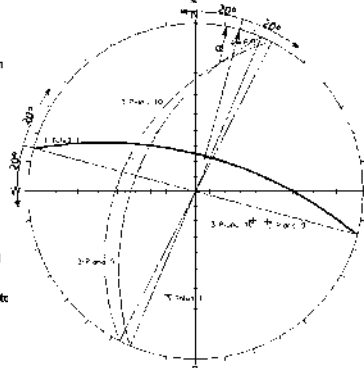
Talud	1	065 / 16
Plano	7	063 / 47
Plano	8	061 / 270

Datos de intersección

$\psi=65^\circ$
 $\alpha=34.7^\circ$
 $\phi=45^\circ$
 $\delta=338^\circ$

Tipo de rotura: Sin posibilidad

- Dirección del talud
- Dirección de deslizamiento



Orientaciones
ID Buzamiento/Dirección

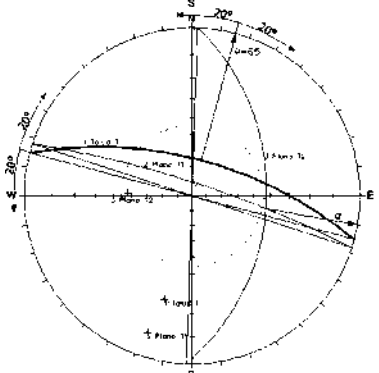
Talud	1	065 / 15
Plano	9	059 / 293
Plano	10	049 / 297

Datos de intersección

$\psi=65^\circ$
 $\alpha=13.6^\circ$
 $\phi=45^\circ$
 $\delta=11^\circ$

Tipo de rotura: En cuña

- Dirección del talud
- Dirección de deslizamiento



Orientaciones
ID Buzamiento/Dirección

Talud	1	065 / 15
Plano	11	081 / 18
Plano	12	042 / 92

Datos de intersección

$\psi=65^\circ$
 $\alpha=42.7^\circ$
 $\phi=49^\circ$
 $\delta=103^\circ$

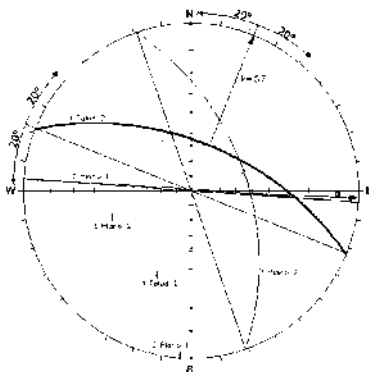
Tipo de rotura: Plano

- Dirección del talud
- Dirección de deslizamiento





Anexo 7-E (Dips, Afloramiento 2, lado izquierdo km 237+000)



Orientaciones
ID Buzamiento/Dirección

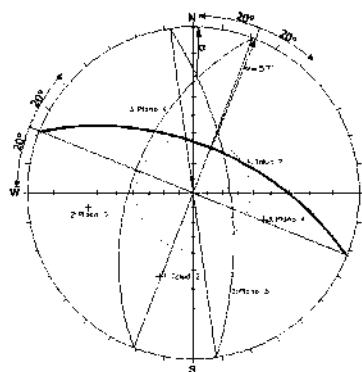
Talud 1	057 / 22
Plano 1	059 / 4
Plano 2	053 / 71

Datos de intersección

$\psi = 57^\circ$
 $\alpha = 50.5^\circ$
 $\phi = 38^\circ$
 $\delta = 93^\circ$

Tipo de rotura: Plano

☐ Dirección del talud
 ☐ Dirección de deslizamiento



Orientaciones
ID Buzamiento/Dirección

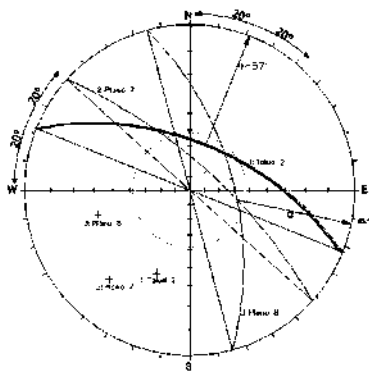
Talud 1	057 / 22
Plano 3	065 / 92
Plano 4	049 / 291

Datos de intersección

$\psi = 57^\circ$
 $\alpha = 20.7^\circ$
 $\phi = 38^\circ$
 $\delta = 2^\circ$

Tipo de rotura: Sin posibilidad

☐ Dirección del talud
 ☐ Dirección de deslizamiento



Orientaciones
ID Buzamiento/Dirección

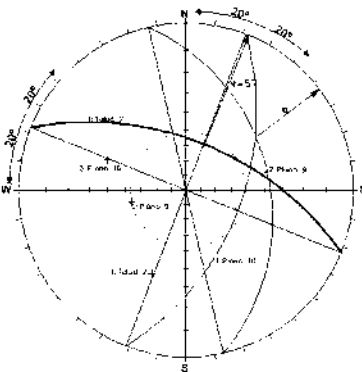
Talud 1	057 / 22
Plano 7	071 / 42
Plano 8	060 / 75

Datos de intersección

$\psi = 57^\circ$
 $\alpha = 55.1^\circ$
 $\phi = 38^\circ$
 $\delta = 102^\circ$

Tipo de rotura: Plano

☐ Dirección del talud
 ☐ Dirección de deslizamiento



Orientaciones
ID Buzamiento/Dirección

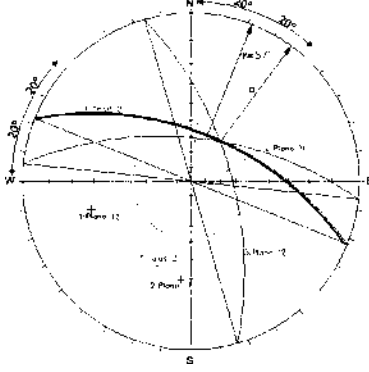
Talud 1	057 / 22
Plano 9	037 / 77
Plano 10	053 / 111

Datos de intersección

$\psi = 57^\circ$
 $\alpha = 34.4^\circ$
 $\phi = 38^\circ$
 $\delta = 53^\circ$

Tipo de rotura: Sin posibilidad

☐ Dirección del talud
 ☐ Dirección de deslizamiento



Orientaciones
ID Buzamiento/Dirección

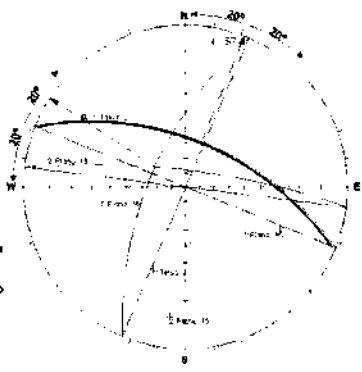
Talud 1	057 / 22
Plano 11	061 / 6
Plano 12	063 / 74

Datos de intersección

$\psi = 57^\circ$
 $\alpha = 57.8^\circ$
 $\phi = 38^\circ$
 $\delta = 37^\circ$

Tipo de rotura: En cuña y plana

☐ Dirección del talud
 ☐ Dirección de deslizamiento



Orientaciones
ID Buzamiento/Dirección

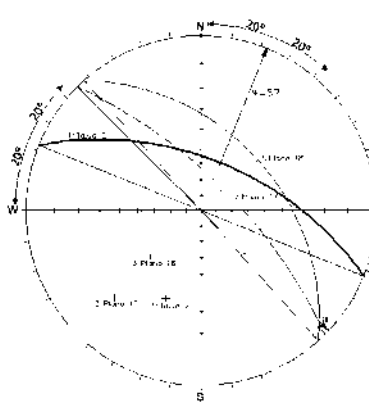
Talud 1	067 / 22
Plano 13	078 / 7
Plano 15	069 / 293

Datos de intersección

$\psi = 57^\circ$
 $\alpha = 53.6^\circ$
 $\phi = 38^\circ$
 $\delta = 303^\circ$

Tipo de rotura: Plano

☐ Dirección del talud
 ☐ Dirección de deslizamiento



Orientaciones
ID Buzamiento/Dirección

Talud 1	057 / 22
Plano 17	070 / 45
Plano 18	043 / 48

Datos de intersección

$\psi = 57^\circ$
 $\alpha = 4.1^\circ$
 $\phi = 38^\circ$
 $\delta = 133^\circ$

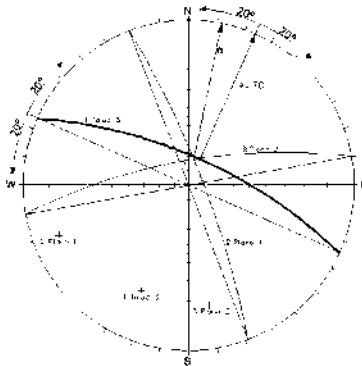
Tipo de rotura: Sin posibilidad

☐ Dirección del talud
 ☐ Dirección de deslizamiento





Anexo 7-F (Dips, Afloramiento 3, lado izquierdo km 237+000)

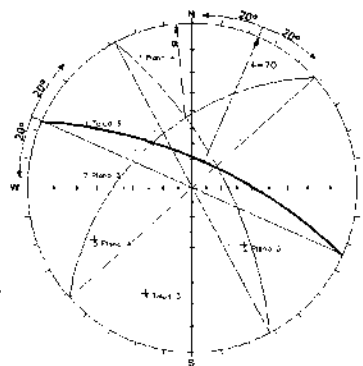


Orientaciones
ID Buzamiento/Dirección:

Talud 1 070 / 24
Plano 1 080 / 6R
Plano 2 012 / 250

Datos de intersección
U=72°
α=71.8°
φ=44°
δ=12°

Tipo de rotura: En cuña
 Dirección del talud
 Dirección de deslizamiento

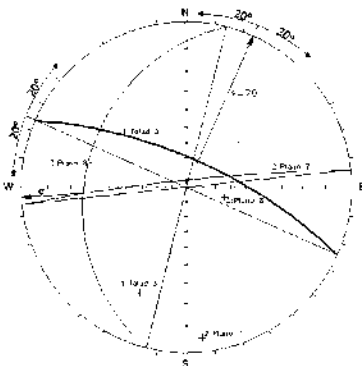


Orientaciones
ID Buzamiento/Dirección:

Talud 1 070 / 24
Plano 3 050 / 310
Plano 4 068 / 62

Datos de intersección
U=72°
α=43.6°
φ=44°
δ=354°

Tipo de rotura: Sin posibilidad
 Dirección del talud
 Dirección de deslizamiento

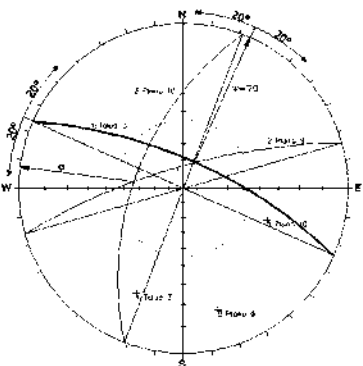


Orientaciones
ID Buzamiento/Dirección:

Talud 1 070 / 24
Plano 7 085 / 354
Plano 8 027 / 204

Datos de intersección
U=72°
α=25.9°
φ=44°
δ=281°

Tipo de rotura: Sin posibilidad
 Dirección del talud
 Dirección de deslizamiento

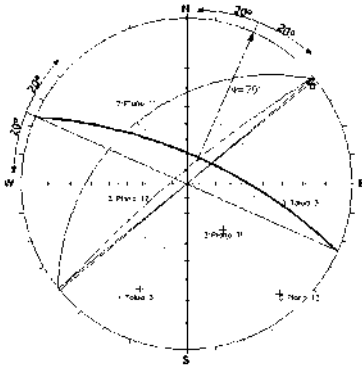


Orientaciones
ID Buzamiento/Dirección:

Talud 1 070 / 24
Plano 9 075 / 344
Plano 10 057 / 281

Datos de intersección
U=72°
α=56.2°
φ=44°
δ=278°

Tipo de rotura: Sin posibilidad
 Dirección del talud
 Dirección de deslizamiento



Orientaciones
ID Buzamiento/Dirección:

Talud 1 070 / 24
Plano 11 033 / 324
Plano 12 082 / 320

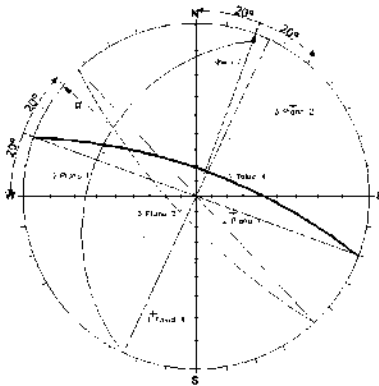
Datos de intersección
U=72°
α=7°
φ=40°
δ=50°

Tipo de rotura: Sin posibilidad
 Dirección del talud
 Dirección de deslizamiento





Anexo 7-G (Dips, Afloramiento 4, lado izquierdo km 237+000)



Orientaciones
ID: Buzamiento/Dirección

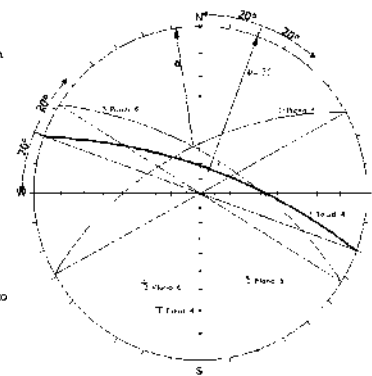
Talud 1	072 / 20
Plano 1	027 / 285
Plano 2	075 / 297

Datos de intersección

$\psi = 72^\circ$
 $\alpha = 26.3^\circ$
 $\phi = 42^\circ$
 $\delta = 313^\circ$

Tipo de rotura: Sin posibilidad

- Dirección del talud
- Dirección de deslizamiento



Orientaciones
ID: Buzamiento/Dirección

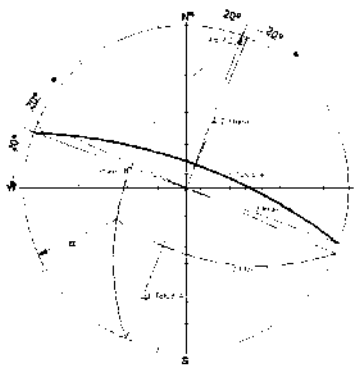
Talud 1	072 / 20
Plano 5	060 / 331
Plano 6	067 / 32

Datos de intersección

$\psi = 72^\circ$
 $\alpha = 58.7^\circ$
 $\phi = 42^\circ$
 $\delta = 351^\circ$

Tipo de rotura: Plano

- Dirección del talud
- Dirección de deslizamiento



Orientaciones
ID: Buzamiento/Dirección

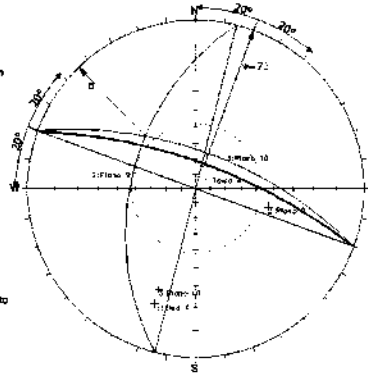
Talud 1	072 / 20
Plano 7	048 / 204
Plano 8	050 / 292

Datos de intersección

$\psi = 72^\circ$
 $\alpha = 39.7^\circ$
 $\phi = 42^\circ$
 $\delta = 246^\circ$

Tipo de rotura: Vueltos

- Dirección del talud
- Dirección de deslizamiento



Orientaciones
ID: Buzamiento/Dirección

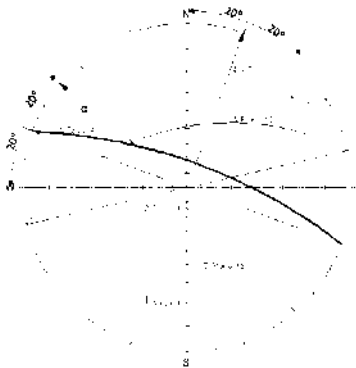
Talud 1	072 / 20
Plano 9	048 / 264
Plano 10	065 / 20

Datos de intersección

$\psi = 72^\circ$
 $\alpha = 43.3^\circ$
 $\phi = 42^\circ$
 $\delta = 318^\circ$

Tipo de rotura: Plano

- Dirección del talud
- Dirección de deslizamiento



Orientaciones
ID: Buzamiento/Dirección

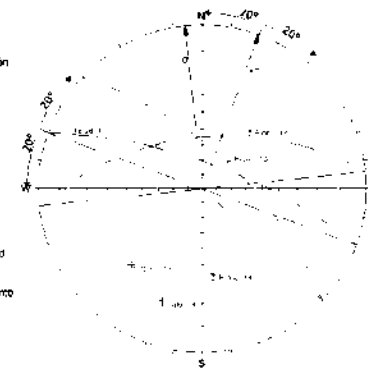
Talud 1	072 / 20
Plano 11	060 / 229
Plano 12	056 / 347

Datos de intersección

$\psi = 72^\circ$
 $\alpha = 43.1^\circ$
 $\phi = 42^\circ$
 $\delta = 329^\circ$

Tipo de rotura: Sin posibilidad

- Dirección del talud
- Dirección de deslizamiento



Orientaciones
ID: Buzamiento/Dirección

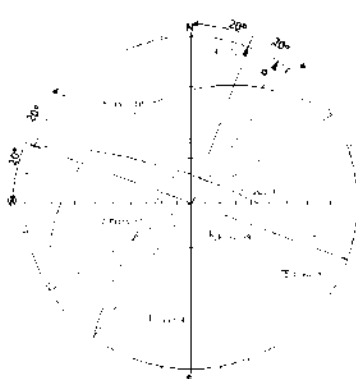
Talud 1	072 / 20
Plano 13	065 / 42
Plano 14	055 / 354

Datos de intersección

$\psi = 72^\circ$
 $\alpha = 55^\circ$
 $\phi = 42^\circ$
 $\delta = 354^\circ$

Tipo de rotura: Sin posibilidad

- Dirección del talud
- Dirección de deslizamiento



Orientaciones
ID: Buzamiento/Dirección

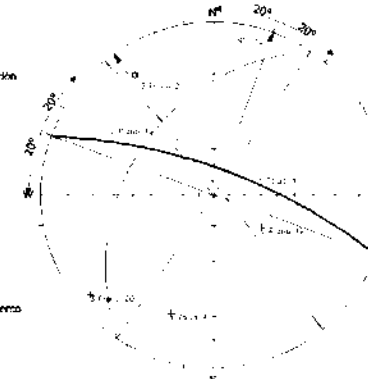
Talud 1	072 / 20
Plano 17	070 / 306
Plano 18	075 / 328

Datos de intersección

$\psi = 72^\circ$
 $\alpha = 31.4^\circ$
 $\phi = 42^\circ$
 $\delta = 32^\circ$

Tipo de rotura: Sin posibilidad

- Dirección del talud
- Dirección de deslizamiento



Orientaciones
ID: Buzamiento/Dirección

Talud 1	072 / 20
Plano 19	037 / 304
Plano 20	085 / 51

Datos de intersección

$\psi = 72^\circ$
 $\alpha = 35.3^\circ$
 $\phi = 42^\circ$
 $\delta = 325^\circ$

Tipo de rotura: Sin posibilidad

- Dirección del talud
- Dirección de deslizamiento





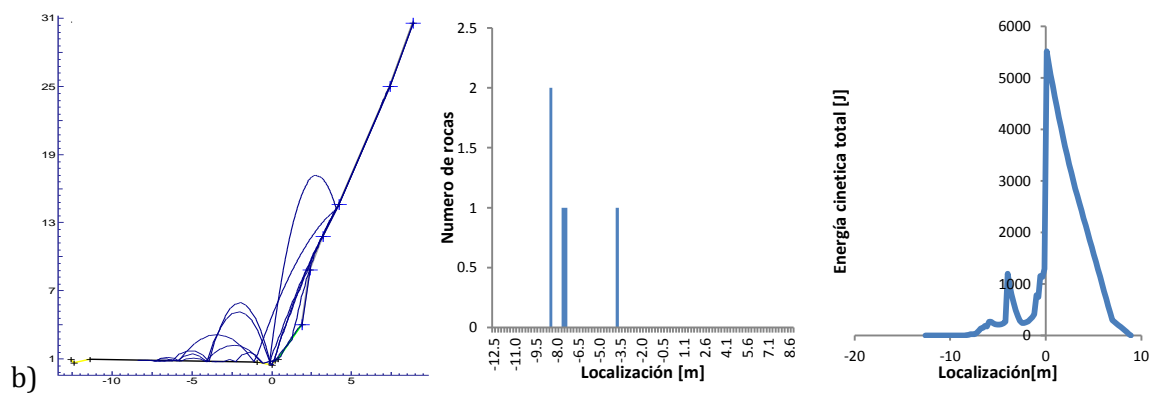
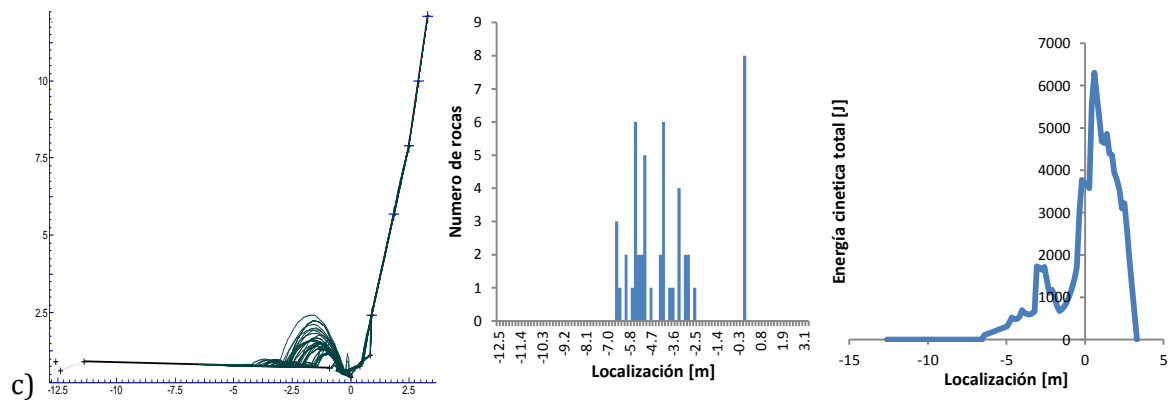
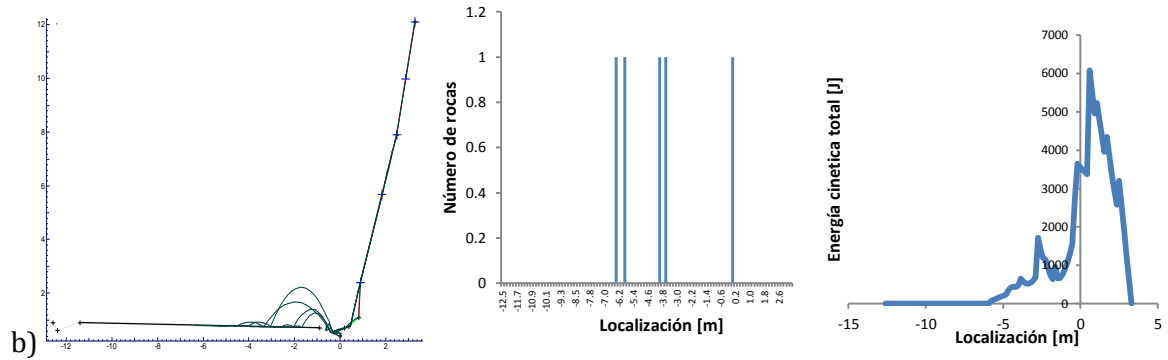
Anexo8-A (Rocfall, Rocscince Coefficient of Restitution Table)

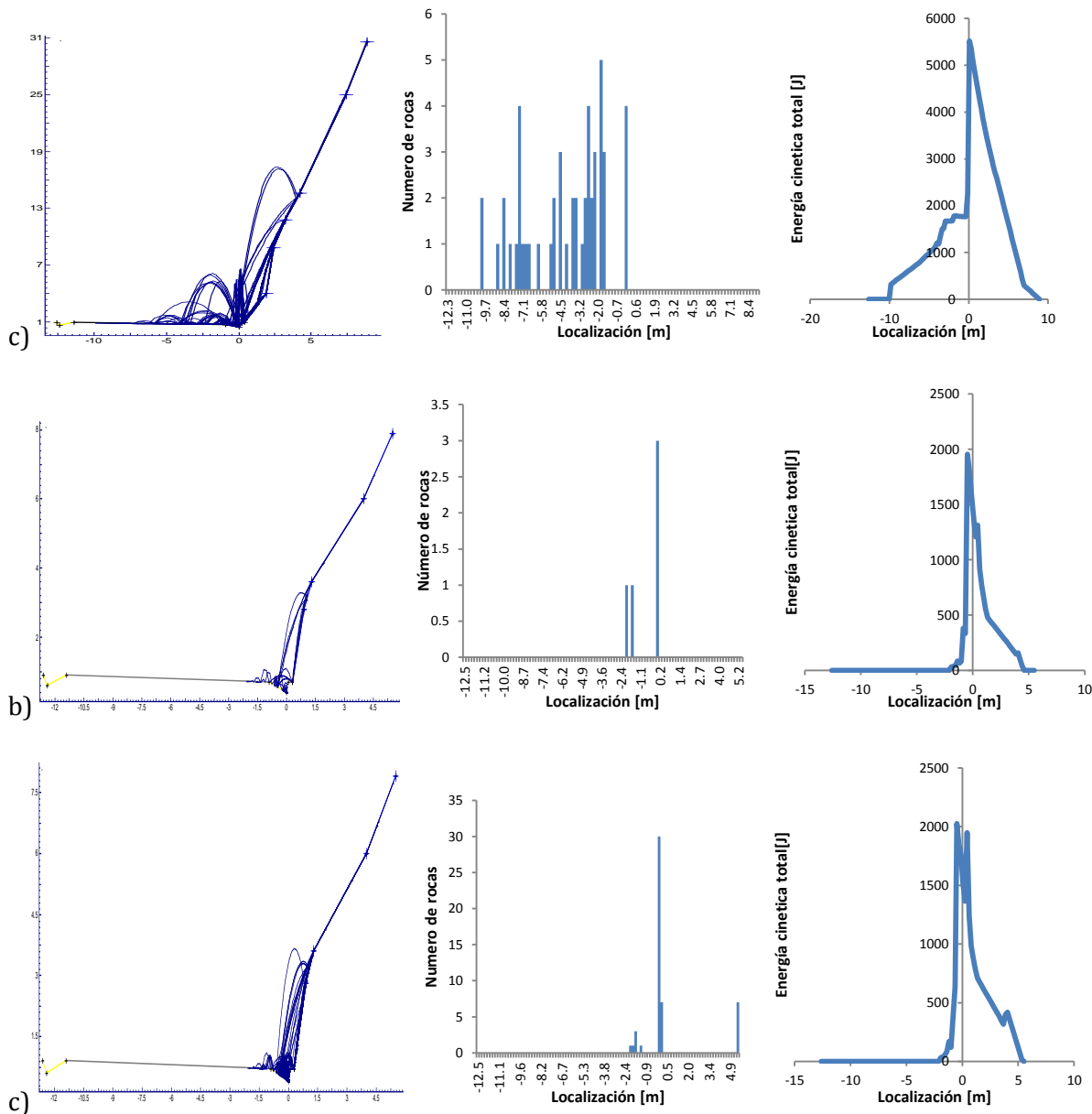
Rocscince Coeficiente de Restitución Tabla								
RN (Normal)				RT (tangencial)				Tipo
Min	Max	La media	Desviación Estándar	Min	Max	La media	Desviación Estándar	
0.370	0.420			0.870	0.920			Pavimentación de superficies duras
0.330	0.370			0.830	0.870			Roca de fondo o los cantos rodados con poco suelo o en la vegetación
0.300	0.330			0.830	0.870			Talud con poca vegetación
0.300	0.330			0.800	0.830			Talud con un poco de vegetación
0.280	0.320			0.800	0.830			Pendiente de suelos blandos con poca vegetación
0.280	0.320			0.780	0.820			Vegetación pendiente del suelo
		0.315	0.064			0.712	0.116	Cara de piedra caliza
		0.303	0.080			0.615	0.170	Parcialmente vegetación caliza pedregal
		0.315	0.064			0.712	0.116	Descubierto caliza explosión pila
		0.251	0.029			0.489	0.141	Vegetación pila de piedra caliza cubierto
		0.276	0.079			0.835	0.087	Cara Chalk
		0.271	0.018			0.596	0.085	Vegetación scree tiza
		0.384	0.133			0.687	0.130	Madera pendiente plataforma a 45 grados se utilizó como un control para las pruebas de campo que hicieron.
		0.200				0.530		Cantos rodados de piedra caliza dolomítica en superficies rocosas y en depósitos astrágalos
		0.100				0.200		Piroclástico Remoldeado desde las terrazas situadas en la base del acantilado
		0.000				0.240		Impactos sobre el detritus de los aficionados presentes en el pie de un acantilado de roca
		0.393				0.567		Suelos
		0.453				0.737		Hormigón proyectado
		0.487				0.910		Pendiente de la roca
		0.500				0.950		Roca de fondo
		0.350				0.850		Roca de fondo cubierta por grandes bloques
		0.300				0.700		Los escombros formado por uniformes elementos distribuidos
		0.250				0.550		Suelo cubierta por la vegetación
		0.530				0.990		Clean lecho de roca dura
		0.400				0.900		Carretera de asfalto
		0.350				0.850		Afloramientos de roca madre con superficie dura, grandes rocas
		0.320				0.820		Cubierta Talus
		0.320				0.800		Cubierta con vegetación Talus
		0.300				0.800		De suelos blandos, un poco de vegetación
0.370	0.420							Superficies duras lisas y pavimentos
0.330	0.370							La mayoría de los campos de roca madre y Boulder
0.300	0.330							Talus y laderas de suelo firme
0.280	0.300							Laderas de suelos blandos
				0.870	0.920			Superficies duras lisas como el pavimento o superficies lisas de roca madre
				0.830	0.870			La mayoría de las superficies de la roca de fondo y taludes sin vegetación
				0.820	0.850			La mayoría de los taludes con alguna baja vegetación
				0.800	0.830			Taludes con vegetación y laderas de suelo con vegetación repuestos
				0.780	0.820			Cepillo cubierto pendiente del suelo
		0.530	0.040			0.990	0.040	Limpia Disco de Bedrock
		0.350	0.040			0.850	0.040	Bedrock outcrop
		0.320	0.040			0.820	0.040	Cubierta Talus
		0.320	0.040			0.800	0.040	Talus con vegetación
		0.400	0.040			0.900	0.040	Pavimentación de asfalto
		0.530	0.040			0.990	0.040	Limpia Disco de Bedrock
		0.350	0.040			0.850	0.040	Afloramiento de roca de fondo
		0.480	0.190			0.530	0.170	Concreto
		0.470	0.300			0.550	0.230	Desgastado por el tiempo Roca
		0.480	0.000			0.530	0.000	Concreto
		0.470	0.000			0.550	0.000	Desgastado por el tiempo Roca
		0.850	0.000			0.530	0.000	Concreto
		1.000	0.000			0.550	0.000	Desgastado por el tiempo Roca
		0.530	0.040			0.990	0.040	Roca de fondo
		0.500	0.060			0.700	0.060	Blockfield
		0.500	0.060			0.650	0.060	Blockfield con arbustos y pequeños árboles
		0.500	0.060			0.500	0.060	Blockfield con el bosque
		0.300	0.060			0.800	0.060	Top-suelo con vegetación
		0.400	0.040			0.900	0.040	Pavimentación de asfalto
		0.350	0.040			0.850	0.040	Camino de la grava
		0.500				0.800		Ladera boscosa escasamente está cubierta por un barniz de muy fino astrágalos degradado derivado de unidades esquistosas débiles que subyacen a la tapa de piedra caliza.
		0.500				0.800		Limestone en desnudo talud uniforme formada de fragmentos de basalto con un tamaño modal de 5 cm.
		0.700				0.900		rectangular más audaz de toba metamorfoseado en roca desnuda y un estante nieve empinada cubierta.





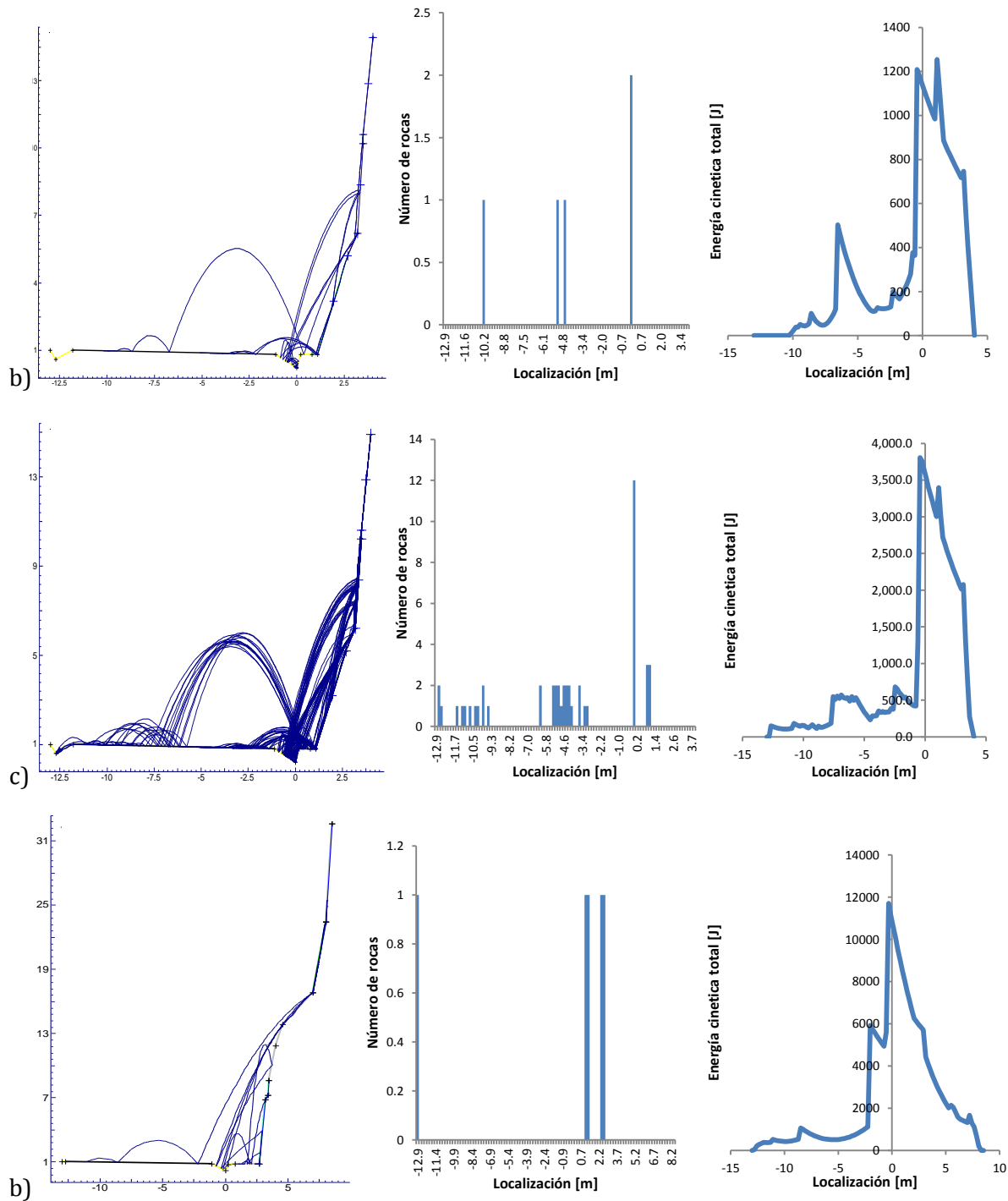
Anexo 8-B (Rocfall, Talud derecho, km 232+000)

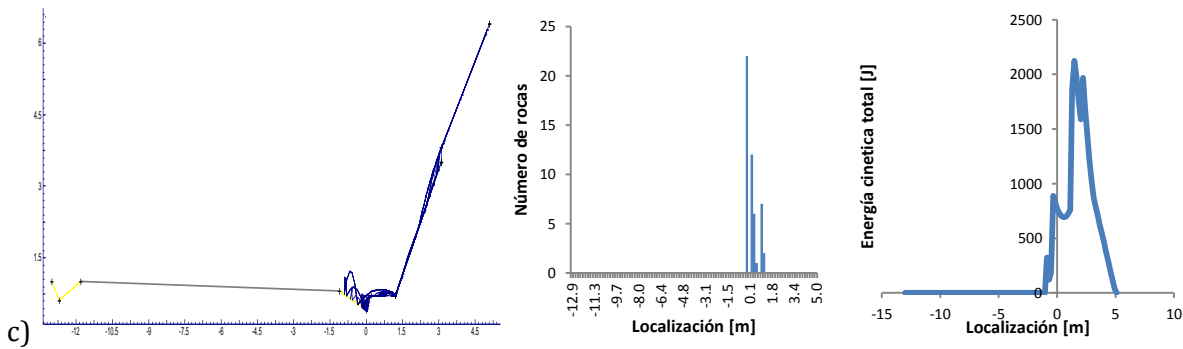
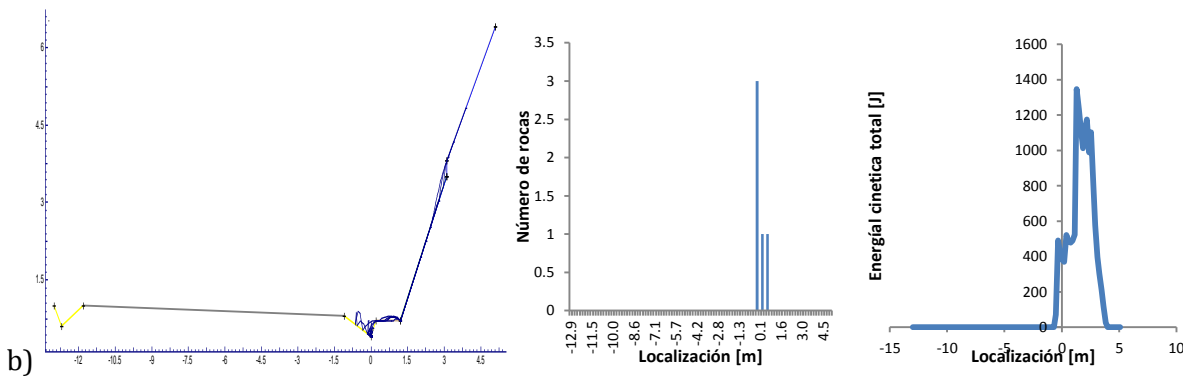
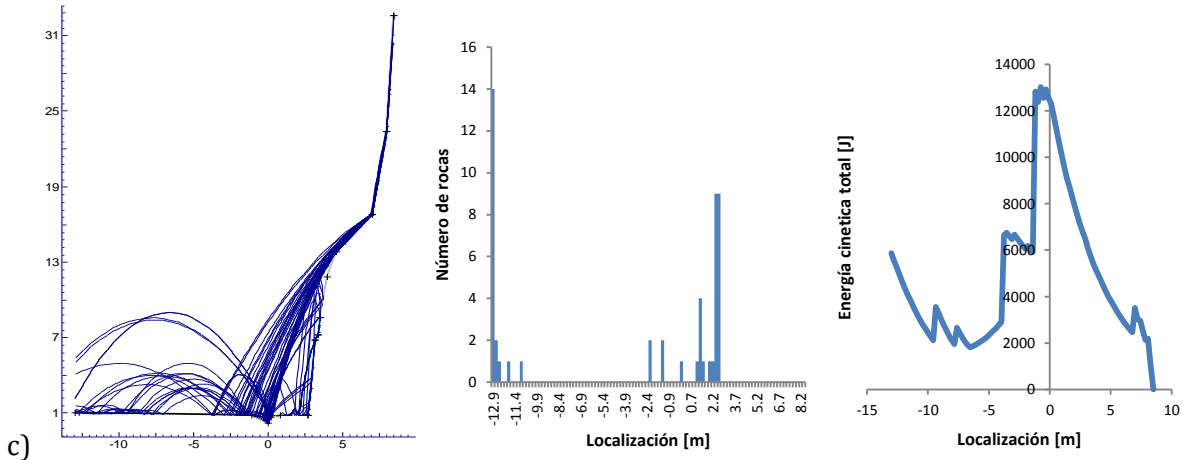




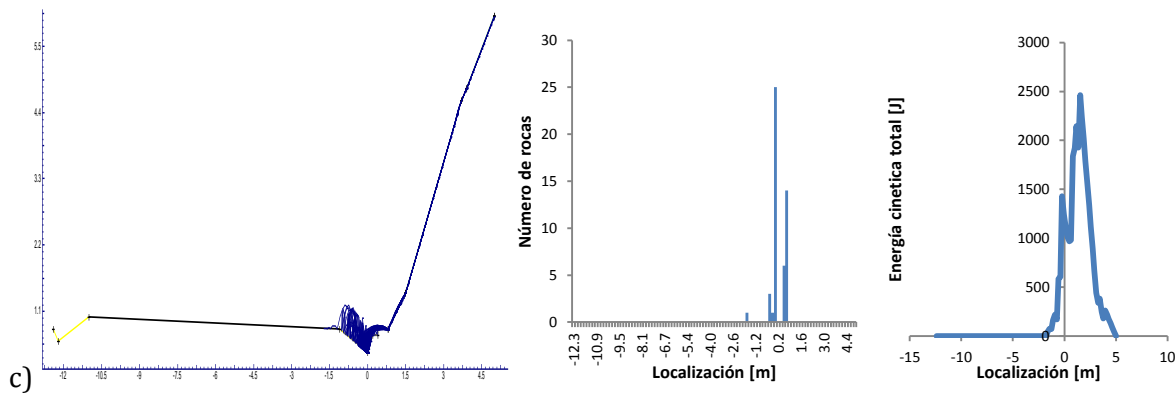
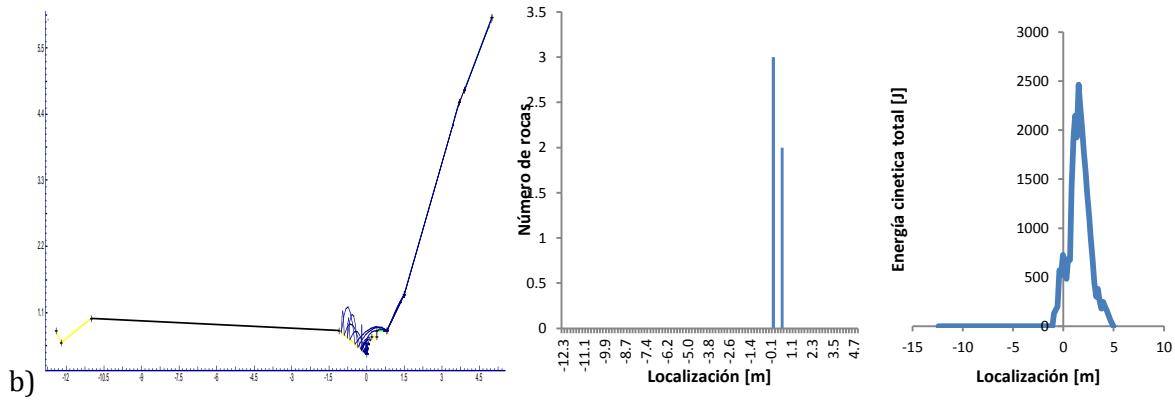


Anexo 8-C (Rocfall, Talud Izquierdo, km 232+000)





Anexo 8-D (Rocfall, Talud derecho, km 237+000)





Anexo 8-C (Rocfall, Talud Izquierdo, km 237+000)

