



**UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN
NICOLÁS DE HIDALGO**

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

**ESTUDIO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO DE LA ZONA DE
DESLIZAMIENTO ASOCIADA AL ESCARPE DE LA FALLA
SANTA MARÍA, MORELIA, MICH. CASO DE ESTUDIO:
“SECUNDARIA TÉCNICA N° 77”**

**TESIS PROFESIONAL
PARA OBTENER EL TÍTULO DE:
INGENIERO CIVIL**

**PRESENTA:
JOSÉ REYES VARGAS CRUZ**

**ASESORA:
DRA. AÍDA LOPÉZ HERNÁNDEZ**

MORELIA, MICHOACÁN, FEBRERO DE 2017



ÍNDICE

LISTA DE FIGURAS.	VI
LISTA DE GRÁFICAS Y TABLAS.	XVII
DEDICATORIAS.	XX
AGRADECIMIENTOS.	XXII
RESUMEN.	XXV
ABSTRACT.....	XXVI
CAPÍTULO 1	
INTRODUCCIÓN.....	27
1.1 OBJETIVOS DE LA TESIS.....	29
1.2 METODOLOGÍA GENERAL DEL TRABAJO	30
CAPÍTULO 2	
MARCO TEÓRICO	32
2.1 GEOLOGÍA DE LA ZONA SUR DE MORELIA	32
2.1.1 Estratigrafía.....	32
2.1.2 Geología estructural.....	34
2.1.3 Estudios geofísicos.. ..	37
2.2 MOVIMIENTOS DE LADERA	39
2.2.1 Tipos de movimientos de ladera.....	39
2.2.2 Causas de los movimientos de ladera.....	44
2.3 INESTABILIDAD DE TALUDES.	51
2.3.1 Introducción.	51
2.3.2 Investigaciones in situ.	53
2.3.3 Factores influyentes en la inestabilidad.....	54
2.3.4 Tipos de rotura.	61
2.3.5 Análisis de estabilidad.....	63

2.3.5.1 Métodos de equilibrio límite.....	64
2.3.5.2 Métodos Tenso-deformacionales	65
2.4 MEDIDAS DE ESTABILIZACIÓN.....	66
2.4.1 Introducción	66
2.4.2 Métodos de estabilización.	68
CAPÍTULO 3	
ESTADO ACTUAL DE LA ESCUELA SECUNDARIA No. 77.....	82
3.1 LOCALIZACIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO.....	82
3.2 DAÑOS OBSERVADOS EN LAS INSTALACIONES DE LA SECUNDARIA.....	84
CAPÍTULO 4	
GEOLOGÍA DE LA ZONA DE ESTUDIO.	109
CAPÍTULO 5	
PROCESAMIENTO DE LAS MUESTRAS EN EL LABORATORIO.	119
5.1 RECONOCIMIENTO PRELIMINAR DEL SITIO.....	119
5.2 RECOLECCIÓN DE MUESTRAS DE MATERIALES EN CAMPO.	119
5.3 ANALISIS DE LAS MUESTRAS EN EL LABORATORIO.....	124
5.3.1 Extendido, secado y disgregación de las muestras de materiales.....	125
5.3.2 Determinación de la Composición Granulométrica mediante el uso de mallas.	125
5.3.3 Determinación de límites de consistencia y contracción lineal.....	132
5.3.3.1 Determinación del límite líquido	132
5.3.3.2 Determinación del límite plástico.....	136
5.3.3.3 Determinación del Índice Plástico.....	138
5.3.3.4 Determinación de la Contracción Lineal	138
5.3.3.5 Determinación de la contracción Volumétrica	141
5.3.4 Determinación de la masa volumétrica seca del material en estado natural, por el método de la parafina, en muestras inalteradas.....	144

5.3.7	Determinación de la gravedad específica o peso específico relativo de los sólidos.....	148
5.3.6	Prueba de Compresión Simple.	156
5.3.7	Prueba Triaxial Rápida.....	159

CAPÍTULO 6

INTERPRETACIÓN DE LOS DATOS GEOTÉCNICOS.....	165
6.1 DETERMINACIÓN DE LA COMPOSICIÓN GRANULOMÉTRICA MEDIANTE EL USO DE MALLAS.	165
6.1.1 Interpretación de la información Granulométrica.....	167
6.2 DETERMINACIÓN DE LOS LÍMITES DE CONSISTENCIA Y CONTRACCIÓN LINEAL.....	168
6.2.1 Interpretación de la información de los límites de consistencia y contracción lineal de los materiales analizados.	170
6.3 DETERMINACIÓN DE LA MASA VOLUMÉTRICA SECA DEL MATERIAL EN ESTADO NATURAL, POR EL MÉTODO DE LA PARAFINA, EN MUESTRAS INALTERADAS.	174
6.3.1 Interpretación de la información de la masa volumétrica seca del material en estado natural, por el método de la parafina, en muestras inalteradas.....	177
6.4 DETERMINACIÓN DE LA GRAVEDAD ESPECÍFICA O PESO ESPECÍFICO RELATIVO DE LOS SÓLIDOS.	179
6.4.1 Interpretación de la información de la gravedad específica o peso específico relativo de los sólidos.....	180
6.5 PRUEBA DE COMPRESIÓN SIMPLE.	180
6.5.1 Interpretación de la información de la Prueba de Compresión Simple.....	181
6.6 PRUEBA TRIAXIAL RÁPIDA.	181
6.6.1 Interpretación de la información de la Prueba Triaxial Rápida.	182

CAPÍTULO 7

INESTABILIDAD DEL TALUD: CÁLCULO DEL FACTOR DE SEGURIDAD.....	187
7.1 INTRODUCCIÓN..	187
7.2 MÉTODOS DE ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES	187
7.2.1 Métodos de equilibrio límite.....	187

7.2.1.1 Método de rebanadas. Método de Bishop.....	190
7.2.1.1.1 Método de Bishop simplificado.....	192
7.2.1.2 Método de Janbú	193
7.3 CARACTERIZACIÓN GEOMECÁNICA DE LA UNIDAD DEL MACIZO ROCOSO.....	195
7.3.1 Clasificación RMR.....	195
7.3.2 Caracterización Geomecánica del Macizo Rocosó de la Ladera Ocolusen.	198
7.4 CÁLCULO DEL FACTOR DE SEGURIDAD PARA LA ESTABILIDAD DE LA LADERA OCOLUSEN	201
7.4.1 Programa Slide 5.0.....	207
7.4.2 Simulación numérica y análisis de las condiciones de la estabilidad de la ladera Ocolusen.....	209
CAPÍTULO 8	
CÁLCULO DE LA CAPACIDAD DE CARGA DEL TERRENO.....	234
8.1 CIMENTACIONES SUPERFICIALES: CAPACIDAD DE CARGA ÚLTIMA.....	234
8.2 CONCEPTOS GENERALES.....	234
8.3 TEORÍA DE LA CAPACIDAD CARGA DE TERZAGHI.....	236
8.4 FACTOR DE SEGURIDAD.....	240
8.5 CÁLCULO DE LA CAPACIDAD DE CARGA DEL TERRENO DE LA ESCUELA SECUNDARIA No. 77.....	240
CAPÍTULO 9	
CONCLUSIONES.....	244
CAPÍTULO 10	
RECOMENDACIONES.....	250
11.- BIBLIOGRAFÍA.....	252

LISTA DE FIGURAS

CAPÍTULO 2

Figura 2.1.1 Mapa Geológico de la zona de Morelia, donde se pueden observar las unidades correspondientes a la Sierra de Mil Cumbres y las unidades del Cinturón Volcánico Mexicano. También sobresalen las fallas regionales NE-SW y E-W, las cuales son paralelas a las estructuras que dañan a la mancha urbana. Hay que destacar que una gran parte de Morelia se localiza en zona de antiguos lagos, ahora cubiertos por depósitos de aluvión	33
Figura 2.1.2.1 Marco regional tectónico entre Pátzcuaro y Acambay, incluyendo la ciudad de Morelia.....	34
Figura 2.1.2.2 Plano de Morelia con las fallas geológicas ligadas a fenómenos de fluencia (Central Camionera, Chapultepec, Torremolinos) y las Potencialmente Sísmicas (Santa María y La Colina).....	36
Figura 2.2.1.1 Clasificación general de los movimientos de ladera.....	41
Figura 2.3.1.1 Talud con ángulo uniforme y talud excavado de forma escalonada con bermas y bancos	52
Figura 2.3.1.2 Taludes del canal de Corintio, Grecia, excavados manualmente en materiales limosos cementados y calcareníticos, afectados por fallas	52
Figura 2.3.3.1 Esquemas del nivel freático en un talud según la distribución de los materiales	57
Figura 2.3.3.2 a) Triángulo de presiones de agua para un plano simple de discontinuidad. b) Triángulo de presiones en caso de existencia de grieta de tracción en la cabecera del talud (U Y V son las fuerzas debidas al agua sobre el plano de deslizamiento y sobre la grieta de tracción respectivamente).....	58
Figura 2.3.3.3 Modificación de las trayectorias de los esfuerzos horizontales originales como consecuencia de una excavación	60
Figura 2.3.4.1 Rotura curva de un talud en suelos arcillosos y pizarras. Puertollano, Ciudad Real.....	62
Figura 2.3.4.2 Tipos de superficie de rotura en suelos	62

Figura 2.3.4.3	Diferentes tipos de rotura en taludes en rocas	63
Figura 2.4.1.1	Esquema de fuerzas actuantes en el problema de estabilidad de un talud	67
Figura 2.4.2.1	Métodos para aumentar el coeficiente de seguridad de taludes en suelos	68
Figura 2.4.2.2	Ejemplo de estabilización de un talud mediante muro de pie, relleno y drenes californianos. Autovía de Levante, variante Perales de Tajuña. Madrid	70
Figura 2.4.2.3	Estabilización de un Talud mediante escollera	70
Figura 2.4.2.4	Medidas de estabilización en un talud de carretera de la autovía A-92: colocación de una escollera para reforzar el pie del talud, escalonamiento y retaluzado del ángulo general y en primer término zanja rellena de grava para drenar la zona de pie.....	71
Figura 2.4.2.5	Medidas de drenaje y protección en taludes	72
Figura 2.4.2.6	Disposición y eficacia de los sistemas de drenaje en un talud	73
Figura 2.4.2.7	Pantalla Múltiple de micropilotes.....	74
Figura 2.4.2.8	Esquema de las partes de un anclaje.....	75
Figura 2.4.2.9	Excavación de un gran talud estabilizado mediante anclajes arriostrados, con la parte superior derecha protegida con gunita. Norte de Italia	75
Figura 2.4.2.10	Instalación de anclajes para reforzar el talud, unidos mediante vigas de hormigón armado para que trabajen de forma solidaria. Asturias	76
Figura 2.4.2.11	Muros y pantallas de pilotes anclados.....	76
Figura 2.4.2.12	Muros de gaviones con el intradós escalonado; (a) y con el trasdós escalonado, con relleno entre el muro y el talud (b).....	77
Figura 2.4.2.13	Muro de Gaviones a pie de talud y cuneta de drenaje.....	78
Figura 2.4.2.14	Muro de tierra armada.....	79

Figura 2.4.2.15 Medidas de estabilización en un talud de carretera: muro anclado en la parte inferior, gunita y bulones en la parte superior 79

Figura 2.4.2.16 Talud de carretera cubierto de gunita 81

CAPÍTULO 3

Figuras 3.1.1 Localización geográfica de la zona inestable; a) Macrolocalización del área de estudio, b) Microlocalización del área de estudio 83

Figura 3.2.1 Ubicación de la escuela justo al pie de la ladera 84

Figura 3.2.2 Parte exterior trasera de la escuela secundaria justo al pie de la ladera. 85

Figura 3.2.3 Parte exterior poniente de la escuela secundaria y una construcción de casa habitación al pie de la ladera 85

Figura 3.2.4 Cimentación descubierta y grietas presentes en las barda perimetral lateral derecha de la Escuela Secundaria no. 77 86

Figura 3.2.5 Grietas y fracturas presentes en las barda perimetral frontal de la Escuela Secundaria no. 77 86

Figura 3.2.6 Grietas presentes en el pavimento de la calle, enfrente de la Escuela Secundaria no. 77 87

Figura 3.2.7 Erosión debajo de los elementos de retención de la barda 87

Figura 3.2.8 Fracturas y grietas en las escaleras de acceso al primer nivel de terreno 88

Figura 3.2.9 Fracturas y grietas en la tercera escalera de acceso al tercer nivel de terreno 89

Figura 3.2.10 Grietas en los pasillos de la Escuela 89

Figura 3.2.11 Grietas y fisuras en el patio cívico de la escuela secundaria 90

Figura 3.2.12 Fracturas y grietas del patio pequeño que se encuentra en la parte noreste de la escuela muy próximo a la puerta 3	90
Figura 3.2.13 Aberturas en la conexión banquetta-muros	91
Figura 3.2.14 Hundimiento de una parte de la banquetta	91
Figura 3.2.15 Fracturas y grietas tanto en las trabes, y los muros de contención de la cimentación del edificio donde se encuentra la biblioteca.	92
Figura 3.2.16 Fracturas y grietas tanto en las trabes y los muros de contención que son parte de la cimentación del edificio donde se encuentra la biblioteca. En esta toma se puede apreciar que cerca de este edificio se encuentra el estacionamiento	93
Figura 3.2.17 Grietas en las paredes de alguno de los salones de la escuela. a.) (fotografía izquierda) grieta de un cubículo al lado del salón de taller de vestido, b.) (fotografía derecha) Grieta en el salón del taller del vestido.	94
Figura 3.2.18 Abertura dispereja en el muro de uno de los salones de la edificación 6 al sureste de la escuela.	95
Figura 3.2.19 Fractura del piso de la biblioteca en el edificio 1 de la escuela secundaria	95
Figura 3.2.20 Abertura en la conexión piso-pared en la biblioteca de la escuela	96
Figura 3.2.21 Colocación de arriostramiento en las columnas de acero para la prevención de inestabilidades del edificio donde se encuentra la biblioteca	96
Figura 3.2.22 Fracturas y grietas del piso de la cooperativa, al mismo tiempo hundimiento de la misma	98
Figura 3.2.23 Grieta en uno de los muros de la cooperativa con abertura de aproximadamente 3 cm	98
Figura 3.2.24 Canaleta de mampostería para el desalojo de las aguas pluviales. A simple vista se ve la diferencia de anchos de las dos partes de las canaletas.	

(Foto izquierda) Parte de la canaleta con el ancho original cuando se construyó, (Foto derecha) Parte de la canaleta con el ancho ya modificado a consecuencia del empuje lateral del material deslizado..... 99

Figura 3.2.25 Fracturas y grietas del muro cerca de las escaleras de acceso al primer nivel de terreno..... 99

Figura 3.2.26 Otro ángulo de las fracturas del muro cerca de las escaleras de acceso 100

Figura 3.2.27 Fractura de la escalera de acceso al tercer nivel del terreno 100

Figura 3.2.28 Pequeñas grietas en las canchas de básquet y voleibol 101

Figuras 3.2.29 a.) Muro movido por el empuje de material en el segundo nivel del terreno. b.) Muro agrietado también por el empuje de material deslizado en el tercer nivel de terreno..... 101

Figura 3.2.30 Daños por fracturamiento en la estructura tipo grada a consecuencia del empuje de terreno por el deslizamiento de la ladera 102

Figura 3.2.31 Otro ángulo de la fractura de la estructura tipo grada..... 102

Figura 3.2.32 Grietas en el muro trasero de la barda perimetral de la escuela 103

Figura 3.2.33 Fracturas en el pie del muro de la barda perimetral de la escuela 104

Figura 3.2.34 Hundimiento o deslizamiento de terreno al pie del muro de la barda perimetral..... 104

Figura 3.2.35 Separación de los muros en la esquina SW de la barda perimetral de la escuela, la separación es de 4 a 6 cm aproximadamente..... 105

Figura 3.2.36 Inclinação de uno de los árboles que se encuentran adentro de la escuela 106

Figura 3.2.37 Croquis de la escuela secundaria en el cual se muestra la ubicación y dirección grafica de los escalones de tierra, las grietas, fisuras y fracturas desencadenadas por el deslizamiento de masa de tierra;

En el croquis también se muestra una parte del deslizamiento de la ladera, en la parte externa de la escuela 107

Figura 3.2.38 Diferentes niveles de terreno de la escuela secundaria No. 77 108

CAPÍTULO 4

Figura 4.1 Fragmento anguloso de andesita de longitud aproximada de 2.0m 110

Figura 4.2 Mapa geológico de la zona de deslizamientos de Ocolusen 117

Figura 4.3 Sección geológica A-A' de la zona de deslizamientos de Ocolusen 118

CAPÍTULO 5

Figura 5.2.1 La excavación de los dos pozos de cielo abierto se llevó a cabo por medio de una retroexcavadora: a) PCA-1, b) PCA-2 120

Figura 5.2.2 PCA-1, de 3.4 m de profundidad, Formado principalmente por un suelo arcilloso negro con algunos fragmentos de ladrillo y fragmentos de roca andesíticas oxidados. a.) Profundidad del pozo. b.) Material extraído del pozo, en la superficie 121

Figura 5.2.3 Pruebas de resistencia a la compresión y consistencia natural del terreno con el penetrómetro de bolsillo a diferentes profundidades, esto en el PCA-1 122

Figura 5.2.4 Primer estrato del PCA-2 a una profundidad de 1.70 metros 123

Figura 5.2.5 Segundo estrato del PCA-2 a una profundidad de 3.0 metros 124

Figura 5.3.1.1 Extendido, secado y disgregación de las muestras de materiales 126

Figura 5.3.2.1 Cuarteo de la muestra representativa 127

Figura 5.3.2.2 Cribado del material a través de la malla No. 4 128

Figura 5.3.2.3 Cribado del material retenido en la malla No. 4 128

Figura 5.3.2.4 Forma como se pesó el material retenido en cada una de las mallas 129

Figura 5.3.2.5	Secado del material en la estufa.....	129
Figura 5.3.2.6	Material contenido en el vaso metálico saturado de 500 cm³	130
Figura 5.3.2.7	Lavado del material a través de la malla No. 200.....	131
Figura 5.3.2.8	Material vaciado nuevamente al vaso metálico después del lavado	131
Figura 5.3.2.9	Cribado del material que pasa la malla No. 4	132
Figura 5.3.3.1.1	Cribado del material a través de la malla No. 40.....	133
Figura 5.3.3.1.2	Colocación del material en la capsula de porcelana y saturación con agua	134
Figura 5.3.3.1.3	Homogenización del material	134
Figura 5.3.3.1.4	Colocación de la muestra de material en la copa y ranurado del material en la parte central.....	135
Figura 5.3.3.2.1	Formación de la esfera con diámetro aproximado de 15 mm	137
Figura 5.3.3.2.2	Rolado del material en la placa de vidrio.....	137
Figura 5.3.3.2.3	Muestra de los fragmentos para determinar la humedad.....	138
Figura 5.3.3.4.1	Golpeo del molde con el material en una superficie dura.....	140
Figura 5.3.3.4.2	Molde y espécimen después del secado en el horno	140
Figura 5.3.3.4.3	Medición de la longitud de la barra contraída y seca	141
Figura 5.3.3.4.4	Arqueo de la barra seca a lo largo de su longitud.....	141
Figura 5.3.3.5.1	Golpeo del molde con el material en una superficie dura	143
Figura 5.3.3.5.2	Inmersión de la pastilla de suelo en el mercurio para la determinación de su volumen	144

Figura 5.3.4.1	Obtención de las muestras inalteradas en el sitio de estudio y depositadas en bolsas de plástico.....	145
Figura 5.3.4.2	Montaje del equipo para la prueba en cuestión	146
Figura 5.3.4.3	Determinación del peso del material de 100 gramos de cada uno de las muestras inalteradas.....	147
Figura 5.3.4.4	secado del material en la estufa	148
Figura 5.3.5.1	Los tres matraces con el material y agua destilada mezclados	149
Figura 5.3.5.2	Aplicación de la succión al matraz para la extracción del aire atrapado en el material	150
Figura 5.3.5.3	Colocación de los matraces en la charola con agua en ebullición.....	150
Figura 5.3.5.4	Matraz después del llenarlo con agua destilada y su pesado.....	151
Figura 5.3.5.5	Forma de cómo se llevó a cabo la toma de temperatura de la suspensión	151
Figura 5.3.5.6	Vaciado de la suspensión en las capsulas de evaporación	152
Figura 5.3.5.7	Introducción de las capsulas de evaporación en el horno para el secado del material	152
Figura 5.3.5.8	Determinación de la masa del material seco contenido en la capsula	153
Figura 5.3.6.1	Muestra remoldeada a partir de material alterado.....	156
Figura 5.3.6.2	Labrado de los especímenes, a partir de la remoldeada	157
Figura 5.3.6.3	Corte del espécimen a la altura media calculada	158
Figura 5.3.6.4	Determinación del peso del espécimen	158
Figura 5.3.6.5	Aplicación de la carga al espécimen.....	159

Figura 5.3.7.1	Especímenes cubiertos con hule	160
Figura 5.3.7.2	Primer espécimen cortado a la altura media.....	160
Figura 5.3.7.3	Primer espécimen, colocada en la base de la cámara triaxial y cubierto con una membrana de látex	161
Figura 5.3.7.4	Primer espécimen en la cámara triaxial antes de la aplicación de la carga en la prensa	162
Figura 5.3.7.5	Introducción del agua en la cámara triaxial para la aplicación de presión de confinamiento	162
Figura 5.3.7.6	Momento de la aplicación de la carga al espécimen, el cual se observa que ya se estaba empezando a deformar.....	163
Figura 5.3.7.7	Especimen deformado después de la aplicación de la carga.....	163

CAPÍTULO 7

Figuras 7.2.1.1.1	Fuerzas actuando en una rebanada (izquierda) y la expresión de Bishop (derecha)	191
Figuras 7.2.1.1.2	Tanteo con diversos (con diferentes centro y radio) y obtención del coeficiente de seguridad mínimo (1.4) correspondiente al talud	191
Figura 7.2.1.1.1.1	Expresión simplificada de Bishop	192
Figura 7.2.1.2.1	Expresión de Janbú para el cálculo del coeficiente de seguridad.....	193
Figura 7.2.1.2.2	Expresión de Janbú (ecuación modificada o método ordinario)	193
Figura 7.2.1.2.3	Abaco para obtener el factor de corrección	194
Figura 7.4.1	Mapa y sección geológica del túnel II del ramal Camelinas del libramiento sur de Morelia	202
Figura 7.4.2	Sección geológica tramo, del 4+0.060 al 4+300.....	205
Figura 7.4.3	Mapa geológico de la zona de deslizamientos de Ocolusen (reducido) ...	206
Figura 7.4.4	Ubicación de la Sección Geológica A'-A en planta	204

Figura 7.4.5	Ubicación de la sección geológica A'-A en vista oblicua	204
Figura 7.4.1.1	Modelado de una presa de tierra en Slide 5.0	207
Figura 7.4.2.1	Límites de la vista del dibujo.....	209
Figura 7.4.2.2	Modelos y opciones de análisis elegidos en el programa Slide para este trabajo	210
Figura 7.4.2.3	Entrada de las coordenadas de los vértices del límite externo por medio de las teclas	210
Figura 7.4.2.4	Diseño del perfil y ubicación de las coordenadas de los vértices del límite externo, esto se llevó a cabo con el programa Autocad.....	212
Figura 7.4.2.5	Límite externo creado con la inserción de las coordenadas de la tabla 7.4.2.1 en el programa Slide	212
Figura 7.4.2.6	Diálogo Espaciamiento de la red.....	214
Figura 7.4.2.7	Red de centros de Deslizamiento	215
Figura 7.4.2.8	Diálogo Opciones de Superficie	216
Figura 7.4.2.9	Límites externos y límites de materiales.....	217
Figura 7.4.2.10	Diálogo definir propiedades de los materiales	217
Figura 7.4.2.11	Diálogo asignar materiales.....	218
Figura 7.4.2.12	Asignación de los parámetros de los materiales en las regiones correspondientes del modelo	219
Figura 7.4.2.13	Diálogo Métodos de Análisis	220
Figura 7.4.2.14a	Superficie de deslizamiento y factor de seguridad con el Método de Bishop en condiciones normales	222
Figura 7.4.2.14b	Superficie de deslizamiento y factor de seguridad con el Método de Janbú en condiciones normales.....	222
Figura 7.4.2.14c	Superf.Desl. Mét. Bishop, considerando coef.de carga sísmica	223

Figura 7.4.2.14d	Superficie de deslizamiento y factor de seguridad con el Método de Janbú, considerando coeficiente de carga sísmica	223
Figura 7.4.2.14e	Superficie de deslizamiento y factor de seguridad con el Método de Bishop, considerando una medida de estabilización (micropila)	230
Figura 7.4.2.14f	Superficie de deslizamiento y factor de seguridad con el Método de Janbú, considerando una medida de estabilización (micropila)	230
Figura 7.4.2.14g	Superficie de deslizamiento y factor de seguridad con el Método de Bishop, considerando la influencia de un coeficiente de carga sísmica y una medida de estabilización (micropila)	231
Figura 7.4.2.14h	Superficie de deslizamiento y factor de seguridad con el Método de Janbú, considerando la influencia de un coeficiente de seguridad de carga sísmica y una medida de estabilización (micropila)	231
Figura 7.4.2.15	Diálogo para adicionar el valor del coeficiente sísmico	224
Figura 7.4.2.16	Regionalización sísmica de la República Mexicana	225
Figura 7.4.2.17	Zonificación sísmica del estado de Michoacán	226
Figura 7.4.2.18	Diálogo de patrón de soporte	227
Figura 7.4.2.19	Patrón de soporte añadido al talud	228
Figura 7.4.2.20	Dialogo para definir propiedades de soporte	228
Figura 7.4.2.21	Longitud y distribución de las micropilas en la ladera	233

CAPÍTULO 8

Figura 8.2.1	Naturaleza de las fallas por capacidad de carga en suelo: a) falla de cortante Gral.; b) falla de cortante local; c) falla de cortante por punzonamiento	235
Figura 8.2.2	Modos de falla en cimentaciones sobre arena según Vesic	236
Figura 8.3.1	Falla por capacidad de carga en un suelo bajo una cimentación rígida continua rugosa	237

LISTA DE GRÁFICAS Y TABLAS

CAPÍTULO 2

Tabla 2.2.2.1 Influencia de los diferentes factores en las condiciones de los materiales y de las laderas45

Tabla 2.2.2.2 Factores influyentes en el comportamiento geomecánico de los materiales de las laderas.....46

Tabla 2.3.3.1 Factores Influyentes en la inestabilidad de Taludes54

CAPÍTULO 5

Gráfica 5.3.5.1 Curvas de calibración de los tres matraces 155

CAPÍTULO 6

Tabla 6.1.1 Granulometría de las muestras correspondientes a los dos PCA. 166

Gráfica 6.1.1 Representación gráfica de la granulometría de las muestras correspondiente a las dos Pozos a Cielo Abierto..... 166

Tabla 6.1.1.1 Porcentajes de Gravas (G), Arenas (S) y Finos (F) presentes en cada una de las muestras analizadas correspondientes a los dos pozos excavados 168

Gráfica 6.2.1 Graficas de las curvas de fluidez de las muestras de materiales analizados para determinar el limite líquido, correspondientes a los dos pozos a cielo abierto ...169

Tabla 6.2.1 Resultado de los límites de consistencia obtenidos en el laboratorio170

Gráfica 6.2.1.1 Carta de plasticidad para clasificación de suelos finos en el laboratorio 171

Tabla 6.2.1.1 Clasificación, consistencias relativas e índices de liquidez de los materiales obtenidos en la zona de deslizamiento 172

Tabla 6.2.1.2 Valores aproximados del potencial del cambio de volumen para diferentes intervalos de Índice de Plasticidad y Límites de Contracción, según Holtz y Gibs.....173

Tabla 6.2.1.3 Contracc. Lin. y vol. obtenidos de los estr.de suelos analizados174

Tabla 6.3.1 Humedades obtenidas a partir de los estratos obtenidos en la zona de deslizamiento.....176

Tabla 6.3.2	Masas de suelo obtenidas en diferentes condiciones por el método de la parafina	177
Tabla 6.3.3	Masas volumétricas seca y húmeda obtenidas por el método de la parafina	177
Tabla 6.3.1.1	Porosidad, Relación de vacíos, y peso volumétrico de suelos típicos en estado natural	178
Tabla 6.4.1	Resultados obtenidos de la prueba de densidad de sólidos de los tres estratos analizados correspondientes a los dos pozos a cielo abierto	179
Gráfica 6.5.1	Gráficas esfuerzo deformación de los dos especímenes correspondientes a los dos pozos a cielo abierto	180
Tabla 6.6.1	Resultados de la prueba triaxial rápida de los diferentes especímenes correspondientes a los dos pozos, sometidos a diferentes presiones de confinamiento	182
Gráfica 6.6.1	Curvas esfuerzo-deformación de cada uno de los especímenes correspondientes al PCA1 sometidos a diferentes presiones de confinamiento	183
Gráfica 6.6.2	Curvas esfuerzo-deformación de cada uno de los especímenes correspondientes al PCA2-E2-INFERIOR sometidos a diferentes presiones de confinamiento	183
Gráfica 6.6.1.1	Círculos de Mohr de los especímenes ensayados en el laboratorio a diferentes presiones de confinamiento, correspondientes al PCA1 Y PCA2E2INF	185
Tabla 6.6.1.1	Tabla que muestra los resultados de la Prueba Triaxial, el Ángulo de Fricción Interna y la Cohesión Interna de los suelos correspondientes a los dos pozos a cielo abierto	186
Tabla 6.6.1.2	Ángulos de fricción interna de algunos tipos de suelos	186

CAPÍTULO 7

Tabla 7.3.1.1	Clasificación de Beniauwski	196, 197
Tabla 7.3.1.2	Calidad del macizo rocoso en relación al índice RMR	197

Tabla 7.3.2.1	Factores de la clasificación geomecánica RMR	198
Tabla 7.3.2.2	Resumen de las puntuaciones de cada uno de los factores y clasificación final de la calidad de la roca	201
Tabla 7.4.2.1	Coordenadas de los vértices del límite externo para la región del suelo analizado	213
Tabla 7.4.2.2	Valores característicos del espectro sísmico para estructuras	226
CAPÍTULO 8		
Tabla 8.3.1	Factores de capacidad de carga, según Vesic	239
Tabla 8.3.2	Factores de capacidad de carga modificados de Terzaghi	240
Tabla 8.5.1	Propiedades Mecánicas de los suelos Criterio de Dr. Zeevaert	241
Tabla 8.5.2	Parámetros de resistencia de suelo de los dos pozos que se utilizaron para el cálculo de la capacidad de carga	241
Tabla 8.5.3	Resultados del cálculo de la capacidad de carga por falla local del suelo en estudio	242

*Dedicatorias.***A mis padres.**

Porque son los responsables del mayor regalo que pude haber recibido, que es la vida misma, a ustedes les debo y les deberé casi todo lo que soy y lo que pueda llegar a ser, por su apoyo incondicional, sus consejos y sus regaños, por la paciencia que me tuvieron en toda mi vida universitaria, y por disculparme en todos esos momentos en que a veces o alguna vez les llegué a fallar, por todo eso y más muchísimas gracias mamá y papá, ¡los quiero de todo corazón!..

A mis Hermanos.

Por todos esos momentos de felicidad que pasamos en la niñez y hasta ahora, por estar de mí parte en todo momento, por el cariño brindado hacia a mí, espero yo sea en ustedes un ejemplo a seguir; muchas gracias hermanos: Juan, Soledad y Santiago; también de alguna manera gracias cuñada Jazmín que ya casi eres como una hermana para mí, gracias por ese hermoso regalo que nos dieron Tú y Juan, que es la sobrinita Yose, que nos llena de tanta felicidad en la familia.

A mis Familiares

A mis Abuelos, Tíos y Primos, les doy las gracias por el apoyo brindado, tanto moralmente así como económicamente, especialmente a mis abuelos Pedro y Esperanza, A mí Tío Lalo, mis primos compadres Santiago y Celia. A todos muchas gracias por las motivaciones y confianzas depositadas en mí y en mi familia.

A mis Amigos.

A todos mis amigos, que siempre me han motivado en mi formación académica, por el apoyo brindado, por los momentos “alegres” que a veces pasamos, gracias: M.V.Z. Carlos, Ing. Tobón, Dr. Rubén, y a todos los demás.

Y a todos aquellos que participaron directa o indirectamente en mi formación profesional.

¡Gracias a todos ustedes!...

Agradecimientos.

A usted **Doctora Aida**, por darme la oportunidad de tenerla como mi asesora, por su apoyo incondicional en la realización de esta tesis, también por el apoyo brindado al momento en que realice mi servicio social, por los conocimientos transmitidos cuando fue mi maestra en la facultad, por la paciencia que me tuvo en todo el trayecto de este trabajo, ¡mil gracias Doctora! Por creer en mí.

A la **Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo**, Por enriquecerme de tantos conocimientos desde la preparatoria hasta el nivel superior, que sin ellos no hubiera sido posible la realización de este trabajo, que es la conclusión de mi formación como profesionista.

A la **Facultad de Ingeniería Civil**, por haber aceptado que fuera por un tiempo parte de ella, por los conocimientos que me transmitió y por haber permitido conocer a tantos buenos maestros y amigos, que juntos pasamos muy buenos y algunas veces malos momentos en sus aulas.

Al **Laboratorio de Mecánica de Suelos** y a todos los que lo integran, por el apoyo que me brindaron al momento en que lleve a cabo las pruebas; especialmente le quiero agradecer al M. en I. Felipe de Jesús Jerónimo Rodríguez por

apoyarme en la parte experimental de esta tesis, por los conocimientos que me compartió, y por la paciencia que me tuvo en la realización de cada una de las pruebas de laboratorio.

A los **ex compañeros Y amigos de la “heroica” sección 03, Generación 2007-2012** de la Facultad de Ingeniería Civil, por apoyarme en algunos trabajos académicos en los cuales algunas veces se me dificultaban, y también por apoyarme tanto moralmente como económicamente en algunas ocasiones; gracias Ingenieros: Tobón, Andy, Eliud, Hilario, Toño y a todos los demás.

A los todos los **maestros** que me dieron clases en todo el transcurso de la carrera, especialmente a los maestros: Dra. Aida López, Ing. Paty Araiza, Dra. Elia Mercedes Alonso, Al Ing. José Muñoz Chávez (QEPD) y al M. en I. Rafael Rojas Rojas; gracias por todo lo que me enseñaron y por los consejos que algunas veces me dieron.

A la **Casa Lenin Revolucionaria** y todos los que lo integran, por permitirme ser parte de su historia, por las cosas que me enseñaron, con las cuales me ayudaron a pensar y a ver la vida y las cosas de una forma muy distinta a lo habitual; y por tenerme tanta paciencia de los diez años en que fui parte de ella, por todo eso y más, ¡mil gracias compas!

A la **escuela Secundaria Técnica No. 77** de Morelia, Michoacán; por el apoyo que me dieron sus docentes, por la amabilidad con que me trataron las veces en que fui a realizar mi investigación y por permitir que la escuela fuera el objeto de estudio de mi tesis.

A Dios.

Por haberme dado tanto, a mis padres y a mis hermanos que son el principal motivo por el cual elegí estudiar una carrera; por darme tanta fuerza, inteligencia y salud que me permitieron concluir mis estudios universitarios, y por último por haberme acompañado en todos esos momentos en que mis fuerzas se iban debilitando y me diste esas energías para seguir adelante.

RESUMEN

Los estudios de estabilidad de laderas se han vuelto indispensables para la planeación y desarrollo urbano. En el sur de la ciudad de Morelia en el estado de Michoacán existe una zona elevada de dirección E-W que incluye zonas susceptibles de ser afectadas por procesos de remoción en masa asociadas a la presencia de fallas geológicas como el caso de la denominada “Falla Santa María”. A medida que crece la ciudad en esa dirección la necesidad de tomar medidas en las zonas de riesgo es más urgente.

En este trabajo de tesis se analizan como caso de estudio los daños observados en las instalaciones de la Escuela secundaria técnica No. 77, se eligió esta zona debido a que se ubica sobre una pendiente inestable de más de 150 m de desnivel y asociada a la falla geológica antes mencionada. El inmueble se localiza en el área conocida como Ocolusen al sureste de la ciudad. Asimismo, se presentan algunas posibles soluciones técnicas para lograr estabilizar la zona.

La investigación esencialmente se basó en el estudio geológico y geotécnico de la zona donde este fenómeno es activo. Dichos estudios son base fundamental para evaluar si la ladera sigue activa y valorar si aún es posible continuar con el desarrollo urbano en el área. Asimismo, se cuantifica numéricamente, a través del cálculo del factor de seguridad, de que magnitud son los riesgos en la zona y los daños que seguirá ocasionando a la escuela y sus alrededores en caso de que fuera positiva la activación del movimiento de la misma.

Para interpretar los resultados y evidenciar si la ladera está activa o no, en cuanto a movimiento se refiere, se utilizó el programa de cómputo denominado Slide 5.0 con el cual se calculó el factor de seguridad de la ladera, que garantiza que tan riesgosos son los movimientos de alguna masa de tierra. Considerando las condiciones más críticas, es decir, considerando un coeficiente de carga sísmica, dicho factor resultó, para el método de Bishop $FS=0.543$ y para el método de Janbú $FS=0.511$, los cuales están muy por debajo del mínimo permisible, el cual es de $M_{\text{mimo permisible}}=1.3$.

También se hizo el cálculo de la capacidad de carga del terreno aplicando la teoría de Terzaghi, para comprobar si el terreno está aún apto para soportar cargas de alguna estructura o construcción. Los resultados de este cálculo tampoco fueron muy aceptables ya que estos son ligeramente bajos, principalmente si se aplica una cimentación a base de zapatas corridas.

Palabras clave: Morelia, Ocolusen, Falla Geológica, Inestabilidad de ladera, Factor de seguridad.

ABSTRACT

Slope stability studies have become needed for urban planning and development. In the south of the city of Morelia in the state of Michoacán there is an elevated zone of direction E-W that includes zones susceptible to be affected by mass removal processes associated with the presence of geological faults such as the so-called "Santa Maria fault". As the city grows in that direction, the need to take action in areas at risk is more urgent.

In this dissertation we analyze as case study the damages observed in the buildings of Technical High School No. 77, this zone was chosen because it is located on an unstable slope of more than 150 m of unlevel and associated with the aforementioned geological fault. The school is located in the area known as Ocolusen, southeast of the city. Also, some possible technical solutions to stabilize the area are presented.

The research is essentially based on the geological and geotechnical study of the area where this phenomenon is active. These studies are fundamental basis for assessing whether the hillside remains active and assess whether it is still possible to continue urban development in the area. It also quantifies, numerically, through the calculation of the safety factor, the magnitude of the risks in the area and the damages that will continue to cause to the school and its environs in case it was positive the activation of the movement.

In order to interpret the results and to show if the slope is active or not, as far as movement is concerned, we used the computer program called Slide 5.0 with which it was calculated the factor of security of the slope, that guarantees that so dangerous are the movements of some mass of earth. Considering the most critical conditions, i.e. considering a seismic load coefficient, this factor was, for the method of Bishop $FS = 0.543$ and for the Janbú method $FS = 0.511$, which are well below the minimum permissible, which is of Minimum permissible = 1.3.

Also the calculation of the load capacity of the terrain was carried out applying the theory of Terzaghi, to verify if the terrain is still able to support loads of some structure or construction. The results of this calculation were also not very acceptable since these are slightly low, mainly if a foundation of strip footing it is applied.

Key words: Morelia, Ocolusen, Geological fault, Slope instability, Safety factor.

CAPITULO 1.- INTRODUCCIÓN

Los movimientos de ladera pueden entenderse como los reajustes del terreno para conseguir el equilibrio ante un cambio de condiciones.

Entre las áreas más propensas a la inestabilidad, bajo un punto de vista global, están las zonas montañosas y escarpadas, zonas de relieve con procesos erosivos y de meteorización intensa, zonas sísmicas, zonas de precipitación elevada entre otros, etc.

Los deslizamientos en laderas naturales pueden ser profundos y movilizar millones de metros cúbicos de material; los mecanismos de rotura, además, suelen ser complejos, estando condicionados por factores o procesos a escala geológica (fallas, procesos tectónicos, procesos geomorfológicos, litorales, flujos de agua subterránea, etc.).

Los movimientos de ladera, por su gran extensión y frecuencia, constituyen un riesgo geológico muy importante, que afecta importantes y grandes obras civiles.

Entre los tipos de movimiento de ladera están los deslizamientos, que son movimientos de masas de suelo o de roca que se deslizan, moviéndose relativamente respecto al sustrato, la masa generalmente se desplaza en conjunto, comportándose como una unidad en su recorrido; la velocidad puede ser muy variable. Sus dimensiones más frecuentes varían entre varias decenas y centenares de metros, tanto en longitud como en anchura y pueden ser superficiales o profundos.

A nivel general dos son los factores que generan los movimientos de ladera, el primero incluye los factores condicionantes como las propiedades físicas y resistentes de los materiales (directamente relacionados con la litología), las características morfológicas y geométricas de la ladera; otros rasgos importantes son la estructura geológica y las discontinuidades, las condiciones hidrogeológicas y los estados tenso-deformacionales.

El segundo, es el factor o los factores desencadenantes, los más importantes son las precipitaciones, los cambios en las condiciones hidrogeológicas de las laderas, la modificación de la geometría, la erosión y los terremotos, algunos de ellos frecuentemente son consecuencia de acciones antrópicas.

En lo que respecta a esta tesis, se llevó a cabo un estudio geológico-geotécnico de una zona en proceso de deslizamiento asociada a la falla regional de tipo normal denominada “Santa María” de dirección E-W. Se trata de un escarpe abrupto con más de 150 m de desnivel formado durante cientos de miles de años y se encuentra parcialmente cubierto por depósitos de talud, derivados de la erosión del bloque elevado de la falla, sobre el que se han construido zonas habitacionales e instituciones educativas. Se ubica al sureste de la ciudad de Morelia. La tesis se enfoca a un caso particular: la escuela Secundaria Técnica No. 77 que se encuentra en esa zona inestable y la cual está siendo afectada por un proceso de deslizamiento.

En primer lugar y como hipótesis se puede decir que el deslizamiento de la ladera sigue activo, ya que hay evidencia de que así ocurre, esto se puede apreciar claramente en los pequeños escalones y fisuras que se observan en el frente de la ladera, aparte de los que se han formado por las acciones antrópicas; estos escalones a favor de la pendiente de la ladera son signos de movimiento de la misma; otro signo de movimiento es la inclinación de postes y árboles que están sobre y casi al pie de la ladera, junto a las instalaciones de la secundaria. También se manifiesta esta activación de movimiento por los daños presentes de la escuela, por ejemplo fracturas y grietas en escaleras, muros, pasillos, etc.

Las causas de movimiento de la ladera pueden ser diversas, como por ejemplo la falla geológica observada de dirección este-oeste, las propiedades físicas que presentan los materiales involucrados, las intensas lluvias, la pendiente pronunciada, o los sismos que se presentan en la región; aunado a los factores anteriormente mencionados, podemos citar los mecanismos antrópicos, como el corte de material al pie de la ladera para construir terraplenes donde se levantan las instalaciones de la escuela.

La presente tesis está conformada por diez capítulos los cuales algunos de estos se subdividen en subcapítulos. En el primer capítulo se encuentra lo que es la presente introducción donde más adelante se mencionarán los objetivos y la metodología general del estudio.

En el segundo capítulo se describirá lo que es el marco teórico de este tema de tesis; es decir, primeramente se incluye la teoría sobre la geología regional de la zona sur de la ciudad de Morelia, la cual está compuesta por diferentes secuencias volcánicas; también en este capítulo viene lo que es la teoría sobre

los movimientos de ladera, la inestabilidad de taludes y las medidas de estabilización, investigadas en diversas fuentes. Asimismo, en el capítulo siguiente, el tres, se describirán las condiciones actuales de la escuela secundaria No. 77, en la cual es muy notoria la presencia de los daños estructurales generados por el deslizamiento; en el capítulo cuatro se describirá la geología enfocada solamente a la zona de estudio, donde se describirán los tipos de materiales (macizos rocosos y materiales sueltos) que predominan en el área; también se describirán algunos otros fenómenos geológicos importantes que se acontecen en la zona, por ejemplo la activación de la falla geológica “Santa María”. En el capítulo cinco, se describirá el procesamiento de las muestras en el laboratorio, comenzando con la obtención de las mismas en el sitio de estudio, describiendo además de manera muy detalla las pruebas de laboratorio que se llevaron a cabo, que en total fueron seis y son las siguientes: Determinación de la Composición Granulométrica mediante el uso de mallas, Determinación de Límites de Consistencia y Contracción Lineal, Determinación de la masa Volumétrica seca del material en estado natural por el Método de la Parafina, Determinación de la gravedad específica o peso específico relativo de los sólidos, Prueba de compresión simple y Prueba triaxial simple.

En el capítulo seis se verá lo que es el cálculo y la representación gráfica de los datos numéricos determinados en las pruebas realizadas en el laboratorio; después en el capítulo siete se aplican los métodos para determinar la inestabilidad de la ladera. En el capítulo ocho se trata la interpretación de la información a través del análisis de los resultados del cálculo de la capacidad de carga del terreno. En el capítulo nueve se describen las conclusiones del trabajo; posteriormente en el capítulo diez se darán algunas recomendaciones de acuerdo a los resultados obtenidos en cada uno de los análisis, estas recomendaciones básicamente son para tomar las medidas adecuadas en caso de que los resultados de los análisis fueran muy riesgosos para la zona de estudio; por último se incluyen las referencias bibliográficas que sirvieron de base para poder llevar a cabo una parte de esta tesis.

1.1.- OBJETIVOS DE LA TESIS

El objetivo principal que persigue esta tesis es comprobar si la zona de la ladera en donde se encuentra la escuela realmente sigue activa en lo que a movimientos se refiere, checar además de que grado son esos movimientos y determinar si también está afectando a otras edificaciones que se encuentran a su alrededor. Lo anterior con el fin de tomar las medidas necesarias en caso de

que fuesen movimientos importantes y continuos; ya sea optando por algún método de estabilización de laderas, como puede ser: medidas de drenaje, la construcción de elementos estructurales resistentes, o la construcción de muros y elementos de contención, etc.; o en su caso la reubicación total de la escuela.

Por otra parte también se desea comprobar si el terreno o la zona en donde está asentada la escuela todavía es capaz de soportar cargas de alguna estructura o construcción, esto a través del cálculo de capacidad de carga del terreno; para que al igual que en el caso anterior, si los resultados no fuesen muy favorables, hacer alguna propuesta de solución para aumentar la capacidad de carga de dicho terreno.

Los principales motivos por los cuales se realizó el presente trabajo son, primeramente para reafirmar y ampliar los conocimientos sobre los temas de la Ingeniería Geotécnica, por ejemplo los conocimientos de Geología, Mecánica de Suelos, Mecánica de Rocas, y los temas de Cimentaciones.

Se eligieron estos temas de Geotecnia porque estos son muy interesantes y han adquirido gran importancia en el campo de la Ingeniería Civil, ya que estos tienen infinidad de aplicaciones muy útiles, y quizás sin estos estudios las obras de ingeniería Civil serían demasiado deficientes o simplemente no se podrían llevar a cabo, por esto y mucho más se vuelven tan interesantes e importantes.

1.2.- METODOLOGÍA GENERAL DE TRABAJO

Para poder llevar a cabo este estudio se siguieron diversos procesos, las cuales se mencionan enseguida:

Primeramente se hizo un bosquejo general en la escuela y sus alrededores, para checar el estado en el que se encontraba y los daños que el movimiento está ocasionando, luego se procedió a recolectar muestras de suelo de lo cual fue necesario hacer dos pozos a cielo abierto en dos puntos de la escuela; estas muestras se emplearon para llevar a cabo las pruebas de mecánica de suelos en laboratorio, correspondientes a estabilidad de taludes y capacidad de carga del terreno; las pruebas de mecánica de suelos que se llevaron a cabo fueron: Determinación de la Composición Granulométrica mediante el uso de mallas, Determinación de Límites de Consistencia y Contracción Lineal, Determinación de la masa Volumétrica seca del material en estado natural por el Método de la Parafina, Determinación de la gravedad específica o peso

específico relativo de los sólidos, Prueba de compresión simple y Prueba triaxial simple; para estas dos últimas pruebas fue necesario reconstituir o “remoldear” la muestra de material, a fin de obtener especímenes cilíndricos para poder llevar a cabo los ensayos correspondientes.

Posteriormente se hicieron los cálculos correspondientes a cada prueba y así poder obtener los datos buscados. Después se volvió a visitar la zona de estudio, con el fin de registrar a detalle los daños generados en las construcciones de la escuela, como son: las fracturas, las grietas y fisuras.

También se llevó a cabo lo que es la modelación de la estabilidad de la ladera con el programa de cómputo denominado Slide 5.0, a fin de obtener un factor de seguridad que garantice la estabilidad de dicha ladera.

Por último se llevó a cabo lo que es el cálculo de capacidad de carga aplicando las fórmulas del principio de Terzaghi, esto con el fin de determinar si el terreno de la zona de la escuela posee todavía la capacidad de soportar las cargas de alguna obra de edificación.

CAPÍTULO 2.- MARCO TEÓRICO

2.1.-GEOLOGÍA REGIONAL DE LA ZONA SUR DE MORELIA

El área de estudio se localiza al sur de la ciudad de Morelia en una zona de fuertes pendientes, a esta zona se le conoce como la Loma de Santa María, tiene una cota máxima de 2100 y desciende abruptamente a la cota de 1920 msnm. El origen del desnivel visible de casi 200m se debe a la presencia de una falla geológica regional de dirección E-W que afectó a un conjunto de rocas volcánicas.

Actualmente el escarpe se encuentra en proceso de erosión e intemperismo y ha dado lugar a una zona inestable al pie del talud.

La descripción geológica que a continuación se presenta se basa en el análisis de la información geológica existente, en la interpretación de imágenes de satélite y en recorridos de campo realizados en este estudio.

La ciudad de Morelia se localiza en la intersección de dos provincias geológicas (Figura 2.1.1). Al sur, el vulcanismo miocénico formó la sierra de Mil Cumbres (SMC). Al norte se encuentran volcanes monogenéticos y conos de lavas pertenecientes al campo volcánico Michoacán-Guanajuato. Las unidades volcánicas se encuentran parcialmente cubiertas por depósitos sedimentarios continentales recientes.

2.1.1.- Estratigrafía

Desde el punto de vista estratigráfico, se tienen cuatro grandes secuencias de materiales en la región de Morelia:

- **Secuencia andesítica “Mil cumbres” (Tm an).** La unidad volcánica que constituye el substrato más antiguo presente en el área es una secuencia de composición integrada por brechas y derrames andesíticos con intercalaciones de tobas y arenas volcánicas, tienen una edad comprendida entre 24 y 15 Ma. (SARH, 1977; Silva-Mora, 1979, 1995; Pascuaré et al., 1991) y un espesor mínimo de 800 m.
- **Secuencia Riolítica “Cantera de Morelia” (Tm r).** Sobre la unidad anterior, se encuentra una secuencia piroclástica de composición riolítica-dacítica, constituida por derrames riolíticos, ignimbritas y tobas pumíticas cuyo origen

está ligado a una fase de actividad explosiva que dio lugar a la Cantera de Atécuaro, de edad inferior a los 15 Ma. (Garduño-Monroy et al., 1999), con un espesor máximo de aproximadamente 200 m. Esta unidad presenta rocas ignimbríticas hacia la parte superior, en la parte intermedia conglomerados y brechas, y tobas pumíticas hacia la base.

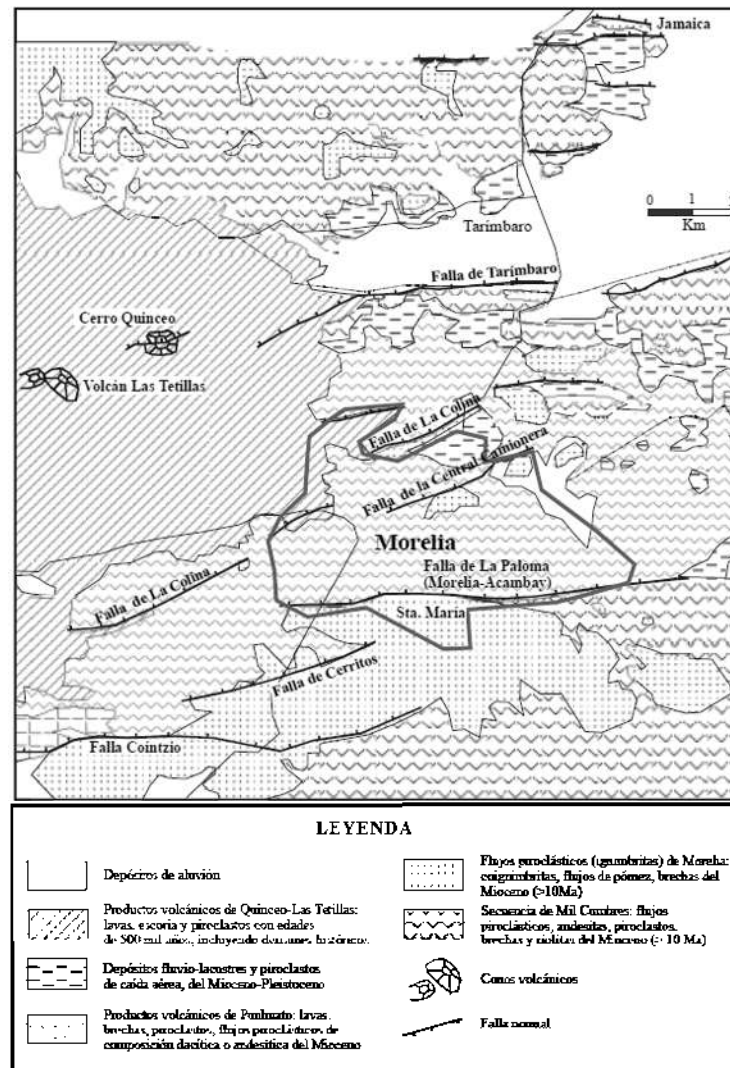


Figura 2.1.1. Mapa Geológico de la zona de Morelia, donde se pueden observar las unidades correspondientes a la Sierra de Mil Cumbres y las unidades del Cinturón Volcánico Mexicano. También sobresalen las fallas regionales NE-SW y E-W, las cuales son paralelas a las estructuras que dañan a la mancha urbana. Hay que destacar que una gran parte de Morelia se localiza en zona de antiguos lagos, ahora cubiertos por depósitos de aluvión (Garduño et al. 2004).

- **Depósitos Lacustres (Q at).** Cubriendo parcialmente a las rocas volcánicas se tienen depósitos aluviales y lacustres, con espesores menores a 100 m;

con una edad del Mioceno y Plioceno (Israde-Alcántara y Garduño-Monroy, 1999).

- **Basaltos cuaternarios (Qb).** La unidad más reciente es una secuencia de rocas volcánicas cuaternarias de composición basáltica y andesítica-basáltica, que provienen de los volcanes cerro Quinceo y Cerro las Tetillas pertenecientes al Cinturón Volcánico Mexicano (CVM).

2.1.2.- Geología estructural

Los estudios de la geología estructural de la parte central de México (Martínez R. J. y Nieto S. A.F., 1990), ubican a la zona de la ciudad de Morelia en el Sector Central y principalmente en el Sistema de Fallas de Cuitzeo. En este sistema, las fallas son numerosas y de tipo normal con una orientación promedio de N65°E; los autores referidos mencionan que son raras las estructuras con orientaciones diferentes. Las fallas de este sistema se inclinan con una gran ángulo, lo mismo al NW como al SE, dando lugar así a estructuras en pilares y fosas tectónicas. Las fallas de este sistema afectan a las secuencias de rocas volcánicas que varían en edad desde el Oligoceno hasta el Cuaternario; sin embargo, en la parte sur-occidental del sector, las fallas pierden definición desaparecen debajo de los depósitos del vulcanismo Cuaternario.

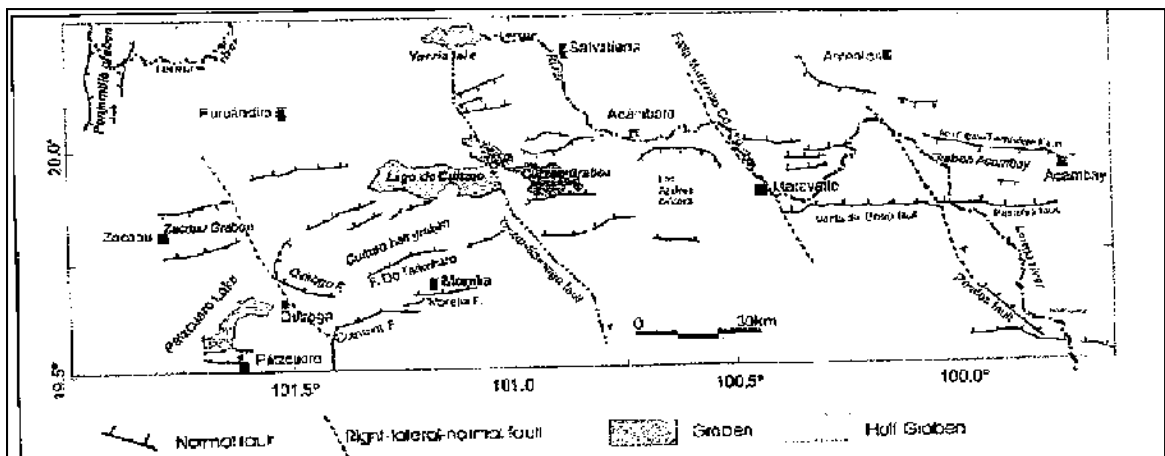


Figura 2.1.2.1 Marco regional tectónico entre Pátzcuaro y Acambay, incluyendo la ciudad de Morelia (Garduño-Monroy V.H. et. al., 2009)

Por su parte otros autores (Garduño-Monroy V.H. et. al., 2009), ubican a este sector en el sistema de Fallas Morelia-Acambay (SFMA), Figura 2.1.2.1. Este sistema consiste en una serie de fallas normales de dirección E-W y NE-SW que cortan la parte central del Cinturón Volcánico Transmexicano. El sistema de fallas se asocia a la formación de las depresiones lacustres de Chapala, Zacapu, Cuitzeo, Maravatio y Acambay.

Las fallas E-W de SFMA, aparecieron hace 7-9 millones de años durante Mioceno temprano. Las fallas NNW-SSE son más viejas y se han reactivado en el tiempo, desplazando y controlando a las depresiones lacustres E-W.

FALLAS GEOLOGICAS DE LA CIUDAD DE MORELIA

Existen dos grupos de fallas geológicas en la ciudad de Morelia, el primero constituye el límite meridional del grupo de fallas del sistema de Cuitzeo. Este sistema de fallas Morelia-Acambay, está formado por fallas de tipo normal y escalonado hacia el NNW con inclinaciones alrededor de 80° y con orientación ENE-WSW. A este grupo pertenece la Falla Santa María y se le considera potencialmente sísmica.

En el otro grupo se incluyen estructuras que son paralelas a los sistemas de fallas geológicas regionales NE-SW, y que se desplazan continuamente por creep o por fluencia, afectando solamente a suelos y sedimentos fluvio-lacustres que forman el relleno de la cuenca de Morelia, los cuales se encuentran sobre antiguas trazas de fallas asociadas en el SFMA que están afectando a las rocas micénicas. Su reactivación se debe a la extracción de agua de los acuíferos, lo que origina compactación diferencial. En este tipo se encuentran las siguientes fallas: Central Camionera, Torremolinos, Cuautla y Chapultepec (Garduño et al., 2001) Figura 2.1.2.2.

Para el caso que corresponde a este trabajo solo hablaremos de la Falla Santa María (también se le denominó La Paloma) ya que esta falla es la que tiene más influencia en el deslizamiento que estamos estudiando además de que es una de las fallas más importantes de la ciudad. Figura 2.1.2.2.

- **Falla Santa María (La Paloma)**

Al sur de la ciudad de Morelia se encuentra la mesa de Santa María, formada por la ignimbrita de Morelia. Entre esta mesa y la depresión de Morelia existe un desnivel de más de 200 m, provocado por una falla de dirección E-W que hemos llamado Santa María y que también se le conoce como Falla La Paloma. La falla forma parte del denominado “Sistema activo de fallas

Morelia-Acambay". Este sistema es responsable de varios sismos que han afectado principalmente a los estados de Michoacán y de México.



Figura 2.1.2.2. Plano de Morelia con las fallas geológicas ligadas a fenómenos de fluencia (Central Camionera, Chapultepec, Torremolino) y las Potencialmente Sísmicas (Santa María y La Colina). Sobresale la estrecha relación que existe entre las direcciones de las fallas de la ciudad de Morelia y las fallas regionales. Las partes sombreadas señalan la zona de influencia de las fallas. También se observan las coronas de la inestabilidad de taludes de la falla Santa María (Garduño et al. 2004)

En esta zona son evidentes varios desniveles formados por escalones de ignimbritas (Cantera de Morelia), los cuales están asociados con pequeños deslizamientos del terreno. En el sector suroriental de la ciudad se pueden observar anillos de deslizamientos en masa, Figura 2.1.2.2, que pueden estar relacionados con sismos y que han provocado la inestabilidad en esos taludes.

Sismicidad

Las estructuras del Sistema de Fallas Morelia-Acambay (SFMA) en la región de Morelia-Cuitzeo han estado activas durante el Holoceno. Se tienen registros de sismos históricos localizados, por ejemplo, en las fallas E-W del campo geotérmico de Los Azufres; en la región de Pátzcuaro, las estructuras E-W de SFMA también se ligan a sismos fuertes ocurridos durante épocas prehispánicas e históricas, (Garduño-Monroy, et al., 2009).

Los sismos en la zona central FVTM están relacionados con la zona de subducción (fallas normales intraplaca superficiales (<35 km de profundidad) y con sismos poco profundos del SFMA (Garduño-Monroy V.H. et al., 2009). Esta actividad sísmica corrobora que los segmentos E-W del SFMA pueden estar sometidos a un campo regional tensional de la FVTM y que pueden ser reactivados en el futuro. En síntesis estos autores sugieren que la región es propensa a la actividad sísmica.

2.1.3.- Estudios geofísicos

Se realizó una investigación del subsuelo con métodos geofísicos indirectos que permitieron auxiliar en la determinación de las características físicas y distribución en el subsuelo de los materiales (Facultad de Ingeniería, UNAM, 2012).

En resumen, de acuerdo a la información que se presenta en el informe geológico y en el perfil geológico, geofísico y geotécnico mencionado, las condiciones que se encontrarán en la zona donde se asienta la secundaria No. 77 son las siguientes:

En esta zona se encuentra material de talud y roca alterada (<50 ohm/m). Roca suelta con velocidades bajas de 560 m/s.

Condiciones Geotécnicas

Con el apoyo de la información del subsuelo de los estudios geofísicos de refracción sísmica y resistividad, fue posible efectuar una zonificación geotécnica de los materiales, (Facultad de Ingeniería, UNAM, 2012).

La zona donde se ubica la secundaria No. 77 se denominó unidad geotécnica Qdb, formados por bloques y fragmentos de roca sueltos a poco consolidados empacados en una matriz arcillo-arenosa.

En la actualidad presenta movimiento, ya sean por creep o debido a su inestabilidad propia que se acelera o activa en los períodos de lluvia y ante actividad sísmica.

Índice de relajación y alteración en la unidad TM bv-an.

Las velocidades sísmicas determinadas en tendidos geosísmicos permitieron determinar la existencia de una franja paralela a la superficie del cantil que

indican características de roca muy relajada, alterada y fracturada, con espesor de 10 a 12 m.

Afectación del terreno por su cercanía a la falla regional "Santa María".

Durante la ocurrencia de los desplazamientos de la falla Santa María, un espesor del macizo rocoso ubicado cerca del plano principal fue afectado por fracturamiento inducido, generando un sistema de fracturamiento subparalelo a dicho plano, conforme el macizo se encuentra más retirado de la falla regional, el fracturamiento inducido se reduce o desaparece.

2.2.- MOVIMIENTOS DE LADERA

(Adaptado de González de Vallejo, L., et al., 2004).

Los movimientos de ladera pueden entenderse como los reajustes del terreno para conseguir el equilibrio ante un cambio de condiciones.

Entre las áreas más propensas a la inestabilidad, bajo un punto de vista global, están las zonas montañosas y escarpadas, zonas de relieve con procesos erosivos y de meteorización intensos, zonas sísmicas zonas de precipitación elevada entre otros, etc.

Los deslizamientos en laderas naturales pueden ser profundos y movilizar millones de metros cúbicos de material; los mecanismos de rotura, además, suelen ser complejos, estando condicionados por factores o procesos a escala geológica (fallas, procesos tectónicos, procesos geomorfológicos, litorales, flujos de agua subterránea, etc.).

Las inestabilidades en laderas, al igual que en los taludes excavados, se deben al desequilibrio entre las fuerzas internas y externas que actúan sobre el terreno, de tal forma que las fuerzas desestabilizadoras superen a las fuerzas estabilizadoras o resistentes.

Los mecanismos y modelos de rotura del terreno son similares a los de los taludes excavados, pudiendo agruparse en roturas a favor de superficies curvas o planas, tipo cuña o bloque, etc.

Los movimientos de ladera, por su gran extensión y frecuencia, constituyen un riesgo geológico muy importante, que afecta importantes y grandes obras civiles. Los movimientos de gran magnitud (decenas o cientos de millones de metros cúbicos) son muy poco frecuentes.

Por otro lado los deslizamientos son quizá los procesos naturales más previsibles y más sensibles a las medidas de corrección y mitigación para la prevención de los daños que conllevan.

Los movimientos de ladera engloban diferentes tipos de procesos, las que se describen a continuación:

2.2.1.- Tipos de movimientos de ladera

Las clasificaciones de los movimientos de ladera suelen referirse a los tipos de materiales involucrados y al mecanismo y tipo de la rotura, considerando

también otros aspectos, como el contenido de agua del terreno y la velocidad y la magnitud del movimiento. En la figura 2.2.1.1 se recoge una clasificación simplificada de los diferentes tipos de movimientos de ladera, en función de los mecanismos de rotura y el tipo de material.

- **Deslizamientos**

Los deslizamientos son movimientos de masas de suelo o de roca que se deslizan, moviéndose respecto al sustrato, la masa generalmente se desplaza en conjunto, comportándose como una unidad en su recorrido; la velocidad puede ser muy variable. En ocasiones, cuando el material deslizado no alcanza el equilibrio al pie de la ladera, la masa puede seguir en movimiento a lo largo de cientos de metros y alcanzar velocidades muy elevadas, dando lugar a un flujo; los deslizamientos también pueden ocasionar avalanchas rocosas.

Se producen deslizamientos en derrubios (por ejemplo en los coluviones de las laderas, a favor del contacto con el sustrato, o en laderas rocosas muy alteradas y fracturadas, a favor del contacto con la roca sana). El término derrubio se refiere a una material suelto, sin consolidar, con una proporción significativa de material grueso. Pueden ser de dos tipos rotacionales y traslacionales.

Los **deslizamientos rotacionales** son más frecuentes en suelos cohesivos homogéneos. La rotura, superficial o profunda, tiene lugar a favor de superficies curvas o en “forma de cuchara”. Los deslizamientos rotacionales pueden dividirse en varios bloques que deslizan entre si y dan lugar a “escalones”.

Sus dimensiones más frecuentes varían entre varias decenas y centenares de metros, tanto en longitud como en anchura y pueden ser superficiales o profundos. La parte inferior de la masa deslizada se acumula al pie de la ladera formando un depósito de tipo lóbulo con grietas de tracción transversales.

Algunos deslizamientos de tipo rotacional son:

- a) Simple (Slump)
- b) Múltiple
- c) Sucesivos

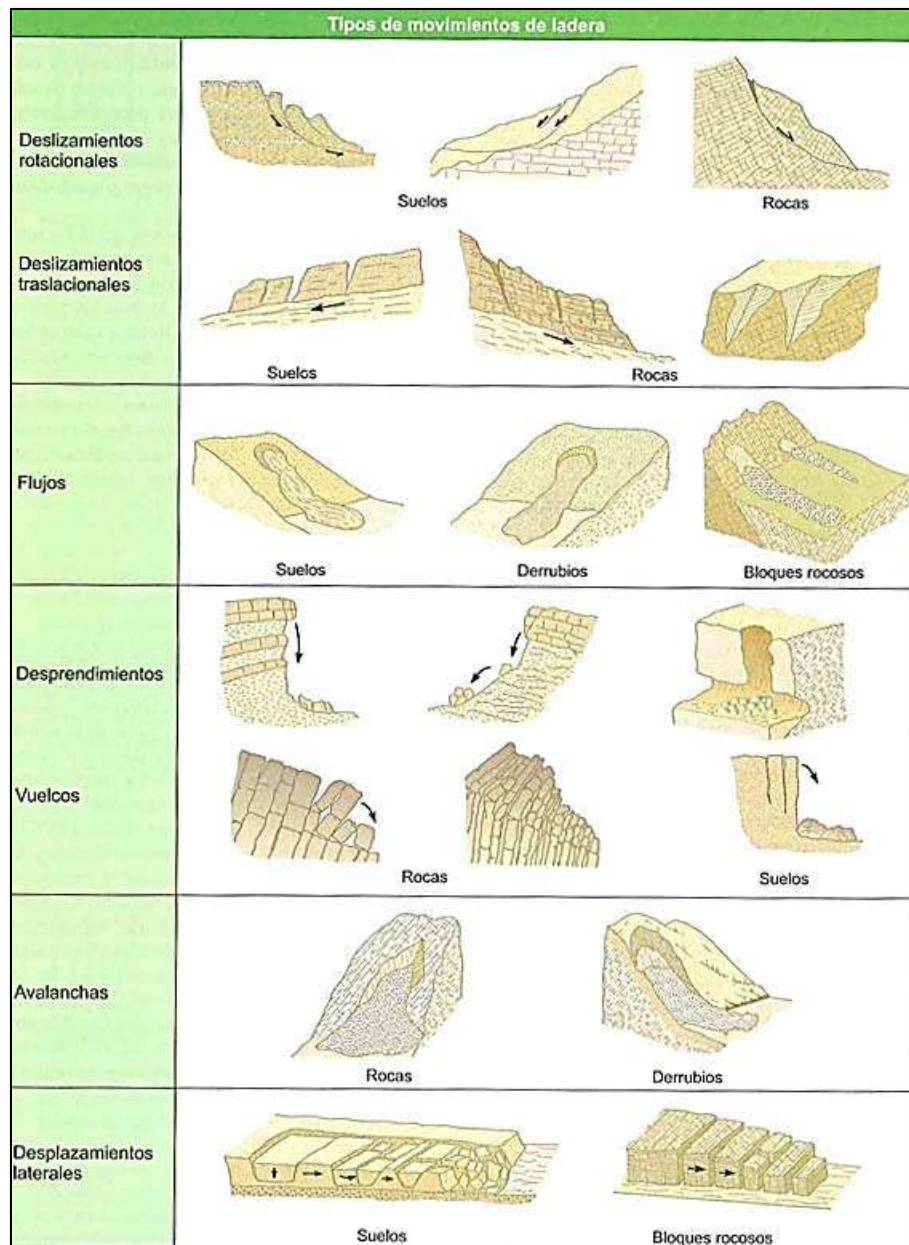


Figura 2.2.1.1. Clasificación general de los movimientos de ladera (González de Vallejo et al, 2004).

Los de tipo sucesivos se dan en arcillas duras fisuradas con pendientes cercanas a su ángulo de equilibrio y en arcillas blandas muy sensitivas. Los macizos rocosos blandos o con alto grado de fracturación o alteración, donde las discontinuidades no constituyen superficies de debilidad preferentes, pueden también sufrir este tipo de rotura.

En los **deslizamientos traslacionales** la rotura tiene lugar a favor de superficies planas de debilidad preexistentes (superficie de estratificación, contacto entre diferentes tipos de materiales, superficie estructural, etc.). No

suelen ser muy profundos, aunque sí muy extensos y alcanzar grandes distancias. Pueden darse en suelos y rocas.

Generalmente, los deslizamientos traslacionales son más rápidos que los rotacionales, dadas las características cinemáticas del mecanismo de rotura.

- **Flujos**

Los **flujos o coladas** son movimientos de masas de suelo (flujos de barro o tierra), derrubios (coladas de derrubio o *debrisflow*) o bloques rocosos (coladas de fragmentos rocosos) **con abundante presencia de agua**, donde el material está disgregado y se comporta como un fluido, sufriendo una deformación continua, sin presentar superficies de rotura definidas.

Principalmente, afectan a suelos arcillosos susceptibles que sufren una considerable pérdida de resistencia, al ser movilizados; estos movimientos presentan una morfología tipo glaciar y pueden tener lugar en laderas de bajas pendientes.

Estos movimientos pueden alcanzar varios kilómetros. Se encuentran los siguientes tipos:

Las coladas de barro y tierra (*mudflow o earthflow*) se dan en materiales predominantemente finos y homogéneos, y su velocidad puede alcanzar varios metros por segundo, la pérdida de resistencia suele estar motivada por la saturación en agua. Se clasifican según el tipo de material, características resistentes y contenidos en agua. Los flujos de barro generalmente presentan pequeñas magnitudes, pero en ocasiones de saturación, pueden ser muy extensos y rápidos. Los depósitos de materiales finos volcánicos son especialmente susceptibles a este tipo de procesos.

Estas movilizaciones bruscas por colapso estructural del suelo, debido a sacudidas sísmicas o a rotura del suelo por desecación, se denominan **golpes de arena y limo**.

Los flujos de derrubios son movimientos complejos que engloban a fragmentos rocosos, bloques, cantos y gravas en una matriz fina de arenas, limos y arcilla. Tienen lugar en laderas cubiertas por material suelto o no consolidado., y especialmente en aquellas donde no existe cobertura vegetal.

Las pendientes del área fuente de los flujos de derrubios varían entre los 20° y los 45°, y en la zona de acumulación entre 5° y 15°, alcanzando los

procesos velocidades desde menos de 1 m/s hasta 12-15 m/s. Junto con los deslizamientos son los movimientos de ladera más extendidos, al afectar a muy diversos tipos de materiales.

Dentro de los flujos se incluyen varios tipos de procesos con características propias, como la **reptación** movimiento superficial (**unos decímetros**) muy lento. Prácticamente imperceptible, que afecta a suelos y a materiales alterados, provocando deformaciones continuas que se manifiestan al cabo del tiempo en la inclinación o falta de alineación de árboles, vallas, muros, postes, etc. En las laderas.

La **solifluxión** afecta igualmente a la zona más superficial de las laderas, y es un movimiento producido por los procesos hielo-deshielo que, por los cambios diarios o estacionales, afecta al agua contenida en los suelos finos en regiones frías.

- **Desprendimientos**

Los **desprendimientos** son caídas libres muy rápidas de bloques o masas rocosas desplazadas por planos de discontinuidad preexistentes (tectónicos, superficies de estratificación, grietas de tracción, etc.). Son frecuentes en laderas de zonas montañosas escarpadas, en acantilados y, en general, en paredes rocosas, siendo frecuentes las roturas en forma de cuña y en bloques formados por varias familias de discontinuidades. Los factores que los provocan son la erosión y la pérdida de apoyo o descalce de los bloques previamente independizados o sueltos, el agua en las discontinuidades o grietas, las sacudidas sísmicas, etc. Pueden también darse desprendimientos de masas en taludes verticales, generalmente a favor de grietas de tracción generadas a causa del estado tensional o de grietas de retracción por desecación del terreno.

Los **vuelcos** de estratos o de fragmentos de masas rocosas se pueden incluir dentro de los desprendimientos, se producen cuando los estratos buzan en sentido contrario de la ladera, por estar fracturados en bloques o por rotura de la zona de pie de la ladera. Suelen darse principalmente en frentes rocosos con estratos verticalizados.

- **Avalanchas Rocosas**

Estos procesos, considerados como desprendimientos o movimientos complejos en algunas clasificaciones, son muy rápidos, con caída de masa

de rocas o derrubios que se desprenden de laderas escarpadas y pueden ir acompañadas de hielo y nieve.

Las Avalanchas son generalmente el resultado de deslizamientos o desprendimientos de gran magnitud, que por lo elevado de la pendiente y la falta de estructura y cohesión de los materiales, descienden a gran velocidad ladera abajo en zonas abruptas, pudiendo superar los 100km/hora. El agua de precipitación o deshielo, los movimientos sísmicos y las erupciones volcánicas pueden jugar un papel importante en el desencadenamiento de estos procesos.

Las avalanchas de los derrubios están formadas por material rocoso muy heterométrico, pudiendo incluir grandes bloques y abundantes finos; los depósitos morrénicos constituyen un material propenso para estos procesos, así como las acumulaciones de materiales procedentes de erupciones volcánicas.

- **Desplazamientos Laterales**

Hace referencia al movimiento de bloques rocosos o masas de suelo muy coherente y cementado sobre un material blando y deformable. Los bloques se desplazan muy lentamente a favor de pendientes muy bajas. Los movimientos son debidos a la pérdida de resistencia del material subyacente, que fluye o se deforma bajo los pesos de los bloques rígidos. Los desplazamientos laterales también pueden ser provocados por licuefacción del material infrayacente, o por procesos de extrusión lateral de arcillas blandas y húmedas, bajo el peso de las masas superiores. Se dan en laderas superiores, y pueden ser muy extensos.

2.2.2.- Causas de los movimientos de ladera

Los factores que controlan los movimientos de las laderas son aquellos capaces de modificar las fuerzas internas y externas que actúan sobre el terreno. En la tabla 2.2.2.1 se indican sus efectos sobre el comportamiento de y las propiedades de los materiales; los factores **condicionantes** (o “pasivos”) dependen de la propia naturaleza, estructura y forma del terreno, mientras que los **desencadenantes** (o “activos”) pueden ser considerados como factores externos que provocan o desencadenan las inestabilidades y son responsables, por lo general de la magnitud y velocidad de los movimientos.

Los factores o agentes que controlan los movimientos de ladera pueden agruparse en aquellos que contribuyen a reducir la resistencia al corte y aquellos que incrementan los esfuerzos de corte. En la tabla 2.2.2.2 se presenta una relación de dichos factores.

Influencia de los diferentes factores en las condiciones de los materiales y de las laderas		
Factores		Influencias y efectos
Condicionantes	Relieve (pendientes, geometría)	Distribución del peso del terreno.
	Litología (composición, textura)	Densidad, resistencia. Comportamiento hidrogeológico.
	Estructura geológica y estado tensional	Resistencia, deformabilidad. Comportamiento discontinuo y anisótropo. Zonas de debilidad.
	Propiedades geomecánicas de los materiales	Comportamiento hidrogeológico. Generación de presiones intersticiales.
	Deforestación	Modificaciones en el balance hídrico. Erosión.
	Meteorización	Cambios físicos y químicos, erosión externa e interna, generación de zonas de debilidad.
Desencadenantes	Precipitaciones y aportes de agua	Variación de las presiones intersticiales y del peso del terreno.
	Cambio en las condiciones hidrológicas	Saturación en suelos. Erosión.
	Aplicación de cargas estáticas o dinámicas	Cambio en la distribución del peso de los materiales y en el estado tensional de la ladera. Incremento de presiones intersticiales.
	Cambios morfológicos y de geometría en las laderas	Variación de las fuerzas debidas al peso. Cambio en el estado tensional.
	Erosión o socavación del pie	Cambios geométricos en la ladera. Cambios en la distribución del peso de los materiales y en el estado tensional de la ladera.
	Acciones climáticas (procesos de deshielo, heladas, sequías)	Cambio en el contenido de agua del terreno. Generación de grietas y planos de debilidad. Disminución de las propiedades resistentes.

Tabla 2.2.2.1. Influencia de los diferentes factores en las condiciones de los materiales y de las laderas (González de Vallejo et al, 2004).

Con frecuencia se le atribuyen a la acción de algún factor desencadenante (lluvias, terremoto, etc.).

Dentro de los factores condicionantes, las propiedades físicas y resistentes de los materiales (directamente relacionadas con la litología) y las características morfológicas y geométricas de la ladera son fundamentales para la predisposición a la inestabilidad; otros factores importantes son:

La estructura geológica y las discontinuidades, las condiciones hidrogeológicas y los estados tenso-deformacionales.

Factores influyentes en el comportamiento geomecánico de los materiales de las laderas	
Reducción de la resistencia al corte	Aumento de los esfuerzos de corte
Condiciones iniciales: — Composición, textura y estructura. — Fracturas y fallas. — Planos de estratificación y de foliación. — Zonas de brechas. — Rocas masivas sobre materiales plásticos. — Alternancia de materiales con diferente permeabilidad. Cambios en los materiales por meteorización y reacciones físico-químicas: — Desintegración física de rocas. — Hidratación de minerales arcillosos. — Desecación de arcillas y de rocas arcillosas. — Disolución y lavado de materiales. — Plastificación de arcillas. Cambios en las fuerzas intergranulares debidas al agua y presiones de agua en poros y fracturas: — Precipitaciones. — Deshielo. — Lagos y embalses. — Riego. — Deforestación. Cambios en la estructura: — Por fisuración en pizarras y arcillas sobreconsolidadas. — Por relajación de tensiones en laderas rocosas en valles o excavaciones. — Por remoldeo de suelos finos (arenas, loess) y arcillas sensitivas. Debilitamiento de la resistencia debida a procesos de creep Acción de las raíces de los árboles y arbustos. Excavación de madrigueras de animales.	Actuación de esfuerzos transitorios: — Movimientos sísmicos. — Vibraciones por voladuras, maquinaria y tráfico. — Deslizamientos cercanos. Pérdida de confinamiento lateral y en la base de las laderas: — Erosión del pie de las laderas por ríos, arroyos, olas, mareas, etc. — Lluvias. — Erosión interna o subterránea. — Disolución y lavado del material. — Labores mineras. — Presencia de materiales plásticos infrayacentes. Cambios en la morfología: — Deslizamientos. — Grandes fallas. Sobrecargas naturales: — Peso de la lluvia, nieve y agua de acuíferos. — Acumulación de derrubios, coluviones o masas deslizadas. — Vegetación. Sobrecargas antrópicas: — Rellenos, escombreras y acopio de materiales. — Edificios y otras estructuras. — Cultivos y riego de laderas. Otras acciones antrópicas: — Excavaciones. — Retirada de elementos de contención. — Construcción de embases y lagos. Presión lateral: — Agua en grietas y cavidades. — Hielo en grietas. — Presencia de materiales expansivos. — Movilización de esfuerzos residuales. Procesos volcánicos.

Tabla 2.2.2.2. Factores influyentes en el comportamiento geomecánico de los materiales de las laderas (González de Vallejo et al, 2004).

El **relieve** juega un papel definitivo, ya que es necesaria una cierta pendiente para que se produzcan los movimientos gravitacionales. Las regiones montañosas son las zonas más propensas a los movimientos de ladera.

La estructura geológica, estratigráfica y litología determinan la potencialidad de movimientos en los diferentes tipos de materiales rocosos y suelos, y la existencia de planos de discontinuidad que pueden actuar como superficies de rotura.

El comportamiento hidrogeológico de los materiales está asociado a sus características litológicas y estructurales y al grado de alteración y meteorización, aspectos en íntima relación con las condiciones climáticas de una zona determinada. El agua juega un doble papel negativo en la resistencia de los materiales.

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

Las propiedades resistentes o geomecánicas controlan la resistencia al corte de los materiales y su rotura.

Con respecto a los factores desencadenantes (Tabla 2.2.2.1) los más importantes son las precipitaciones, los cambios en las condiciones hidrogeológicas de las laderas, la modificación de la geometría, la erosión y los terremotos, algunos de ellos frecuentemente son consecuencia de acciones antrópicas.

- **Precipitaciones y condiciones climáticas.**

En consecuencia, debe considerarse la respuesta del terreno a precipitaciones intensas durante horas (tormentas) o días, y la respuesta estacional (épocas secas y lluviosas a lo largo del año) o plurianual (ciclos húmedos y de sequía).

El agua en el terreno da lugar a presiones que alteran los estados tensionales, por presiones intersticiales y aumento del peso, a procesos de erosión interna y externa y a cambios mineralógicos, aspectos todos ellos que modifican las propiedades y resistencia de los materiales, sobre todo en los suelos.

La infiltración del agua de lluvia produce flujos superficiales y subterráneos en las laderas, el aumento del contenido de agua de la zona no saturada, elevación del nivel freático recargando la zona saturada.

La cantidad de agua que se infiltra en el terreno depende de la intensidad y duración de las lluvias, tamaño de la cuenca de aporte, contenido previo de agua en el terreno (posición del nivel freático y grado de saturación), de su permeabilidad y transmisividad y de la tipografía y otras características de la ladera, como la presencia de la vegetación. Dependiendo de estos factores, se generan estados de desequilibrio que pueden dar lugar a la inestabilidad de las laderas.

Las **precipitaciones intensas** durante horas o días pueden desencadenar **movimientos superficiales**, como deslizamientos y flujos de barro o

derrubios, que afectan a materiales de alteración y a suelos, y desprendimientos de bloques rocosos previamente independizados del macizo, siendo frecuentes también las reactivaciones de antiguos deslizamientos.

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

Los **periodos lluviosos** prolongados (semanas o meses) suelen dar lugar a un incremento importante de los fenómenos de inestabilidad en zonas susceptibles.

El desencadenamiento de nuevos **deslizamientos profundos** o de gran magnitud no está relacionado con fenómenos meteorológicos estacionales, sino que obedece a **condiciones climáticas** a largo plazo. El mecanismo principal que contribuye a la inestabilidad es la elevación del nivel freático por la infiltración neta de agua, desempeñando un papel secundario el aumento del peso específico del terreno. En general, cuanto menos permeables sean los materiales, menor será la influencia de las precipitaciones cortas y mayor la del régimen climático y las condiciones plurianuales, anuales o estacionales.

Las Inundaciones y avenidas magnifican el efecto desestabilizador de las lluvias en las laderas de los valles fluviales (sobre todo en meandros y tramos curvos y encajados de los cauces). El papel erosivo de la corriente de agua en la base de la ladera se une al de la lluvia saturando el terreno, generando flujos y deslizamientos o reactivando movimientos.

Otro tipo de acciones relacionadas con el clima son los procesos de hielo-deshielo estacionales, que provocan inestabilidades superficiales (solifluxiones) en laderas de suelos de zonas frías y desprendimientos en macizos rocosos componentes, donde el hielo provoca la meteorización y fracturación del material. Los procesos de deshielo rápido permiten un rápido y prolongado incremento del contenido de agua en los materiales sueltos.

- **Cambios del nivel de agua**

La elevación del nivel de agua en las laderas, como consecuencia de prolongados periodos de lluvia o por el llenado de embalses, lagos, etc., provoca un aumento de presiones intersticiales que pueden desencadenar o acelerar los deslizamientos.

El caso más desfavorable para la estabilidad de las laderas de embalses y lagos es el **descenso brusco del nivel del agua**, al generarse unas condiciones de desequilibrio por permanecer los materiales de las laderas con elevadas presiones intersticiales que no se disipan con la misma velocidad del descenso del nivel de agua.

- **Procesos erosivos**

La erosión o socavación del pie de las laderas, escarpes y acantilados, por erosión pluvial, litoral u otra causa, da lugar a la pérdida de resistencia en esta zona y a la modificación del estado tensional, lo que unido a la falta de apoyo del material subyacente puede provocar la inestabilidad y la generación de deslizamientos o desprendimientos.

Un efecto secundario de los deslizamientos en laderas fluviales es el corte del río por la masa deslizada, que puede provocar inundaciones y avenidas, aspecto mencionado anteriormente.

Las laderas costeras a la acción del oleaje y las mareas son zonas con riesgo de inestabilidad.

La erosión puede ser también interna, debida a diferentes factores, con los mismos efectos sobre la estabilidad de la ladera.

- **Terremotos**

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

afectando también deslizamientos antiguos con materiales sueltos, saturados con y sin cohesión.

Algunos deslizamientos importantes ocasionados por los terremotos y que ocasionaron importantes pérdidas humanas son: el terremoto de Perú de 1970 provocó, entre muchos otros movimientos en laderas, una inmensa avalancha rocosa en la montaña de Huascarán. La mayoría de las víctimas del terremoto de El Salvador de 2001 fueron causadas por un deslizamiento repentino en materiales volcánicos, por pérdida instantánea de su resistencia.

- **Vulcanismo**

Las erupciones volcánicas pueden provocar deslizamientos o avalanchas rocosas y de derrubios de gran magnitud y velocidad en las laderas de los conos de los volcanes. Dependiendo de las características geotécnicas, de la pendiente y del contenido de agua de los materiales, estos pueden fluir alcanzando grandes distancias. Las cenizas y los piroclastos depositados sobre las laderas constituyen depósitos proclives a los procesos de deslizamiento y flujo ante la ocurrencia de lluvias que saturan estos materiales.

- **Acciones Antrópicas**

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

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

Las **excavaciones superficiales** para vías de comunicación y transporte, boquillas de túneles, minería y otras obras varían los perfiles de equilibrio de las laderas y pueden desencadenar movimientos, dependiendo de otros

factores condicionantes, como la estructura geológica, la resistencia o el contenido en agua del terreno. Las excavaciones más desfavorables son las realizadas a pie de las laderas (por soportar esta zona las mayores tensiones), situación frecuente en la construcción de vías de comunicación por valles o por zonas bajas de las laderas.

Las excavaciones influyen igualmente en la alteración del sistema de drenaje superficial y en la modificación del comportamiento hidrogeológico de la ladera, al variar los niveles freáticos y los flujos, o dar lugar a la acumulación de agua en determinadas zonas.

En laderas en **áreas urbanas**, las filtraciones y pérdidas de agua de los depósitos y de las redes de abastecimiento y saneamiento pueden inducir inestabilidad.

2.3.- INESTABILIDAD DE TALUDES

(Adaptado de González de Vallejo, L., et al., 2004).

2.3.1.-Introducción

Las obras de infraestructura lineal (carreteras y ferrocarriles), canales, conducciones, explotaciones mineras, y en general cualquier construcción que requiera una superficie plana en una zona de pendiente, o alcanzar una profundidad determinada por debajo de la superficie, precisan la excavación de **taludes** (desmontes si dan lugar a un solo talud y trincheras (Figura 2.3.1.1, si la excavación presenta un talud a cada lado). Los taludes (Figura 2.3.1.2) se construyen con la pendiente más elevada que permite la resistencia del terreno, manteniendo unas condiciones aceptables de estabilidad. En general, **los taludes permanentes** para la construcción de infraestructura o con fines de edificación alcanzan alturas de 40 a 50 m (Figura 2.3.1.2), y se proyectan para ser estables a largo plazo, precisando medidas de estabilización complementarias cuando no sea posible realizar las excavaciones con las alturas y ángulos requeridos.

En ingeniería civil las tolerancias de movimiento en los taludes son muy restrictivas, ya que pueden afectar a las estructuras que se construyen en su entorno, por lo que se le da prioridad a los **criterios de seguridad**.

Los estudios geológicos y geotécnicos de taludes están dirigidos al diseño de taludes estables en función de las condiciones requeridas (corto, medio, o largo

plazo, relación coste-seguridad, grado de riesgo aceptado, etc.) así como la **estabilización de taludes inestables**.

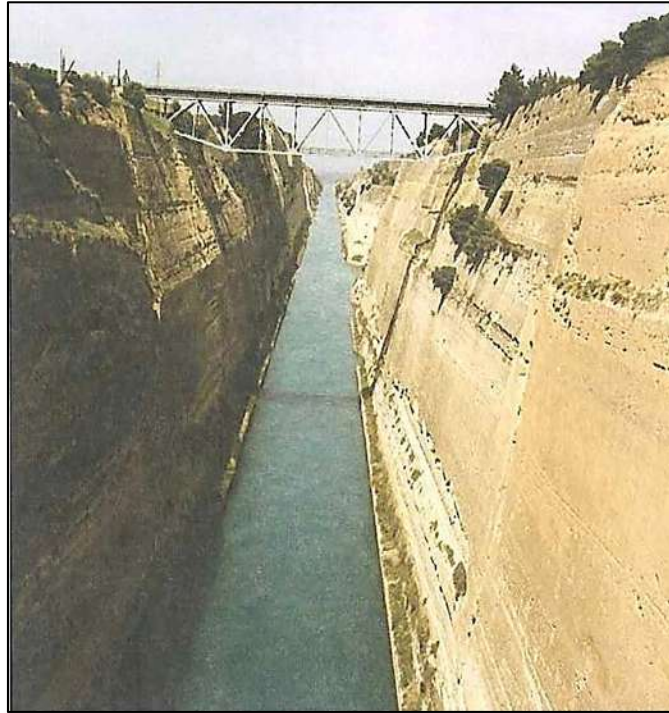


Figura 2.3.1.2. Taludes del canal de Corintio, Grecia, excavados manualmente en materiales limosos cementados y calcareníticos, afectados por fallas (foto M. Ferrer). González de Vallejo et al, 2004.

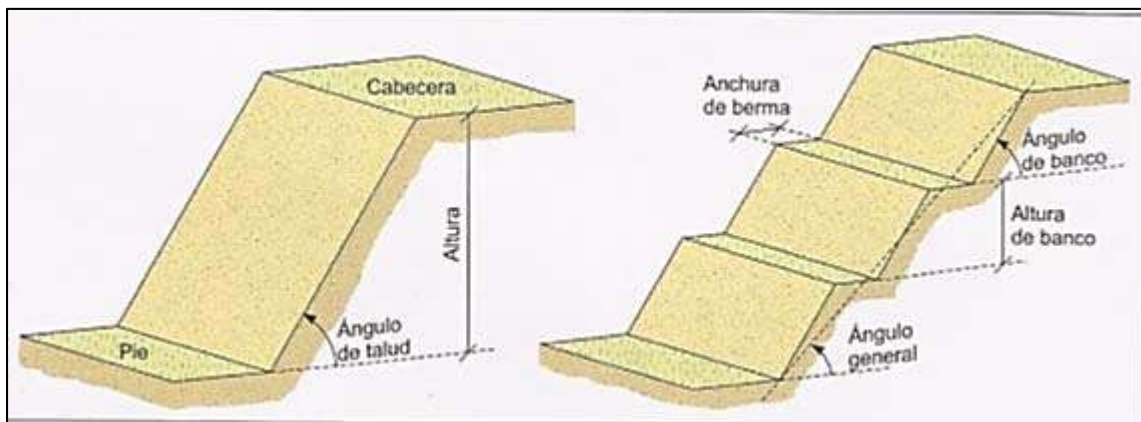


Figura 2.3.1.1. Talud con ángulo uniforme y talud excavado de forma escalonada con bermas y bancos (González de Vallejo et al, 2004).

Los análisis de estabilidad permiten diseñar los taludes, mediante el cálculo del **factor de seguridad**, y definir el tipo de medidas correctoras y estabilizadoras que deben ser aplicadas en caso de roturas reales o potenciales. Es necesario el conocimiento geológico y geomecánico de los

materiales que forman el talud, de los posibles modelos o mecanismos de rotura que pueden tener lugar y de los factores que influyen, condicionan o desencadenan las inestabilidades.

La metodología seguida en los estudios de estabilidad de taludes parte del conocimiento geológico, hidrogeológico y geomecánico del macizo rocoso o suelo, junto con el análisis de los factores externos que actúan sobre el terreno, definen el comportamiento de los materiales y sus modelos y mecanismos de deformación y rotura.

2.3.2.-Investigaciones in situ

Las investigaciones in situ para taludes tienen como objetivo reconocer geológica y geotécnicamente el terreno afectado por la excavación, con los fines de obtener los parámetros necesarios para analizar su estabilidad, diseñar los taludes, excavar los materiales, calcular las medidas de estabilización y proyectar obras de drenaje, entre otros.

Como norma general, cada proyecto de excavación debe ser analizado teniendo en cuenta:

- Las dimensiones previstas (profundidad y longitud de los taludes).
- La posición del nivel freático y condiciones hidrogeológicas.
- La litología y estructura geológica.
- Los requisitos del proyecto (taludes a largo o corto plazo, condiciones geométricas, etc.).

A continuación se enumeran las etapas más características:

- Como punto de partida para planificar las investigaciones in situ se efectuará un reconocimiento geológico previo. Se realizará una cartografía geológico-geotécnica a una escala que puede variar entre 1/2000 y 1/500.
- Calicatas en suelos o rocas muy meteorizadas, con el fin de observar los materiales y tomar muestras inalteradas.
- Sísmica de refracción a lo largo del perfil del talud.
- Sondeos a lo largo del talud, de forma que se investigue tanto la zona de coronación como la parte inferior del talud. En los sondeos se tomarán muestras para realizar ensayos de laboratorio y se instalará tubería piezométrica para medir los niveles del agua.
- En excavaciones donde se precisen bombeos o drenajes, se realizarán ensayos de permeabilidad.

Los ensayos de laboratorio más característicos para el diseño o estudio de taludes son los de clasificación, identificación, corte directo en suelos y discontinuidades y compresión simple, entre otros.

Un aspecto muy importante a investigar es la posible presencia de **deslizamientos naturales**, activos o inactivos, en las laderas donde se proyectan excavaciones, ya que las obras pueden reactivar los movimientos al modificar las condiciones iniciales de la ladera (geometría, hidrogeología, estados tensionales, etc.).

2.3.3.-Factores influyentes en la inestabilidad

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

Comportamiento mecánico del terreno (resistencia y deformabilidad). La posibilidad de rotura y los mecanismos y modelos de inestabilidad de los taludes están controlados principalmente por factores geológicos y geométricos.

Factores influyentes en la inestabilidad de los taludes	
Factores condicionantes	Factores desencadenantes
– Estratigrafía y litología. – Estructura geológica. – Condiciones hidrogeológicas y comportamiento hidrogeológico de los materiales. – Propiedades físicas, resistentes y deformacionales. – Tensiones naturales y estado tenso-deformacional.	– Sobrecargas estáticas. – Cargas dinámicas. – Cambios en las condiciones hidrogeológicas. – Factores climáticos – Variaciones en la geometría. – Reducción de parámetros resistentes.

Tabla2.3.3.1. Factores Influyentes en la inestabilidad de Taludes (González de Vallejo et al, 2004).

Los factores geológicos, hidrogeológicos y geotécnicos se consideran factores condicionantes, y son intrínsecos a los materiales naturales. En los suelos, la litología, y el grado de alteración juegan un papel predominante. Junto a los factores condicionantes de la estabilidad de los taludes (también denominados <<pasivos>>), los factores desencadenantes o <<activos>> provocan la rotura una vez que se cumplen una serie de condiciones. Estos últimos son factores externos que actúan sobre los suelos o macizos rocosos, modificando sus

características y propiedades y las condiciones de equilibrio del talud (tabla 2.3.3.1).

➤ Estratigrafía y Litología

La naturaleza del material que forma un talud está íntimamente relacionada con el tipo de inestabilidad que esta puede sufrir. Las propiedades físicas y resistentes de cada tipo de material, junto con la presencia de agua, gobiernan su comportamiento tenso-deformacional y, por tanto, su estabilidad. Aspectos como la alternancia de materiales de diferente litología, competencia y grado de alteración, o la presencia de capas de material blando o de estratos duros, controlan los tipos y la disposición de las superficies de rotura, lo que complica un poco la caracterización y el análisis del comportamiento del talud.

➤ Estructura geológica y discontinuidades

La combinación de los elementos estructurales con los parámetros geométricos del talud, altura e inclinación, y su orientación, define los problemas de inestabilidad que se puedan presentar.

La estructura del macizo queda definida por la distribución espacial de los sistemas de discontinuidades, que <<individualizan>> bloques más o menos competentes de matriz rocosa que se mantienen unidos entre sí por las características y propiedades resistentes de las discontinuidades.

La presencia de estos planos de debilidad (como superficies de estratificación, diaclasas, fallas, etc.) buzando hacia el frente del talud supone la existencia de planos de rotura y deslizamientos potenciales, y su orientación y disposición condiciona los tipos, modelos y mecanismos de inestabilidad. La presencia de discontinuidades implica un comportamiento anisótropo del macizo y unos planos preferenciales de rotura. Los cambios y singularidades estructurales en un macizo rocoso, como zonas tectónizadas o de cizalla, cambios bruscos en el buzamiento de los estratos, etc., suponen heterogeneidades que pueden condicionar las zonas de rotura.

Un aspecto importante es la relación entre las dimensiones del frente del talud y la red de discontinuidades; en función de esta relación, el comportamiento del talud quedará definido por una o unas pocas macro-discontinuidades (referidas a la escala del talud) o bien por varios sistemas

de juntas y otros planos de debilidad con un entramado denso, condicionando el tipo y el volumen de las inestabilidades.

La influencia de la estructura geológica va más allá del condicionamiento geométrico de las roturas, pudiendo afectar a la estabilidad de los taludes a causa de las modificaciones inducidas por la excavación.

➤ Condiciones Hidrogeológicas

La mayor parte de las roturas se producen por los efectos del agua en el terreno, como la generación de las presiones intersticiales, o los arrastres y erosión, superficial o interna, de los materiales que forman el talud.

La presencia de agua en el talud reduce su estabilidad al disminuir la resistencia del terreno y aumentar las fuerzas tendientes a la inestabilidad. Sus efectos más importantes son:

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

La forma de la *superficie freática* en un talud depende de diferentes factores, entre los que se encuentran la permeabilidad de los materiales, la geometría o forma del talud y las condiciones de contorno. En macizos rocosos, la estructura geológica tiene una gran influencia en la disposición del nivel freático y, por tanto, en la distribución de las presiones intersticiales sobre cualquier superficie potencial de deslizamiento en un talud, así como la alternancia de los materiales permeables e impermeables (figura 2.3.3.1).

El nivel freático puede sufrir cambios estacionales o como consecuencias de dilatados periodos lluviosos o de sequía. Si bien la modificación del nivel freático en caso de materiales muy permeables puede llegar a producirse un

ascenso relativamente rápido como consecuencia de precipitaciones intensas.

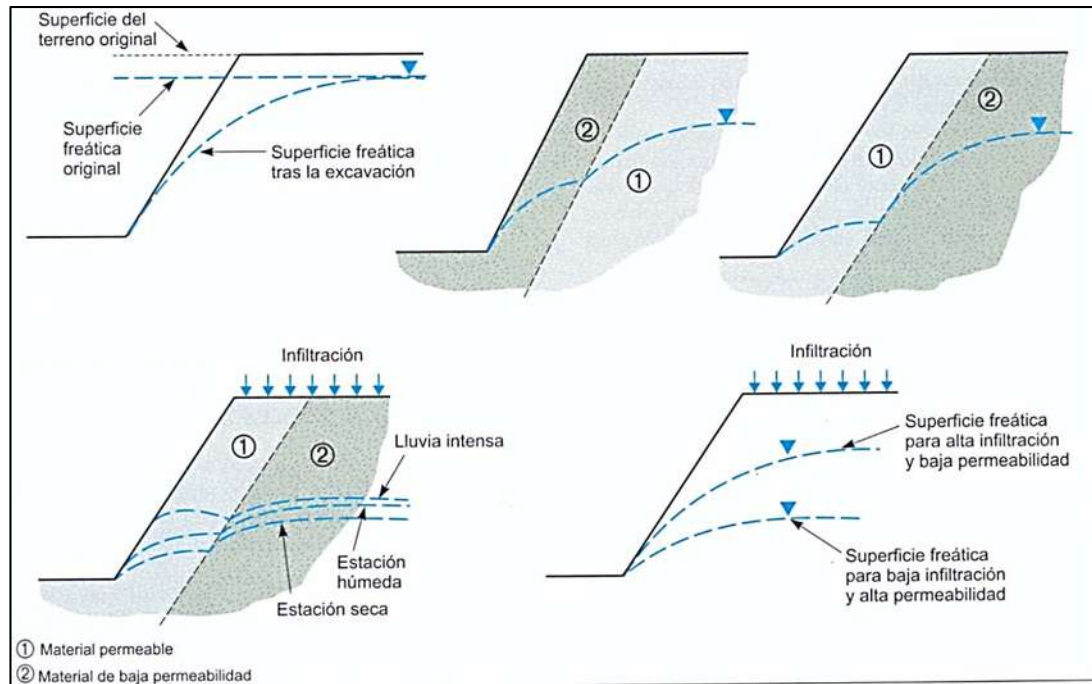


Figura 2.3.3.1 Esquemas del nivel freático en un talud según la distribución de los materiales (González de Vallejo et al, 2004).

Además del agua en el interior del terreno, hay que considerar el papel superficial (por precipitación, escorrentía, etc.), que puede causar problemas importantes de estabilidad al crearse altas presiones en las discontinuidades y grietas por las que se introduce, y en la zona más superficial del terreno; las roturas en taludes en suelos son más frecuentes en periodos de lluvias intensas, tras una fuerte tormenta o en épocas de deshielo. Los fenómenos de erosión y lavado en materiales blandos o poco consistentes aparecen asimismo asociados a la presencia de agua superficial.

La influencia del agua en las propiedades de los materiales depende de su **comportamiento hidrogeológico**. El efecto más importante es la presión ejercida, definida por la **altura del nivel piezométrico**.

Los aspectos más importantes que deben conocerse para evaluar la magnitud y la distribución de las **presiones intersticiales** en el talud y los efectos del agua son:

- Comportamiento hidrogeológico de los materiales.
- Presencia de niveles freáticos.

- Flujo de agua en el talud.
- Parámetros hidrogeológicos de interés: coeficiente de permeabilidad o conductividad hidráulica. Gradiente hidráulico, transmisividad y coeficiente de almacenamiento.

De una forma indirecta, las presiones pueden evaluarse a partir de la red de flujo del talud. Este método proporciona los valores de la rotura.

La **forma de la red de flujo** en un talud depende de la homogeneidad y anisotropía del terreno, que condicionan su permeabilidad en las diferentes direcciones, y de la geometría del talud.

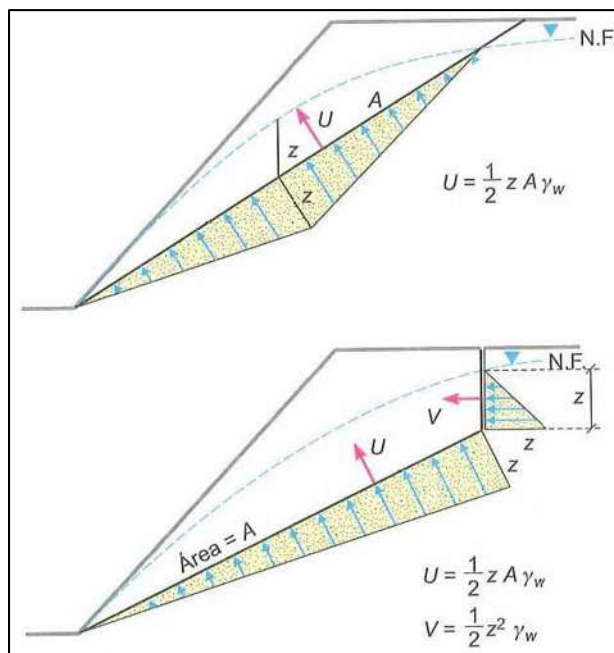


Figura 2.3.3.2. a) Triángulo de presiones de agua para un plano simple de discontinuidad (superior), b) Triángulo de presiones en caso de existencia de grieta de tracción en la cabecera del talud (U y V son las fuerzas debidas al agua sobre el plano de deslizamiento y sobre la grieta de tracción respectivamente)(inferior). González de Vallejo et al, 2004.

La definición del modelo de distribución de las presiones intersticiales en un talud es un problema difícil que en ocasiones requiere suposiciones.

En casos más simples, un método para evaluar de forma aproximada la fuerza total ejercida por el agua sobre una superficie de discontinuidad o en una grieta de tracción, es asumir distribuciones triangulares de presiones hidrostáticas sobre estos planos, tal como se representa en la Figura 2.3.3.2.

➤ Propiedades geomecánicas de los suelos y de los macizos rocosos

La posible rotura de un talud, a favor de una determinada superficie depende de la resistencia al corte de la misma. En primera instancia, esta resistencia depende de los parámetros resistentes del material: cohesión y rozamiento

interno. Los parámetros que rigen la resistencia de un talud son, generalmente, los residuales, que representan la resistencia de las superficies de discontinuidad en las masas de arcilla margosa.

En macizos rocosos, son las propiedades resistentes de las discontinuidades y de la matriz rocosa las que controlan el comportamiento mecánico. En función de las características y estructura del macizo, de su red de fracturamiento y de la naturaleza de los materiales y de las discontinuidades.

El comportamiento de un macizo rocoso competente depende, generalmente, de las características de las discontinuidades, además de su litología e historia geológica evolutiva. La resistencia al corte de estos planos de debilidad depende de su naturaleza y origen, continuidad, espaciado, rugosidad, tipo y espesor de relleno, presencia de agua, etc., y es el aspecto más importante para determinar la estabilidad del macizo rocoso.

Los planos de rotura se pueden generar a favor de discontinuidades y a través de <<puentes>> de matriz rocosa; estos últimos aportan, en general, resistencia al conjunto.

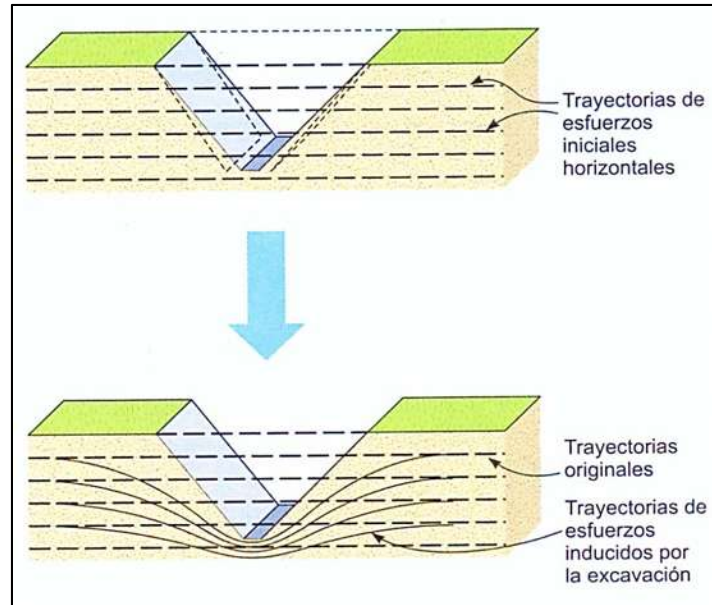
➤ **Tensiones naturales**

Las tensiones naturales pueden jugar un papel importante en la estabilidad de taludes rocosos. La liberación de tensiones que pueden suponer la excavación de un talud puede originar tal descompresión que el material se transforma y fragmenta por las zonas más débiles y pasa a comportarse como un suelo.

El estado tensional de un talud depende de su configuración geométrica y del estado de tensiones del macizo rocoso previo a la excavación. En la Figura 2.3.3.3 se presenta un ejemplo de la distribución de los esfuerzos litostáticos después de realizar una excavación. En excavaciones profundas, las elevadas tensiones que se generan en zonas singulares como el pie del talud puede dar lugar a condiciones de desequilibrio, llegando incluso a producirse deformaciones plásticas. También en la cabecera del talud se generan estados tensionales anisótropicos con componentes traccionales que provocan la apertura de grietas verticales.

Si un macizo rocoso está sometido a tensiones de tipo tectónico, al realizarse una excavación tiene lugar la liberación y redistribución de las mismas; esta

Figura 2.3.3.3. Modificación de las trayectorias de los esfuerzos horizontales originales como consecuencia de una excavación (González de Vallejo et al, 2004).



modificación del estado tensional previo contribuye a la pérdida de resistencia del material. El efecto de relajación que produce la excavación puede dar lugar a desplazamientos en el macizo rocoso, al tender a un nuevo estado de equilibrio, generándose grietas o aperturas de los planos de discontinuidad, que juegan un papel importante en las fases iniciales de los procesos de inestabilidad, este reajuste es función también del tipo, estructura y resistencia del macizo, y disminuye con el tiempo.

El estado tenso-deformacional de un macizo rocoso debe ser considerado en el análisis de estabilidad si puede afectar a su comportamiento y propiedades resistentes. Sobre todo en excavaciones profundas (a partir de 50 m).

➤ Otros factores

Las sobrecargas estáticas y las cargas dinámicas que se ejercen sobre los taludes modifican la distribución de las fuerzas y pueden generar condiciones de inestabilidad. Entre las primeras están el peso de estructuras o edificios, u otro tipo de cargas como rellenos, escombreras, paso de vehículos pesados, etc. Que, cuando se ejercen sobre la cabecera de los taludes, aportan una carga adicional que se puede contribuir al aumento de las fuerzas desestabilizadoras.

Las cargas dinámicas se deben, principalmente, a los movimientos sísmicos, naturales o inducidos, y a las vibraciones producidas por las voladuras

cercanas al talud. El principal efecto en los macizos rocosos fracturados es la apertura de las discontinuidades preexistentes, con la consiguiente reducción de su resistencia al corte, y la individualización y caída de bloques rocosos.

En los análisis de estabilidad de taludes en zonas sísmicas o sometidas a otro tipo de fuerzas dinámicas, deben incluirse estas fuerzas.

Las **precipitaciones** y el **régimen climático** influyen en la estabilidad de los taludes al modificar el contenido de agua en el terreno. La alternancia de periodos de sequía y lluvia produce cambios en la estructura de los suelos que dan lugar a pérdidas de resistencia.

En determinados tipos de suelos o macizos rocosos blandos, **los procesos de meteorización** juegan un papel importante en la reducción de las propiedades resistentes. Esta pérdida de resistencia puede dar lugar a la caída del material superficial y, si afecta a zonas críticas del talud, como su pie, puede generar roturas generales, sobre todo en condiciones de presencia de agua.

2.3.4.- Tipos de rotura

Taludes en suelos

Los taludes en suelos rompen generalmente a favor de superficies curvas, con forma diversa condicionada por la morfología y estratigrafía del talud (Figura 2.3.4.1).

- Puede ser aproximadamente circular (la más frecuente), con su extremo inferior en el pie del talud, (deslizamiento de pie), cuando este está formado por terreno homogéneo o por varios estratos de propiedades geotécnicas homogéneas (Figura 2.3.4.2b).
- Puede ser casi circular pero pasando por debajo del pie del talud (deslizamiento profundo; Figura 2.3.4.2c).
- Si se dan determinadas condiciones en el talud, como la existencia de estratos o capas de diferente competencia, puede tener lugar una rotura a favor de una superficie plana o de una superficie poligonal formada por varios tramos planos (Figura 2.3.4.2d).

Las roturas de taludes en suelos a favor de un único plano paralelo al talud son prácticamente inexistentes, aunque este modelo puede ser válido en el caso de

laderas naturales con recubrimientos de suelos sobre rocas (Figura 2.3.4.2a) o en el caso de taludes rocosos, donde la presencia de discontinuidades paralelas al talud puede definir superficies de roturas planas, aunque en general estas no alcanzan la cabecera del talud (Figura 2.3.4.3).



Figura 2.3.4.1. Rotura curva de un talud en suelos arcillosos y pizarras. Puertollano, Ciudad Real; se observa la grieta de tracción y el salto vertical de la cabecera del talud (González de Vallejo et al, 2004).

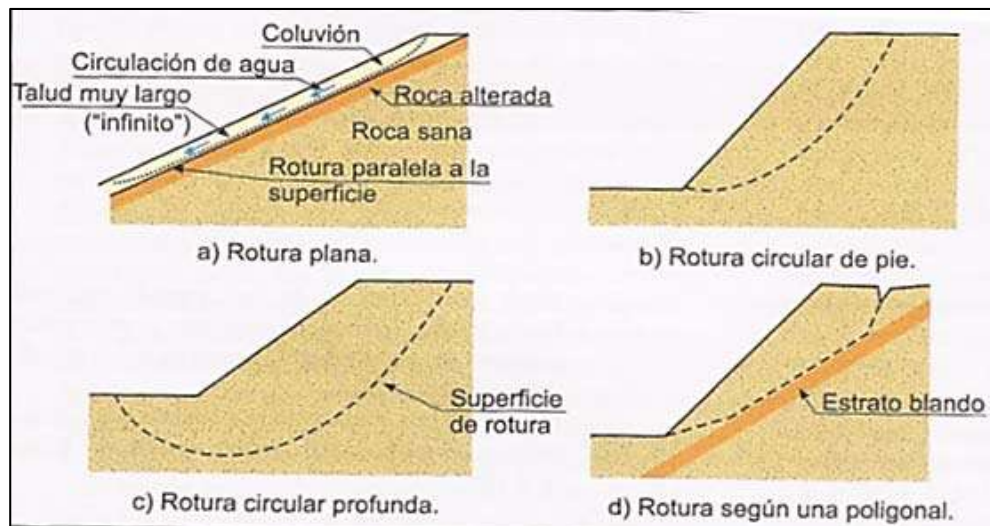


Figura 2.3.4.2 Tipos de superficie de rotura en suelos (González de Vallejo et al, 2004).

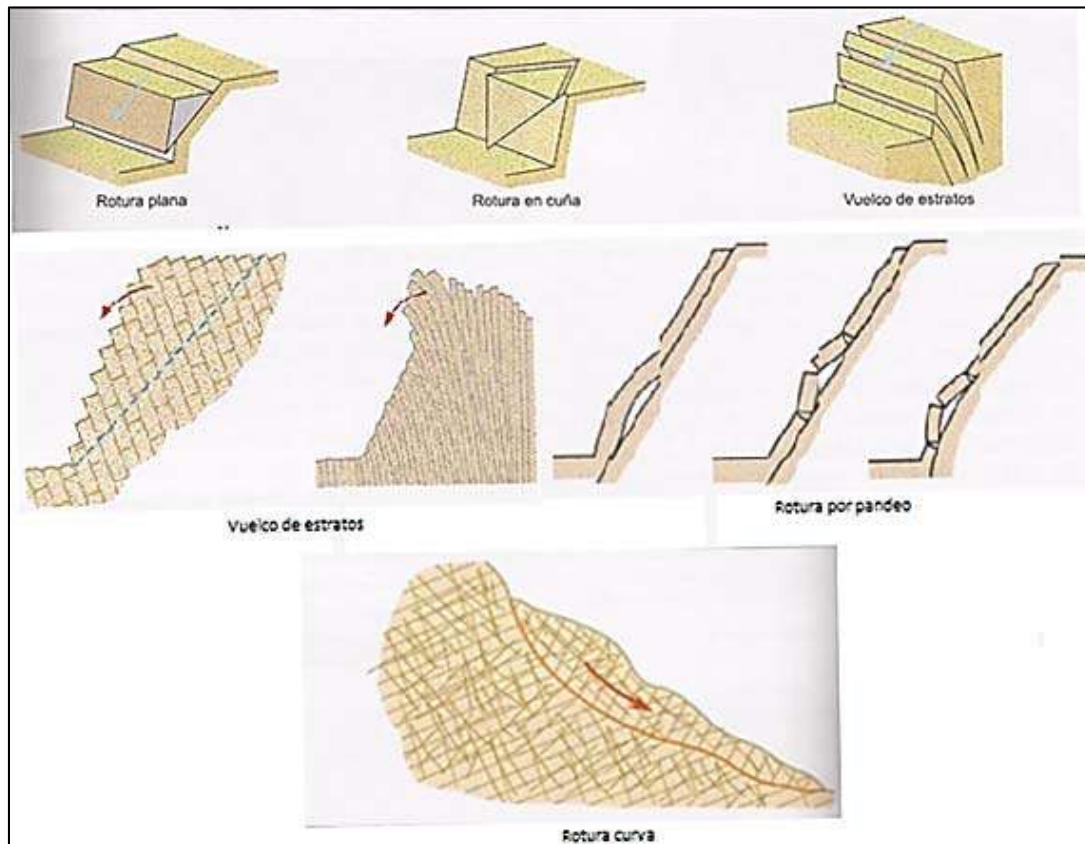


Figura 2.3.4.3 Diferentes tipos de rotura en taludes en rocas (González de Vallejo et al, 2004).

2.3.5.- Análisis de estabilidad

Introducción

Los análisis de estabilidad se aplican al diseño de taludes o cuando estos presentan problemas de inestabilidad. Se debe elegir un coeficiente de seguridad adecuado, dependiendo de la finalidad de la excavación y del carácter temporal o definitivo del talud, combinando los aspectos de seguridad, costes de ejecución, consecuencias o riesgos que podría causar su rotura, etc. Para taludes permanentes, el coeficiente de seguridad a adoptar debe ser igual o superior a 1.5, e incluso 2.0; para taludes temporales el factor de seguridad está en torno a 1.3, pero en ocasiones pueden adoptarse valores inferiores.

Los análisis permiten definir la geometría de la excavación o las fuerzas externas que deben ser aplicadas para lograr el factor de seguridad requerido.

En caso de taludes inestables, los análisis permiten diseñar las medidas de corrección o estabilización adecuadas para evitar nuevos movimientos.

Los análisis a posteriori de taludes (back-analysis) se realizan una vez que la rotura se ha producido, y por tanto, se reconoce el mecanismo, modelo y geometría de la inestabilidad. Estos análisis consisten en determinar, a partir de los datos de campo necesarios (geometría, tipos de materiales, modelo de rotura, presiones hidrostáticas, etc.), los parámetros resistentes del terreno, generalmente pares de valores c y ϕ , que cumplen la condición de equilibrio estricto del talud (es decir, $F=1.0$) a lo largo de la superficie de rotura, para las condiciones reales en que esta tuvo lugar.

Los métodos de análisis de estabilidad se basan en un planteamiento físico-matemático y se pueden agrupar en:

- **Métodos determinísticos:** conocidas o supuestas las condiciones en que se encuentra un talud, estos métodos indican si el talud es o no estable, existen dos grupos, métodos de equilibrio límite y métodos tenso-deformacionales.
- **Métodos probabilísticos:** consideran la probabilidad de rotura de un talud bajo unas condiciones determinadas.

La elección del método de análisis más adecuado en cada caso dependerá de:

- Las características geológicas y geotécnicas de los materiales (suelos o macizos rocosos).
- Los datos disponibles del talud y su entorno (geométricos, geológicos, geomecánicos, hidrogeológicos, etc.).
- Alcance y objetivos del estudio, grado de detalle y resultados que se espera obtener.

Tras conocer los parámetros necesarios e influyentes en la estabilidad de un talud, habrá de elegirse un modelo o un método que represente las condiciones particulares de cada caso.

2.3.5.1 Métodos de equilibrio límite

➤ Taludes en suelos

En este trabajo solo se tratará el análisis de una ladera natural en suelo, por lo tanto el método o los **métodos de equilibrio límite** se tratarán a detalle en la sección 7.2.1 (página 187); estos métodos son los que se emplearon en este trabajo para el cálculo del factor de seguridad de la ladera.

➤ Taludes en rocas

Los Métodos de análisis correspondientes a los taludes en rocas se incluyen solo con fines de información.

Los métodos más comunes en el análisis de estabilidad de taludes en rocas son las siguientes:

- Rotura Plana
- Rotura en Cuña.
- Análisis de la estabilidad de una cuña por proyección estereográfica Método de John.
- Rotura por Vuelco.
- Rotura por Pandeo.
- Rotura Curva.

2.3.5.2.- Métodos Tenso-deformacionales

Su principal ventaja es que consideran las relaciones tensión-deformación que sufre el material durante el proceso de deformación rotura, siendo estas relaciones las que dan la pauta de su comportamiento y las que controlan su resistencia. Ante unas determinadas cargas, el terreno se deforma en función de sus propiedades resistentes y deformacionales, siguiendo la ley de comportamiento hasta alcanzar, en su caso, la rotura, a la vez que se van generando diferentes estados tensionales en las distintas zonas del talud. Los métodos tenso-deformacionales permiten visualizar esta evolución a partir del modelo geométrico representativo de la estructura.

A diferencia de los métodos de equilibrio límite, que consideran únicamente las fuerzas que actúan sobre uno o varios puntos de la superficie de rotura, y que suponen que la rotura se produce de forma instantánea y que la resistencia se moviliza al mismo tiempo a lo largo de toda la superficie, los métodos tensión-deformación analizan el proceso de deformación en cada uno de los puntos seleccionados del modelo.

El conocimiento de la ley o leyes de comportamiento que siguen los materiales es fundamental para la modelización, así como la determinación de los valores de sus parámetros resistentes y deformacionales, lo que constituye la principal limitación de este tipo de métodos.

2.4. -MEDIDAS DE ESTABILIZACIÓN

(Adaptado de González de Vallejo, et al., 2004)

2.4.1.-Introducción

Cuando un talud ha sufrido rotura, o deformaciones que impliquen riesgo de inestabilidad, deben adoptarse medidas de estabilización. Igualmente cuando por diferentes razones (constructivas, ambientales, económicas, etc.) se precise excavar un talud con mayor ángulo del correspondiente a la propia resistencia del terreno, es necesario adoptar medidas de estabilización. Para diseñar y aplicar estas medidas es necesario conocer:

- Las propiedades y el comportamiento geomecánico del terreno.
- El mecanismo y tipología de las roturas, incluyendo la velocidad y dirección del movimiento y la geometría de la rotura.
- Los factores geológicos, hidrogeológicos, y de otro tipo influyentes en la inestabilidad, que determinan las causas de la misma y, por tanto, las medidas más adecuadas para la estabilización, siendo de especial importancia los datos referentes a situación de niveles freáticos, presiones de agua y permeabilidad de los materiales.

Para ello deben llevarse los estudios geológicos e hidrogeológicos correspondientes y efectuarse las investigaciones de detalle y reconocimientos In situ, complementados con ensayos de laboratorio. Es también necesario el conocimiento de los factores ambientales y los relacionados con la acción humana.

Para el diseño de las medidas de estabilización deben tomarse en consideración:

- Los medios económicos y materiales disponibles.
- La urgencia de intervención.
- La magnitud y dimensiones de la estabilidad.

El aumento del coeficiente de seguridad de un talud se consigue disminuyendo las fuerzas desestabilizadoras que tienden a la rotura o aumentando las fuerzas estabilizadoras (Figura 2.4.1.1). En todos 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.

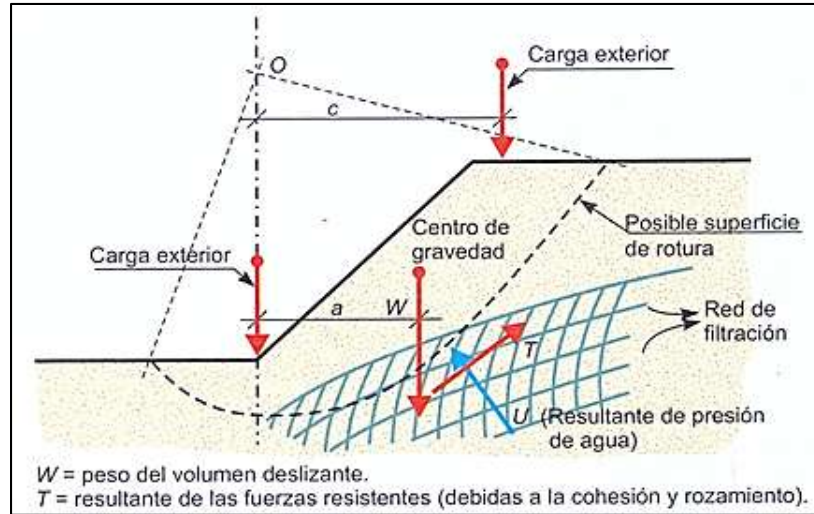


Figura 2.4.1.1. Esquema de fuerzas actuantes en el problema de estabilidad de un talud (Oteo, 1995).
González de Vallejo et al, 2004.

Estos conceptos elementales deben tenerse siempre y aplicarlos correctamente. Por ejemplo, la eliminación del peso en la cabecera del talud es siempre buena para la estabilidad. Cuando se refuerza el pie de un talud con un muro de gaviones, por ejemplo, este debe estar cimentado adecuadamente, para poder desarrollar su resistencia en la base; tampoco deben excavarse zanjas o cunetas profundas por delante del pie de un muro de contención, ya que se impide el desarrollo de un empuje pasivo.

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, en la corrección de un talud inestable se parte de un valor de 1.2 o 1.25.

Es conveniente, antes de corregir una inestabilidad, realizar un análisis a posteriori, lo que permite obtener el orden de magnitud de los parámetros geotécnicos <<reales>> y deducir la posición del nivel freático que originó la inestabilidad. Este análisis debe hacerse tanteando valores de la cohesión y el rozamiento, geometría de la superficie de rotura, condiciones hidrogeológicas en que tuvo lugar la rotura, etc., para un coeficiente de seguridad $F \approx 1.0$. En el siguiente paso se realizan nuevos análisis aplicando las posibles soluciones (cambios de geometría, rebajamiento del nivel freático, elementos resistentes, etc.) hasta conseguir el coeficiente de seguridad requerido.

Si en la zona puede haber actividad sísmica, ha de tenerse en cuenta su influencia.

Las medidas estabilizadoras pueden consistir en:

- Modificación de 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.

2.4.2.-Métodos de estabilización

➤ Modificación de la geometría

Mediante la modificación de la geometría de los taludes se redistribuyen las fuerzas debidas al peso de los materiales, obteniéndose una nueva configuración más estable. Las actuaciones más frecuentes son (figura

2.4.2.1):

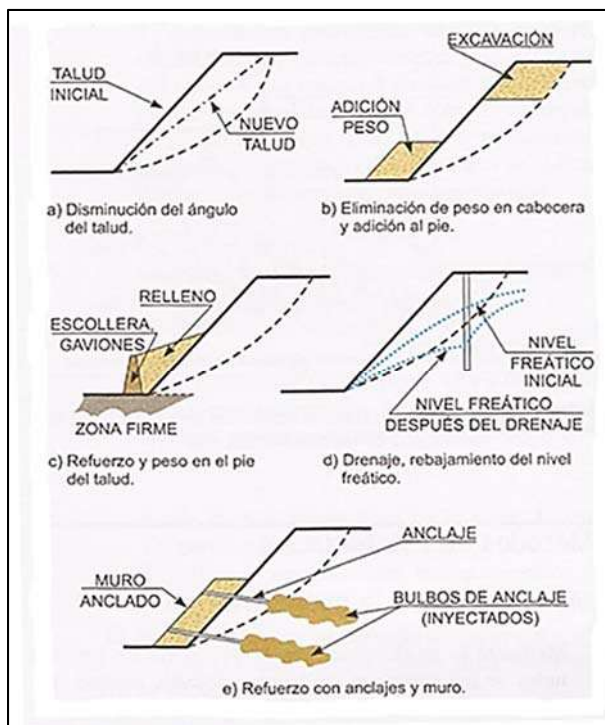


Figura 2.4.2.1. Métodos para aumentar el coeficiente de seguridad de taludes en suelos (González de Vallejo et al, 2004).

- Disminuir la inclinación del talud.
- Eliminar el peso de la cabecera del talud (<<descabezamiento>>).
- Incrementar el peso en el pie del talud (<<tacones>> o escolleras).
- Construir bancos y bermas (escalonar el talud).

La excavación de la cabecera del talud elimina peso de esta zona, reduciendo las fuerzas desestabilizadoras.

La disminución del ángulo general del talud y la retirada del peso en su cabecera no siempre pueden llevarse a cabo por las dificultades de acceso a la parte superior del talud. Por ello los cambios de geometría consisten, principalmente, en **aumentar el peso en el pie del talud**, aunque esta solución implica ocupar mayor espacio en la base del talud. La construcción de <<tacones>> aumenta las tensiones normales sobre la superficie de rotura, mejorando la estabilidad. Es recomendable que el relleno aplicado en el pie del talud sea de material drenante o, en su caso, construir un sistema de drenaje adecuado.

Esta medida es aplicable, sobre todo, a taludes en suelos y puede efectuarse en combinación con excavaciones en cabecera.

Si el terreno en el pie del talud es resistente y la inestabilidad no es profunda, puede recurrirse a la construcción de un muro, bien cimentado, al pie del talud (a veces incluso recortando un poco de este), cuyo trasdós (espacio entre el muro y el terreno) puede protegerse el terreno natural de las condiciones ambientales.

La figura 2.4.2.2 muestra un ejemplo de aumento de peso en el pie de un talud en arcillas y arenas mediante la **construcción de un muro** de dren (en este caso un muro de gaviones) apoyado sobre un terreno resistente, que permitió colocar un relleno impermeable sobre gran parte de la superficie del talud. Con ello se consiguió, además, evitar la desecación de las arcillas expansivas que aparecían en la mitad inferior del talud (con problemas de inestabilidad por la figuración que sufrían al perder humedad).

El empleo de **escolleras al pie de taludes** deslizados para aportar peso, permitir el drenaje y reforzar el conjunto es una solución frecuente y rápida de ejecutar (realmente es una sustitución del terreno), muy utilizado en el caso de inestabilidades superficiales en materiales arcillosos (Figuras 2.4.2.3 y 2.4.2.4).

El <<**escalonamiento**>> del talud, con la construcción de bancos y bermas contribuye a evitar que se produzcan roturas superficiales que afecten a todo el frente del talud, al cortarse los posibles planos de rotura. Esta medida suele decidirse antes de la excavación del talud; además las bermas sirven para retener bloques que se desprendan y roturas locales del talud, para instalación

de medidas de drenaje y acceso para las obras de saneamiento y control del talud.

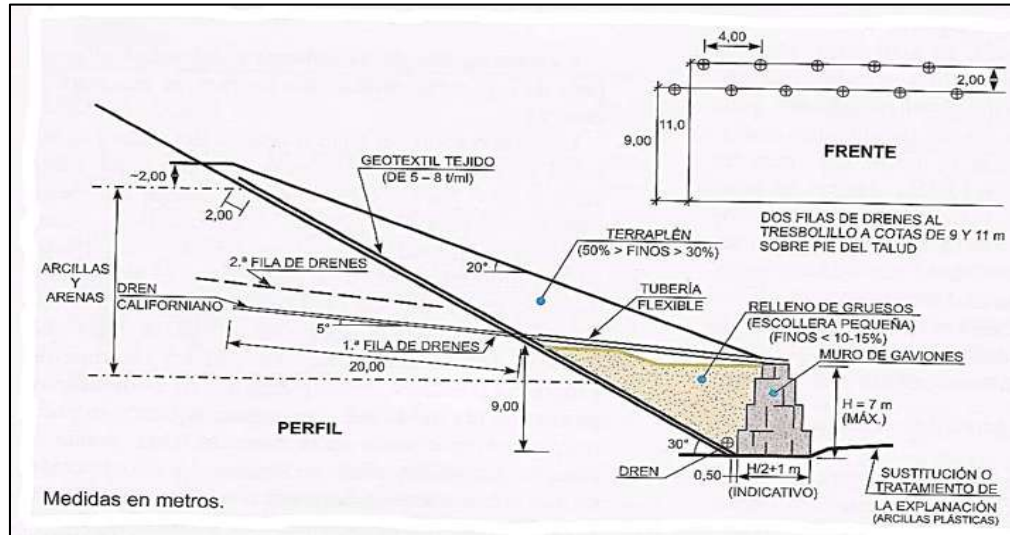
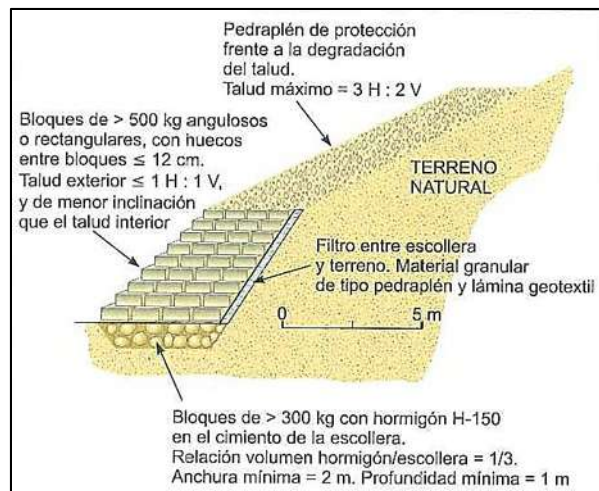


Figura 2.4.2.2. Ejemplo de estabilización de un talud mediante muro de pie, relleno y drenes californianos. Autovía de Levante, variante Perales de Tajuña. Madrid (Oteo, 1995).González de Vallejo et al, 2004.



2.4.2.3. Estabilización de un Talud mediante escollera (González de Vallejo et al, 2004).

➤ Medidas de drenaje

Las medidas de drenaje tienen por finalidad eliminar o disminuir el agua presente en el talud y, por tanto, las presiones intersticiales que actúan como factor desestabilizador en las superficies de rotura y grietas de tracción. Además, el agua reduce las propiedades resistentes en determinados tipos de materiales. Estas medidas son, generalmente, las **más efectivas**, ya que el agua es el principal agente que desencadena los problemas de inestabilidad de taludes, aumentando el peso de la masa inestable, elevando

el nivel freático y las presiones intersticiales, creando empujes hidrostáticos, reblandeciendo el terreno, erosionando el pie del talud, etc.



Figura 2.4.2.4. Medidas de estabilización en un talud de carretera de la autovía A-92: colocación de una escollera para reforzar el pie del talud, escalonamiento y retaluzado del ángulo general y en primer término zanja rellena de grava para drenar la zona de pie (Foto M. Ferrer). González de Vallejo et al, 2004.

El **drenaje** puede ser superficial, mediante zanjas de drenaje y canalizaciones, o profundo, mediante drenes horizontales o <<californianos>>, pozos o drenes verticales, galerías de drenaje y pantallas drenantes. Los elementos drenantes pueden ser puntuales (como los pozos o drenes) o continuos (zanjas y galerías). En la figura 2.4.2.5 se muestran algunas medidas típicas de drenaje y de protección habituales.

Los drenajes superficiales evitan que las aguas de escorrentía se infiltren en el talud o penetren a favor de discontinuidades y grietas; los efectos erosivos de las aguas de escorrentía y el lavado de discontinuidades en macizos rocosos.

Las medidas deben ser diseñadas para evitar la llegada y acumulación de agua en el talud, sobre todo en la zona de cabecera y, en el caso de taludes escalonados, en las bermas, ya que es frecuente que se produzcan encharcamientos en épocas de lluvia en estas zonas planas.

Entre estas medidas se encuentran también la canalización, desvío o impermeabilización de cauces de arroyos, o manantiales en las mediaciones del talud o a cotas superiores.

En taludes en suelos con una extensión importante e inclinación adecuada pueden construirse sistemas de zanjas o canales de drenaje en su superficie, longitudinal y transversal, en <<espinas de pescado>>, para la recogida de las aguas, que se evacuan fuera de la zona de influencia del talud.

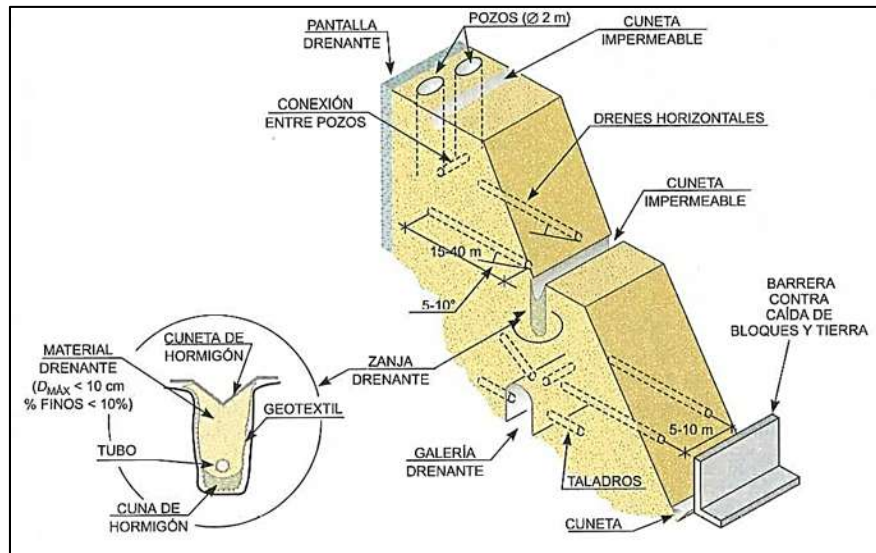


Figura 2.4.2.5. Medidas de drenaje y protección en taludes (Uriel, 1991). González de Vallejo et al, 2004.

➤ **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 con problemas de inestabilidad (figura 2.4.2.6). En el diseño de las medidas de drenaje profundas deben considerarse los siguientes aspectos:

- La permeabilidad y características hidrogeológicas de los materiales, los caudales a drenar y el radio de acción del elemento drenante.
- Las perforaciones deben alcanzar las cotas a las que se encuentra el agua y, en su caso, profundizar hasta las cotas a que se quiere rebajar el nivel freático.
- Dependiendo de su ubicación y profundidad, los elementos drenantes pueden quedar rotos o inutilizados si hay movimientos en el talud, y causar los efectos contrarios a los pretendidos.

Los drenes <<californianos>>, perforaciones sub-horizontales con diámetros de 100 a 150 mm, pueden alcanzar longitudes de 30-40 m, y son muy efectivos para evacuar el agua de la zona de pie de los taludes. **Los pozos verticales** (con diámetro de 30-150 cm o superior) pueden drenar el agua mediante bombas introducidas en su interior, o por gravedad a través de

drenajes que los comunican con el exterior. Las galerías drenantes excavadas en el interior de los macizos, son de gran eficacia pero de costosa ejecución. Las <<pantallas>>drenantes formadas por pozos verticales de gran diámetro (de 1,5 a 2 m), comunicados entre sí por taladros horizontales que se ejecutan desde su interior.

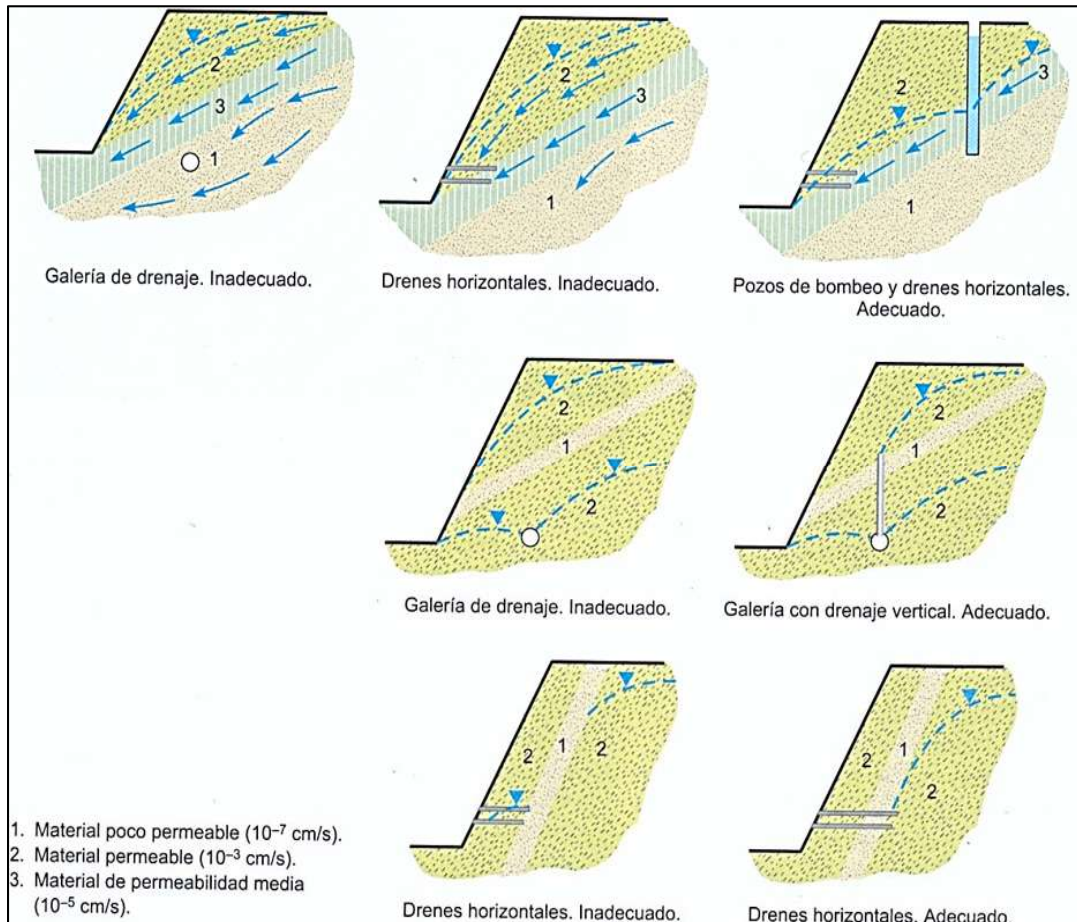


Figura 2.4.2.6. Disposición y eficacia de los sistemas de drenaje en un talud (modificado de CANMET, 1977). González de Vallejo et al, 2004.

➤ Elementos estructurales resistentes

La introducción de elementos resistentes en el terreno tiene por finalidad aumentar la resistencia al corte mediante alguno de los siguientes sistemas:

- Introduciendo elementos que mejoran la resistencia del terreno en la superficie de rotura (por ejemplo pilotes o micropilotes).
- Introduciendo elementos que aumentan las fuerzas tangenciales de rozamiento en la superficie de rotura (por ejemplo anclajes y bulones; Figura (2.4.2.1e).

Las **pantallas de pilotes** son alineaciones de estos elementos distanciados entre sí, de tal forma que constituyen una estructura relativamente continua, atravesando la zona deslizada y empotrándose en la zona estable.

Los diámetros de los pilotes varían de 0.65 a 2 m, siendo frecuente arriostrarlos en superficie por medio de una viga.

De forma semejante se pueden utilizar pantallas de micropilotes que atraviesan la zona deslizada y se introducen en la zona estable (figura 2.4.2.7). Los micropilotes suelen tener un diámetro entre 12 y 15 cm y longitudes que alcanzan los 15-20 m.

Las columnas de jet-grouting suelen realizarse para estabilizar taludes en suelos granulares, incluso en terrenos cohesivos, cortando la superficie del deslizamiento y creando con zonas con mayor resistencia al corte.

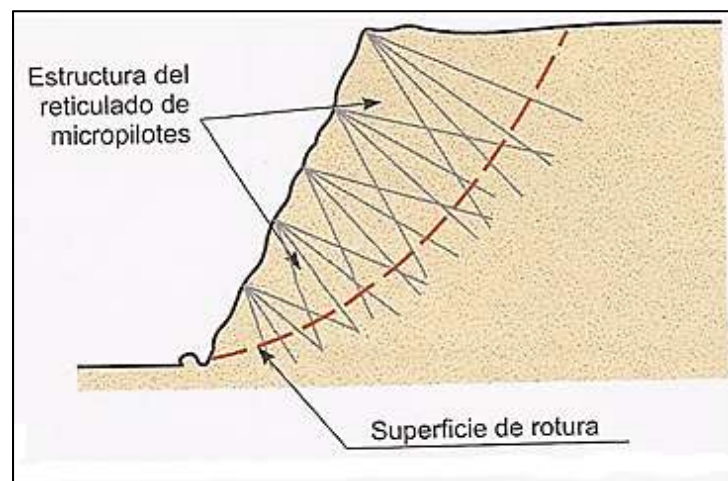


Figura 2.4.2.7. Pantalla Múltiple de micropilotes (González de Vallejo et al, 2004).

Los anclajes son elementos formados por cables o barras de acero que se anclan a zonas estables del macizo, trabajan a tracción y proporcionan una fuerza contraria al movimiento y un incremento de las tensiones normales sobre la superficie de rotura (figura 2.4.2.8).

En función de su forma de trabajo, se clasifican en **pasivos** (el anclaje comienza a trabajar al producirse el movimiento del bloque o del terreno), **activos** (el anclaje se tensa tras su instalación hasta su carga admisible) y mixtos (el anclaje se tensa con una carga inferior a su carga admisible. Sus longitudes pueden ser variadas decenas de metros (habitualmente entre 15 y 40 m), y su capacidad de carga suele estar entre 60 y 120 t por anclaje. Los

anclajes se emplean frecuentemente en taludes rocosos fracturados como medida muy efectiva para estabilizar masas o bloques deslizantes. Las cabezas de los anclajes pueden unirse en superficie con vigas de hormigón distribuyendo las fuerzas estabilizadoras más uniformemente sobre el talud (figuras 2.4.2.9 y 2.4.2.10).

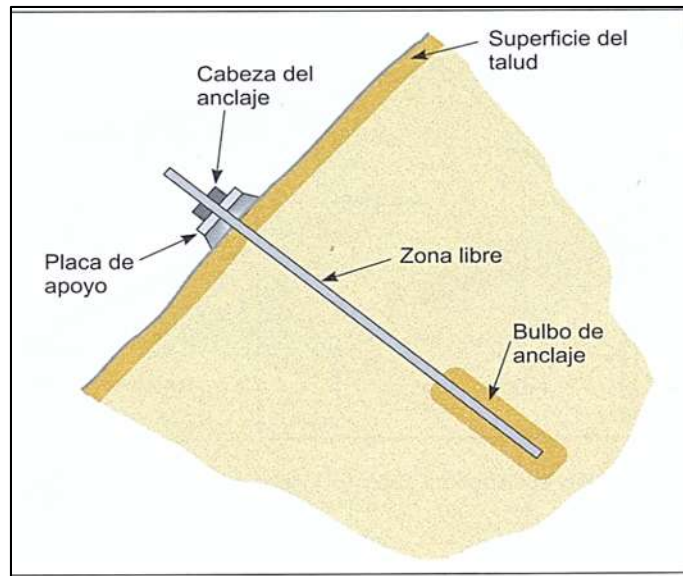


Figura 2.4.2.8. Esquema de las partes de un anclaje (González de Vallejo et al, 2004).



Figura 2.4.2.9. Excavación de un gran talud estabilizado mediante anclajes arriostrados, con la parte superior derecha protegida con gunita. Norte de Italia (foto M. Ferrer). González de Vallejo et al, 2004.

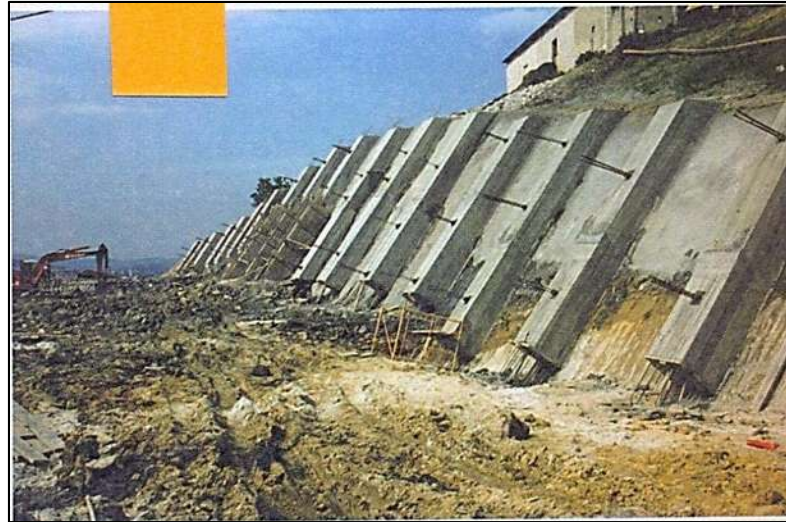


Figura 2.4.2.10. Instalación de anclajes para reforzar el talud, unidos mediante vigas de hormigón armado para que trabajen de forma solidaria. Asturias (foto L. González de Vallejo). González de Vallejo et al, 2004.

En el caso de suelos o macizos rocosos de baja resistencia afectados por una inestabilidad en general, se suele ejecutar un muro de hormigón armado en el talud, en el que se colocan las cabezas de los anclajes, con lo que se consigue repartir las fuerzas que transmiten estos elementos al terreno. En ocasiones, el muro se sustituye por una pantalla de pilotes (figura 2.4.2.11).

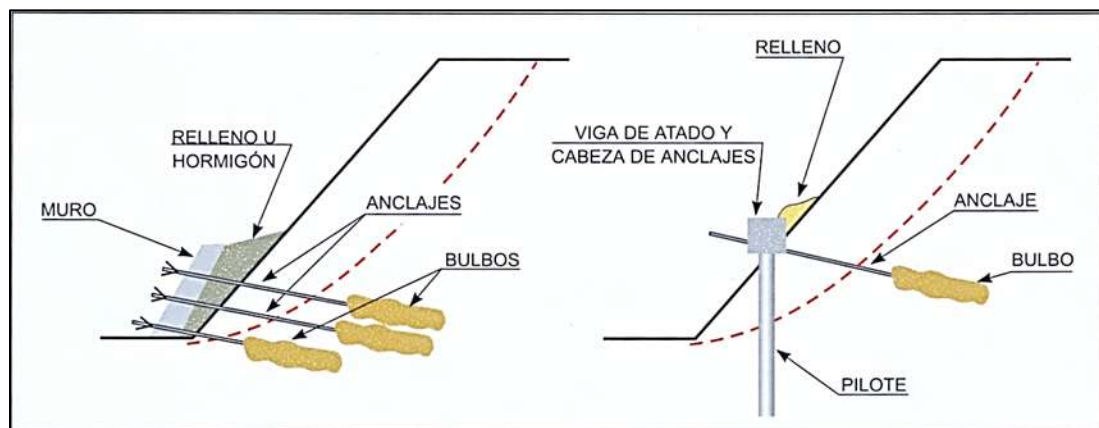


Figura 2.4.2.11. Muros y pantallas de pilotes anclados (Oteo, 1995). González de Vallejo et al, 2004.

Los **bulones** son barras de acero que introducen en el talud, y se pueden considerar como anclajes pasivos de baja capacidad. La longitudes suelen estar comprendidas entre 3 y 6 m y su diámetro varía entre de 25 a 40 mm, su carga admisible suele oscilar entre 5 y 15 t por bulón.

➤ Muros y elementos de contención

La construcción de muros se emplea para reforzar la zona de pie de los taludes, evitando, además, la degradación en esta zona crítica frente a la estabilidad.

Los muros se construyen a pie de talud como elementos resistentes, de contención o sostenimiento, siendo efectivos frente a inestabilidades superficiales, presentan el inconveniente de que hay que excavar el pie del talud para su construcción, lo que favorece la inestabilidad. Los muros de sostenimiento se construyen separados del pie del talud, rellenando posteriormente el trasdós (espacio entre el muro y el talud); los de revestimiento tienen como misión proteger el terreno de la erosión y proporcionar un peso estabilizador a pie del talud.

Los diferentes tipos de muros presentan una serie de características que los hacen adecuados para diferentes casos de estabilización, según se requieran muros flexibles o rígidos.

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 el interior del talud (figuras 2.4.2.12 y 2.4.2.13). Tienen la ventaja de permitir la circulación de agua procedente del talud. **Los muros pantalla** son elementos de hormigón armado construidos *in situ*, en zanjas excavadas por debajo de la superficie del terreno.

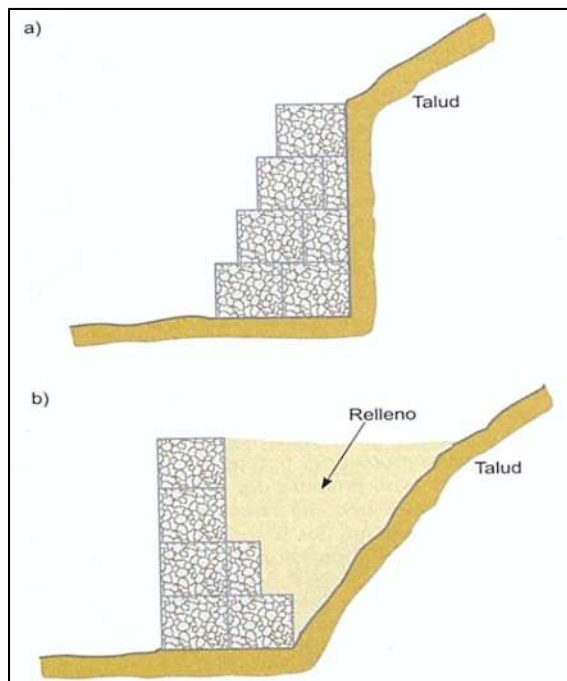


Figura 2.4.2.12. Muros de gaviones con el intradós escalonado a); y con el trasdós escalonado, con relleno entre el muro y el talud b). González de Vallejo et al, 2004.

Otro tipo de muros son de tierra armada, formados por un paramento exterior prefabricado de hormigón o chapas metálicas y un relleno de suelo, mediante bandas o tirantes de metal o de material sintético, que se anclan al paramento y al talud (figura 2.4.2.14). Los muros anclados son muros reforzados con anclajes para mejorar la resistencia al vuelco y al deslizamiento de la estructura (figura 2.4.2.15).

El drenaje es un aspecto que debe ser considerado en la construcción de muros, ya que se puede producir la saturación del terreno en su trasdós, generando elevadas presiones intersticiales y empujes sobre la estructura.

En la práctica se combinan varios sistemas de estabilización simultáneamente. Dado que el agua es el principal agente desestabilizador en los taludes, es normal (y debería de ser una regla) que cualquier solución lleve consigo la construcción de zanjas de captación del agua del escorrentía por encima y en los laterales de la cabecera del talud inestable, y de cunetas impermeables de drenaje en bermas y al pie del talud.



Figura 2.4.2.13. Muro de Gaviones a pie de talud y cuneta de drenaje (foto L. González de Vallejo).González de Vallejo et al, 2004.

➤ Medidas de protección superficial

Estas medidas están encaminadas a:

- Eliminar los problemas de caída de rocas
- Aumentar la seguridad del talud frente a roturas superficiales.
- Evitar o reducir la erosión y la meteorización en el frente del talud.

- Evitar la entrada de agua de escorrentía.

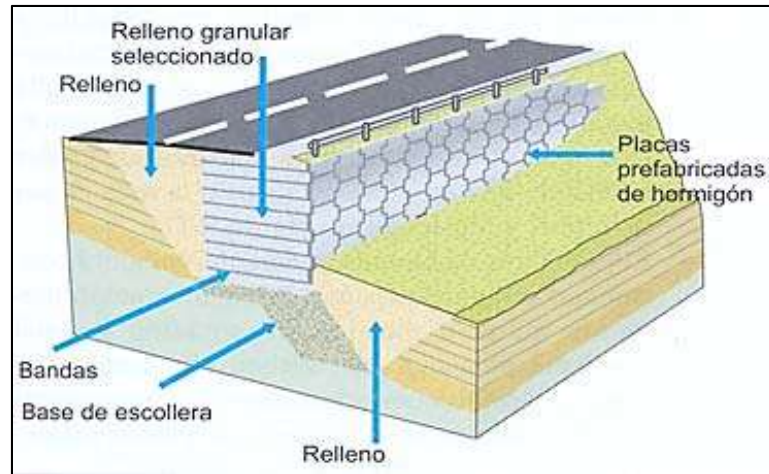


Figura 2.4.2.14. Muro de tierra armada (modificado de CANMET. 1977). González de Vallejo et al, 2004.



Figura 2.4.2.15. Medidas de estabilización en un talud de carretera: muro anclado en la parte inferior, gunita y bulones en la parte superior (foto M. Ferrer). González de Vallejo et al, 2004

Los métodos más frecuentes consisten en:

- Instalación de mallas metálicas.
- Concreto lanzado (Gunitado) de taludes.
- Construcción de muros de revestimiento a pie del talud.
- Instalación de materiales geotextiles.
- Impermeabilización.
- Siembra de especies que contribuyen a reforzar el terreno superficial en taludes excavados en suelos.

El concreto lanzado consiste en cubrir de mortero de cemento, agua, y árido de hasta 8 mm (gunita), la superficie del talud, proyectando la mezcla neumáticamente a través de una manguera y una boquilla. Normalmente se proyectan varias capas sobre el talud, con un espesor total de 5 a 8 cm (Figura 2.4.2.16). El concreto lanzado puede reforzarse mediante la fijación de una malla metálica al talud sobre la que se proyecta la mezcla.

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.
- 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.
- Eliminación de bloques mediante voladura controlada, cemento expansivo, fragmentación mediante martillo picador, eliminación manual mediante palancas, etc.



Figura 2.4.2.16. Talud de carretera cubierto de gunita (foto L. González de Vallejo).González de Vallejo et al, 2004.

CAPÍTULO 3.- ESTADO ACTUAL DE LA ESCUELA SECUNDARIA No. 77

3.1.- LOCALIZACIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO

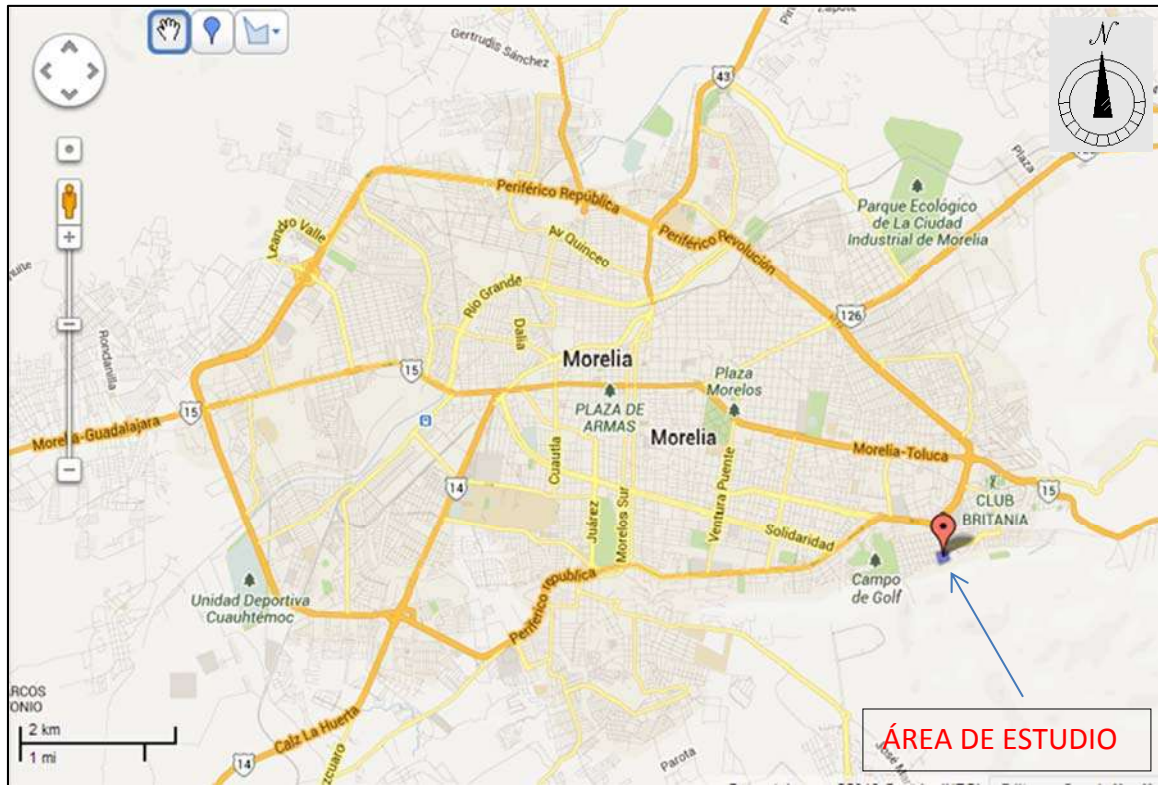
La capital del estado de Michoacán es la ciudad de Morelia y su municipio se encuentra localizada al Noreste del estado y actualmente tiene una extensión territorial de 1,336 Km². Está ubicada en el antiguo valle de Guayangareo, tiene una extensión de 25 Km de Oriente a Poniente y de 15 Km de Norte a Sur. Rodeando a la ciudad se encuentran los cerros de Atécuaro, Punhuato de edad Mioceno-Plioceno y Quinceo-La Tetillas, y el Águila de edad Cuaternaria estos últimos formando parte del Cinturón Volcánico Mexicano (CVM), Arreygue Rocha et. al., (1998, 1999). La ciudad está ubicada en los 19°46'6"N y los 101°11'22"O, con una altura de 1 920 msnm.

En la ciudad de Morelia gran parte de su desarrollo urbano se ha realizado sin hacer estudios preliminares de Mecánica de Suelos, Mecánica de Rocas, Geofísicos, Hidráulicos e Hidrológicos, lo que ha originado que se construya en áreas altamente vulnerables a los riesgos hidrogeomorfológicos.

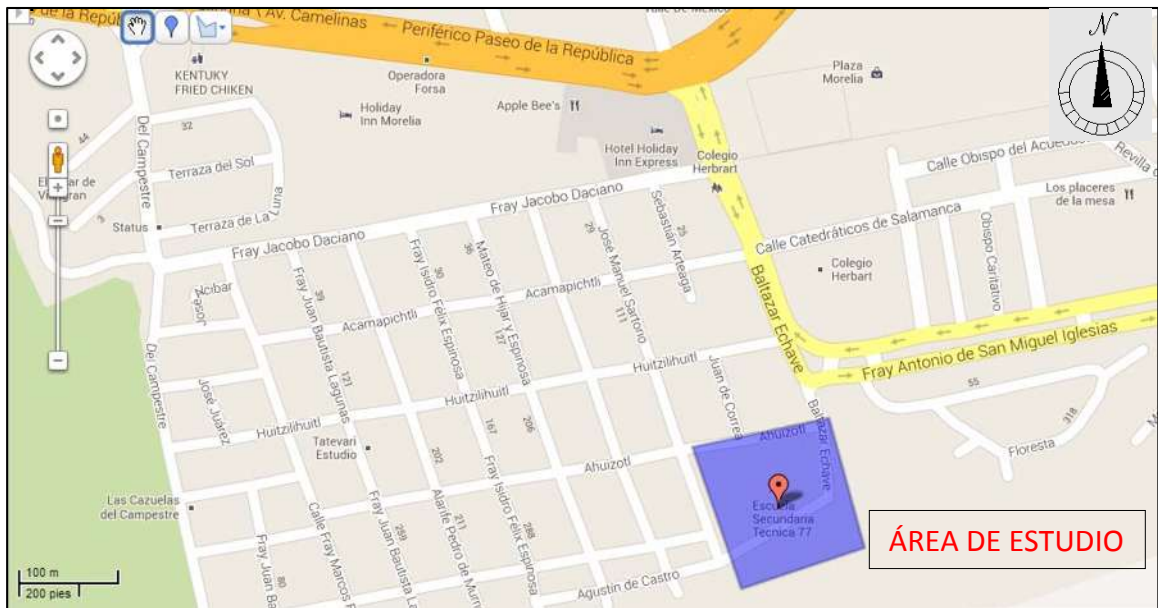
Un caso específico es el área urbana que se ha desarrollado al sur de la ciudad, donde se han identificado diferentes cuerpos inestables, como es el caso de Sedue, Santa María, Campestre y pequeños cuerpos en la zona de Ocolusen, (Mora Vences, 2002). Este último abarca hasta la zona en donde se realiza este trabajo, ósea la zona donde se encuentra la Secundaria Técnica No. 77.

En los croquis de la siguiente página (Figura 3.1.1a y 3.1.1b) se puede ver el lugar exacto en donde está ubicada la escuela Secundaria, el área de estudio de este trabajo.

Como se puede notar en el mapa, el sitio de estudio se encuentra al sureste de la ciudad de Morelia, justo al pie de la ladera entre las calles Ahuizotl y Baltazar Echave, en la colonia Ejidal Ocolusen y forma parte del deslizamiento Ocolusen, (Mora Vences, 2002).



Figuras 3.1.1a. Localización geográfica de la zona inestable; Macrolocalización del área de estudio (google maps).



Figuras 3.1.1b. Microlocalización del área de estudio (google maps).

3.2.- DAÑOS OBSERVADOS EN LAS INSTALACIONES DE LA SECUNDARIA

Como ya se ha mencionado anteriormente, la escuela Secundaria Técnica No. 77 se encuentra al sureste de la ciudad de Morelia al pie de una ladera inestable, la ubicación de la escuela al pie de la ladera se muestra en la Figura 3.2.1. Esta inestabilidad es muy notoria a simple vista, por los daños estructurales que presentan las construcciones de la escuela y algunos otros signos de inestabilidad que se mencionarán más adelante y que están presentes en las instalaciones y otras construcciones que se encuentran alrededor de la misma y al pie de la ladera.

En las Figuras 3.2.2 y 3.2.3 se muestran más detalladamente la ubicación de la escuela justo al pie de la ladera, en la Figura 3.2.2 se puede notar que cerca de la escuela, a la derecha, existen construcciones de casas habitación las cuales también están siendo afectadas por el movimiento de la ladera.



Figura 3.2.1. Ubicación de la escuela justo al pie de la ladera.

La escuela está construida en 4 terraplenes principales con diferentes alturas sobre la ladera mencionada.



Figura 3.2.2 (izquierda). Parte exterior trasera de la escuela secundaria justo al pie de la ladera;
Figura 3.2.3 (derecha). Parte exterior poniente de la Escuela Secundaria y una construcción de casa habitación al pie de la ladera

Primeramente hablaremos de la situación en que se encuentra la parte exterior de la escuela (Figuras 3.2.2 y 3.2.3). En esta zona existen grietas tanto en las bardas perimetrales frontales y laterales, así como en el pavimento de las calles, grietas pequeñas que van desde 2 mm hasta grietas grandes de 7 a 9 cm de abertura, que fueron provocadas por empuje de tierra causado por el deslizamiento. Estas grietas las podemos notar en las Figuras 3.2.4, 3.2.5 y 3.2.6.

Una observación importante que se puede apreciar en la Figura 3.2.4 y que es muy notoria, es la cimentación que se encuentra expuesta en superficie, podemos decir que esto fue a causa de la erosión del material y también por el movimiento del terreno; otra evidencia de los efectos del movimiento del terreno es la erosión del material debajo de unos elementos de retención de las bardas perimetrales, esto lo podemos apreciar en la Figura 3.2.7, a simple vista da la impresión de que estos elementos se encuentran colgando en los muros, con lo cual quiere decir que las bardas ya no tienen ningún apoyo y tienen el riesgo de que vuelquen si el terreno se sigue moviendo.



Figura 3.2.4. Cimentación descubierta y grietas presentes en las barda perimetral poniente de la Escuela Secundaria no. 77.



Figura 3.2.5. Grietas y fracturas presentes en las barda perimetral frontal de la Escuela Secundaria No. 77.



Figura 3.2.6. Grietas presentes en el pavimento de la calle, enfrente de la Escuela Secundaria no. 77



Figura 3.2.7. Erosión debajo de los elementos de retención de la barda.

A nivel general esto es lo que está ocurriendo afuera de las instalaciones de la escuela secundaria.

A continuación se describirán los daños en el interior de las instalaciones de la escuela, provocados también por el mismo deslizamiento de la masa de tierra.

Como se mencionó en la introducción de este trabajo los daños en las estructuras de la escuela son graves y considerables, estos daños poco a poco están en aumento porque el movimiento de masa es activo; esto a causa de la geometría del talud, las propiedades físicas del material, las intensas lluvias, los eventos sísmicos que a veces se presentan en la región, también por las acciones antrópicas y el efecto de la falla Santa María, que posiblemente aún se encuentra activa. Aunque los movimientos son lentos y casi imperceptibles, a largo plazo tienen consecuencias muy graves en las estructuras de la escuela, por eso es importante checar y mencionar de qué magnitud son estos daños para así poder tomar las medidas pertinentes, ya sea por optar por alguna medida de estabilización de ladera o en su caso la reubicación total de la escuela.

En lo que respecta a los daños en el interior de la escuela podemos decir primeramente que existen fracturas y grietas en las escaleras de acceso a los diferentes niveles de terreno (ver figura 3.2.38, página 108); cada uno de estos niveles tiene pequeños escarpes, las cuales provocan los deslizamientos de tierra. Esto se muestra a detalle en las Figuras 3.2.8 y 3.2.9.

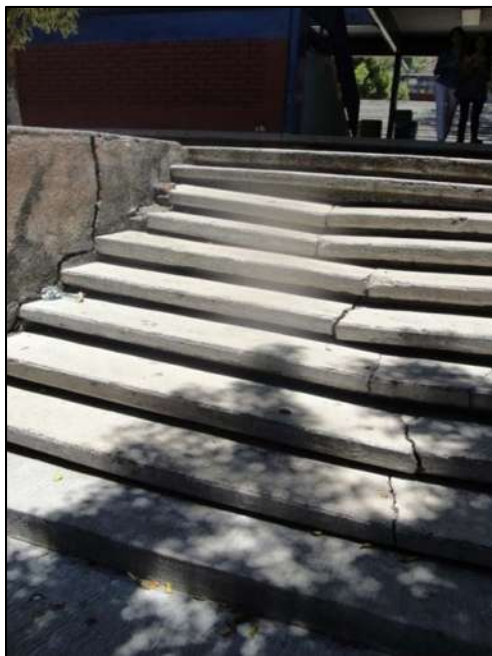


Figura 3.2.8. Fracturas y grietas en las escaleras de acceso al primer nivel de terreno.



Figura 3.2.9 Fracturas y grietas en la tercera escalera de acceso al tercer nivel de terreno.



Figura 3.2.10. Grietas en los pasillos de la Escuela



Otras estructuras que están muy dañadas son las losas de casi todos los pasillos y patios (especialmente el patio cívico, figura 3.2.11), con fisuras que van desde 1 mm hasta 12 mm de abertura; cabe mencionar que en el lado noreste de la escuela existe un patio pequeño que se encuentra casi a la salida

lateral oriente (puerta 3, Figura 3.2.12) de la escuela, el cual está severamente dañado. Esta última tiene fracturas y grietas de 3 cm de abertura aproximadamente, tiene además separación de losas en las juntas de 9 cm aproximadamente, esto a consecuencia del movimiento y pequeños hundimientos del terreno.



Figura 3.2.11. Grietas en el patio cívico de la escuela secundaria.



Figura 3.2.12. Fracturas y grietas en el patio pequeño que se encuentra en la parte noreste de la escuela muy próximo a la puerta 3.

También existen daños importantes en otras estructuras como son en la “unión” banqueta–Muros (pasillo afuera del salón de taller del vestido), en la cual existen aberturas que van desde 5 mm hasta 8 cm aproximadamente, cabe señalar que hay una fractura en la banqueta muy cerca del muro, la cual se partió en dos pedazos, y una parte se hundió 7 cm aproximadamente con respecto a la otra; todo esto se puede mostrar en las Figuras 3.2.13 y 3.2.14.



Figuras 3.2.13. Aberturas en la unión banqueta- muros



Figura3.2.14. Hundimiento de una parte de la banqueta.

Continuando con los daños estructurales de la escuela a causa del movimiento de masa de tierra, también existen algunos daños en algunas partes de las cimentaciones del edificio como se observa en la biblioteca, en la parte noroeste de la escuela cerca del estacionamiento; estos daños aparecen especialmente en las trabes y muros de retención de la cimentación. En estas estructuras también se aprecian fracturas y grietas considerables, grietas con aberturas que van de 1 mm a 5 cm aproximadamente. Estos daños en la parte de la cimentación son importantes ya que podrían afectar en gran escala la estabilidad del edificio. Es una hipótesis considerar que probablemente el daño de estas estructuras quizás también se deba a un mal diseño en la cimentación si se considera que el terreno está en proceso de deslizamiento. Estos daños se pueden ver a detalle en las Figuras 3.2.15 y 3.2.16.



Figura 3.2.15. Fracturas y grietas tanto en las trabes, y los muros de contención de la cimentación del edificio donde se encuentra la biblioteca.

En lo que respecta a la situación en el interior de los salones de clase de la escuela, se puede decir que los daños son casi los mismos que las mencionadas en los párrafos anteriores, es decir; grietas, fracturas, aberturas, hundimientos, levantamientos, especialmente en pisos y muros.

Como primer ejemplo se muestran unas grietas en los muros de los salones del taller del vestido y en un cubículo que se encuentra al lado de estos; grietas de unos 2 o 3 mm de abertura, estas grietas son parecidas a las que se originan por fuerza cortante, ya que a simple vista se ve que forman una diagonal, que

son características de un esfuerzo cortante. Esto se muestra a detalle en las figuras 3.2.17.



Figura 3.2.16. Fracturas y grietas tanto en las trabes y los muros de contención que son parte de la cimentación del edificio donde se encuentra la biblioteca. En esta toma se puede apreciar que cerca de este edificio se encuentra el estacionamiento.

Otro caso es la abertura que se originó en una pared de una de las aulas de ciencia al lado del salón de taller de vestido, esta abertura es muy dispareja en cuanto al ancho de la misma, teniendo en uno de los extremos una medida de 4 cm aproximadamente y por el otro lado de 2 mm más o menos. Esto se puede ver en la Figura 3.2.18.

También existen daños en los pisos de algunos salones; con grietas, y separaciones importantes, en la unión piso-pared, lo que ha originado la fractura del mosaico que cubre el piso de los salones dañados; los pisos más dañados son los de la biblioteca, los de los salones que se encuentran junto a ésta (biblioteca), también el piso del salón del vestido y el de algunos otros salones que se encuentran cerca de éste. Este caso se puede ver en las Figuras 3.2.19 y 3.2.20.



Figuras 3.2.17, Grietas en las paredes de algunos de los salones de la escuela. Estas grietas a simple vista se ven que tienen forma diagonal, característicos de un esfuerzo cortante. a.) (fotografía izquierda) grieta de un cubículo al lado del salón de taller de vestido. b.) (fotografía derecha) Grieta en el salón del taller del vestido.

Como se ha mencionado en páginas anteriores, las fracturas en forma diagonal pueden ser signos de falla por fuerza cortante; la abertura dispareja de la grieta vertical con un ancho mayor en la parte superior y un ancho menor en la parte inferior puede estar relacionada con la concentración de fuerzas de tracción en la esquina, esto en las aulas de ciencia al lado del taller del vestido al sureste de la escuela secundaria. Se puede considerar como hipótesis que todas estas fracturas fueron originadas por movimientos diferenciales locales del suelo (asentamientos o expansiones del suelo), generado por el deslizamiento de la ladera, que combinado con un mal diseño o una mala elección en las cimentaciones y aunado a esto el tipo de material del sitio que principalmente es un CH (Arcilla inorgánica de alta plasticidad), pudieron ser los causantes del origen de las grietas y fracturas en casi todas las estructuras dañadas.



Figura 3.2.18. Abertura dispereja en el muro de uno de los salones de la edificación 6 al sureste de la escuela.



Figura 3.2.19. Fractura del piso de la biblioteca en el edificio 1 de la escuela secundaria.



Figura 3.2.20. Abertura en la conexión piso-pared en la biblioteca de la escuela.



Figura 3.2.21. Colocación de arriostramiento en las columnas de acero para la prevención de inestabilidades del edificio donde se encuentra la biblioteca.

Cabe mencionar que en la biblioteca, uno de los lugares más dañados, se han colocado arriostramientos en algunas columnas de acero del edificio, como se muestra en la Figura 3.2.21 a fin de prevenir daños futuros para evitar algunas deformaciones importantes en los elementos estructurales del edificio.

Otro de los lugares que está severamente dañado es la cooperativa de la escuela ubicada en la parte más baja de la edificación. En esta zona, se puede observar casi la misma situación que la de las otras áreas, pero los daños son mucho mayores. En este lugar existen fracturas del piso de 2 mm a 2 cm de abertura, además, estas grietas ocasionaron que el piso de concreto se partiera en varios pedazos o bloques, dando como consecuencia el hundimiento de algunos de ellos hasta de 6 cm; lo que quiere decir que esa zona de la escuela se está hundiendo. Esto se observa en las Figuras 3.2.22 y 3.2.23.

También en la misma cooperativa hay un muro el cual tiene una grieta horizontal cerca de la parte inferior del mismo, la abertura de la grieta tiene una magnitud de aproximadamente 3 cm, esto se ve claramente en la Figura 3.2.23.

En esta zona de la escuela existen unas canaletas de mampostería para el desalojo de las aguas pluviales, las cuales están siendo afectadas por el deslizamiento de tierra, ya que éste está provocando un empuje lateral a las mismas, desplazando las paredes y provocando una modificación en el ancho de algunas partes de las canaletas, incluso hay partes en que una pared de la canaleta se volcó. Esto se observa en la Figura 3.2.24.

Otro caso es el agrietamiento de unos muros que se encuentran cerca de la primera escalera de acceso al primer nivel de terreno los cuales están funcionando como elementos de retención. Estos muros también presentan fracturas y agrietamientos importantes, grietas de quizás van de 1 cm a 3 cm de abertura; estos daños también son por causa del empuje del material la cual se ve a simple vista en las Figuras 3.2.25 y 3.2.26.



Figura 3.2.22. Fracturas y grietas del piso de la cooperativa, al mismo tiempo hundimiento de la misma.



Figura 3.2.23. Grieta en uno de los muros de la cooperativa con abertura de aproximadamente 3 cm.



Figuras 3.2.24. Canaleta de mampostería para el desalojo de las aguas pluviales. A simple vista se ve la diferencia de anchos de las dos partes de las canaletas. (F. Izquierda) Parte de la canaleta con el ancho original cuando se construyó, (F. Derecha) Parte de la canaleta con el ancho ya modificado a consecuencia del empuje lateral del material deslizado.



Figura 3.2.25 Fracturas y grietas del muro cerca de las escaleras de acceso al primer nivel de terreno.

En lo que respecta a los daños en la parte trasera de la escuela, primeramente se puede decir que los daños también son muy similares a los que se mencionaron en páginas anteriores. En esta parte podemos observar fracturas de las escaleras de acceso al tercer nivel del terreno, grietas de 3 mm a 2 cm de abertura en los pisos de las canchas de básquet y voleibol; empuje y grietas en unos muros que se encuentran a diferentes niveles de terreno y que también

están funcionando como elemento de retención. Todos estos daños se observan en las Figuras 3.2.27, 3.2.28 y 3.2.29.



Figura 3.2.26. Otro ángulo de las fracturas del muro cerca de las escaleras de acceso al primer nivel de terreno.



Figura 3.2.27. Fractura de la escalera de acceso al tercer nivel del terreno.

En el tercer nivel de terreno de la escuela existe una estructura tipo grada, la cual también quedó severamente dañada en su totalidad por el empuje de tierra, el daño severo se debió principalmente a que esta estructura está muy próximo al pie de la ladera y por eso quizás recibió el mayor daño que las otras estructuras. En las Figuras 3.2.30 y 3.2.31 se pueden apreciar estos daños.



Figura 3.2.28. Pequeñas grietas en las canchas de básquet y voleibol.



a)

b)

Figuras 3.2.29. a.) Muro movido por el empuje de material en el segundo nivel del terreno. b.) Muro agrietado también por el empuje de material deslizado en el tercer nivel de terreno.



Figuras 3.2.30. Daños por fracturamiento en la estructura tipo grada a consecuencia del empuje de terreno por el deslizamiento de la ladera.



Figura 3.2.31. Otro ángulo de la fractura de la estructura tipo grada.

En el último nivel de terreno prácticamente ya casi al pie de la ladera hay daños en el muro de la barda perimetral trasera de la escuela, en la cual se aprecia diferentes signos de deformación como: grietas con aberturas de 1 mm a 3 mm, fracturas al pie del muro y hundimientos o deslizamiento de terreno, también al pie del mismo; todo esto ocasionó que el muro quedara un poco inclinado. Otro

detalle importante se observa en la esquina SW de la barda perimetral, en la cual los muros quedaron completamente separados, esto da la impresión de que el muro lateral oeste se deslizó hacia abajo ya que la altura de los dos muros no coinciden o quedaron diferentes. Todos estos daños se muestran en las Figuras 3.2.32, 3.2.33, 3.2.34 y 3.2.35.



Figuras 3.2.32. Grietas en el muro trasero de la barda perimetral de la escuela.

Cabe mencionar además que cerca de la barda perimetral existen algunos árboles, de los cuales algunos de ellos están inclinados, debido también al deslizamiento. Esto se aprecia detalladamente en la Figura 3.2.36.

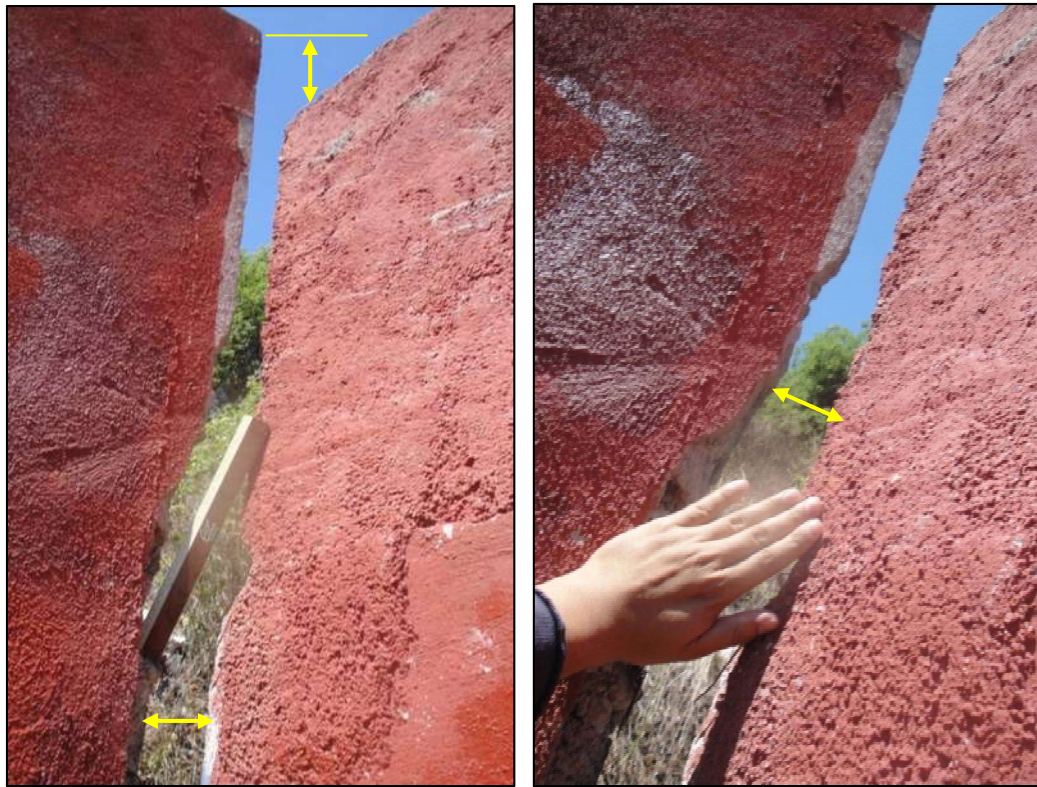
De acuerdo a lo observado en las fotografías mostradas y lo escrito en páginas anteriores de este capítulo, se puede afirmar de manera muy general que el movimiento de la ladera es de dirección sur hacia el norte ya que la pendiente de la ladera tiene también esta misma dirección;



Figura3.2.33. Fracturas en el pie del muro de la barda perimetral de la escuela.



Figura3.2.34. Hundimiento o deslizamiento de terreno al pie del muro de la barda perimetral.



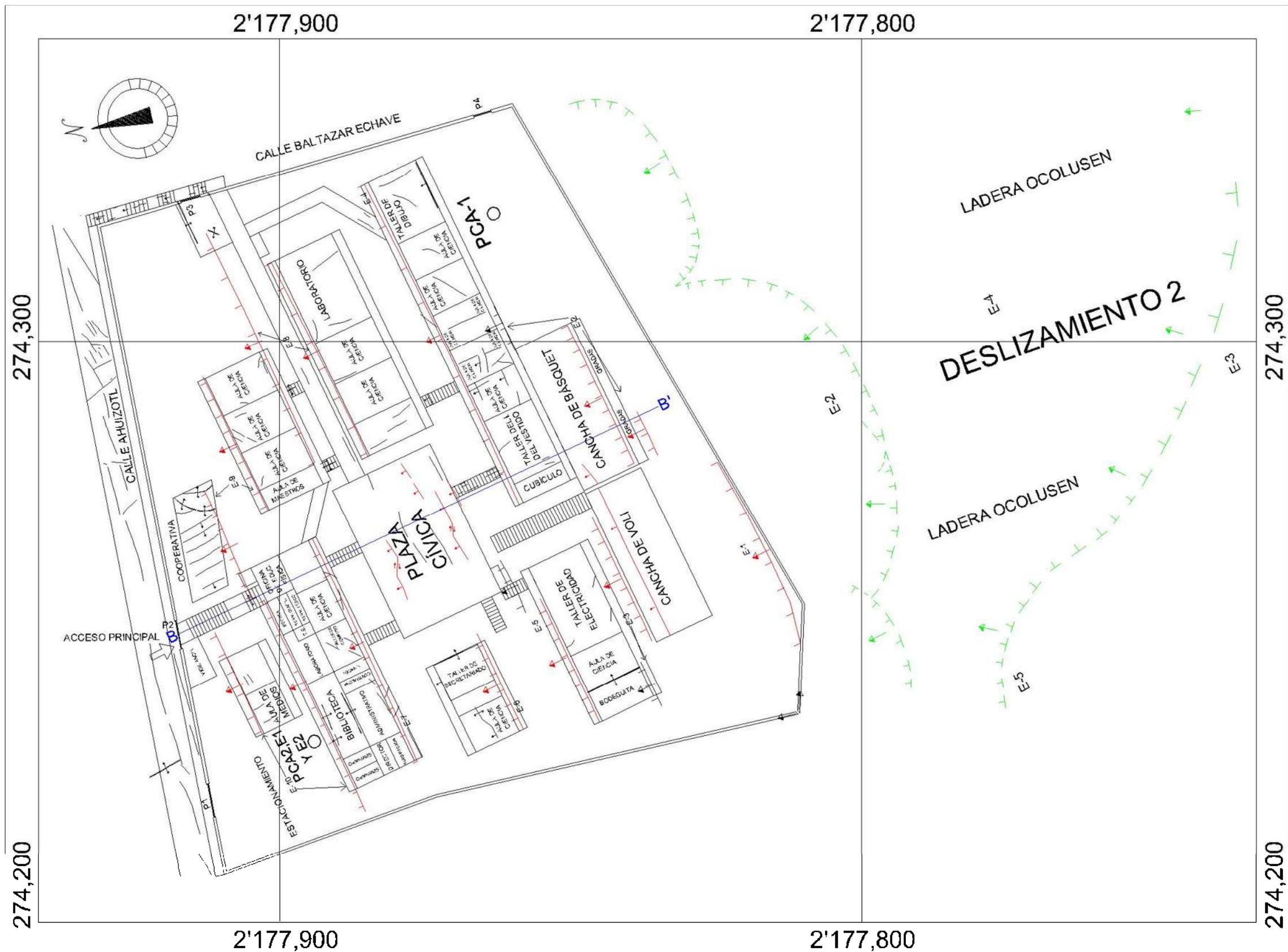
Figuras 3.2.35. Separación de los muros en la esquina SW de la barda perimetral de la escuela, esta separación es de 4 a 6 cm aproximadamente, cabe mencionar que esta separación es muy dispareja ya que al pie de los dos muros casi no hay separación; en la fotografía izquierda se nota la diferencia de alturas de los dos muros.

Para tener una mejor idea del movimiento de la ladera, en la página 107 se presenta un croquis de la escuela técnica no. 77 con cada una de sus edificaciones; y en el cual se muestran gráficamente la ubicación exacta de los escalones, grietas, fisuras y fracturas; así mismo se muestra la dirección de las mismas. En este croquis también se puede observar lo que es el deslizamiento de la ladera en la parte externa de la escuela. Por otro lado se puede apreciar una recta B-B', la cual es un perfil de terreno (visto en planta) de tres niveles diferentes, el perfil propiamente se muestra a detalle en la página 108.



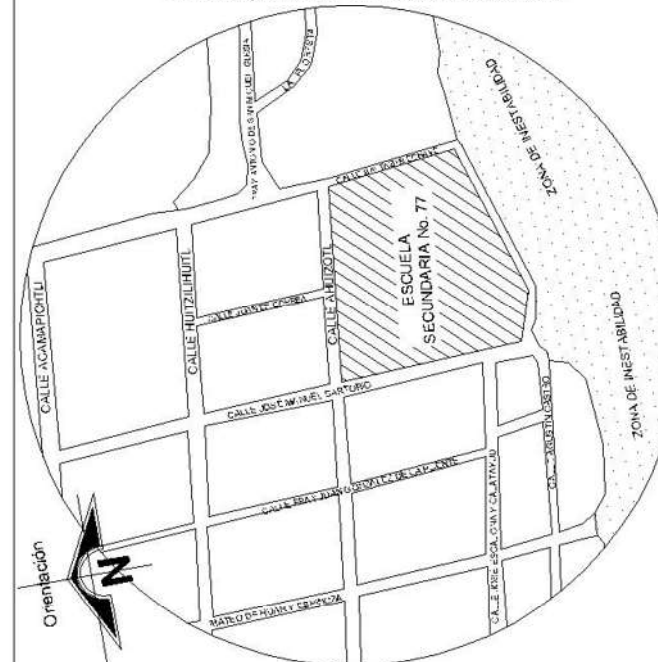
Figura 3.2.36. Inclínación de uno de los árboles que se encuentran adentro de la escuela, esta inclinación es provocada por el deslizamiento de tierra, lo que quiere decir que el movimiento sigue activo.

CROQUIS DE LA ESCUELA SECUNDARIA TÉCNICA No. 77, MORELIA MICH.
(FRACTURAS Y GRIETAS).



SIMBOLOGÍA	
Simbología	Descripción
	Deslizamiento Principal
	Escalones
	Fracturas Secundarias
	Fracturas abiertas
	Dirección del Deslizamiento
	Escaleras
	Andadores y Pasillos
PCA-1 ○	Pozos a cielo abierto
E-1	Toma de Datos
P1	Puertas o accesos

CROQUIS DE LOCALIZACIÓN



UNIVERSIDAD MICHOACANA
DE
SAN NICOLÁS DE HIDALGO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

ESTUDIO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO DE LA ZONA
DE INESTABILIDAD ASOCIADA AL ESCARPE DE LA
FALLA SANTA MARÍA, MORELIA MICH. CASO DE
ESTUDIO: "SECUNDARIA TÉCNICA
No. 77"

TESIS PROFESIONAL DE LICENCIATURA EN INGENIERÍA CIVIL

PRESENTA: JOSÉ REYES VARGAS CRUZ

ASESORA: DRA. AIDA LÓPEZ HERNÁNDEZ

MORELIA, MICHOACÁN, MARZO DEL 2017

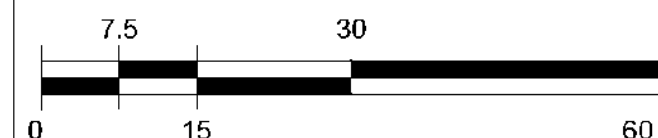
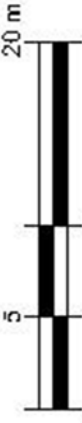


Figura 3.2.37

NIVELES DE PERFIL DE TERRENO B-B' DE LA ESCUELA SECUNDARIA TÉCNICA No. 77, MORELIA MICH.

NIVELES DE TERRENO DE LA ESCUELA SECUNDARIA TÉCNICA	SIMBOLOGÍA
1er. NIVEL=1917.7-1920.59 m.s.n.m(1.27-2.59 m)	 Qdd2: Material predominante en la zona de estudio  Escalones y grietas secundarias
2o. NIVEL=1923.84 m.s.n.m(5.64 m)	
3er. NIVEL=1929.09 m.s.n.m(11.09 m)	
	

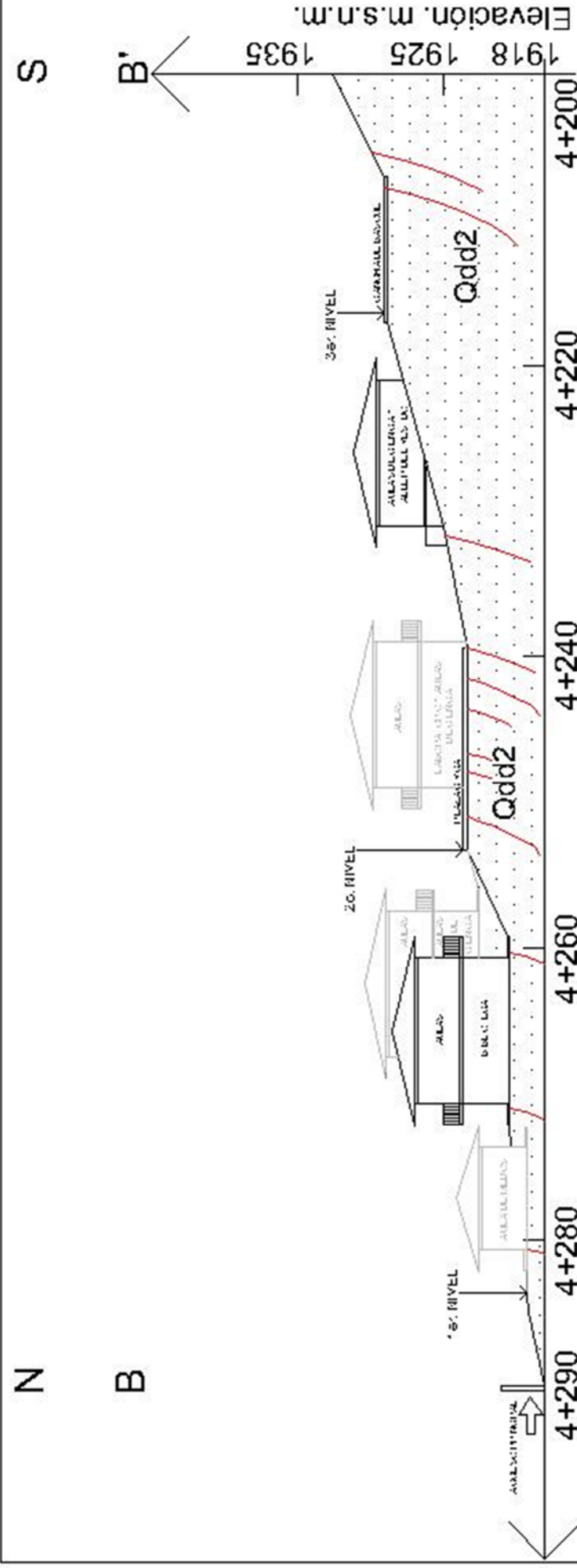


Figura 3.2.38

TESIS: ESTUDIO GEOLOGICO-GEOTECNICO DE LA ZONA DE INESTABILIDAD ASOCIADA AL ESCARPE DE LA FALLA SANTA MARIA, MORELIA MICH. CASO DE ESTUDIO: "SECUNDARIA TECNICA No. 77"

PRESENTA: JOSÉ REYES VARGAS CRUZ

CAPITULO 4.- GEOLOGÍA DE LA ZONA DE ESTUDIO

El área de estudio se localiza en una zona de fuertes pendientes, donde se pretende construir un camino de 2.3 km de desarrollo y que descenderá 190 m desde la Loma de Santa María ubicada en la cota 2,110 m, hasta la colonia Ejidal Ocolusen en la cota 1,920 msnm. El origen de la loma y el desnivel se debe a la actividad volcánica y al salto de cerca de 200 m de la Falla Santa María, la cual ha sido afectada por la erosión y el intemperismo dando lugar a un talud natural de aproximadamente 150 m de desnivel sobre el cual se construyeron, en su parte más baja, cuatro terraplenes principales sobre los que se levantaron las instalaciones de la secundaria.

A continuación se describen las características geológicas de la zona apoyándose en el análisis de la información geológica existente (Mora-Vences, 2002; Facultad de Ingeniería, UNAM, 2012), en la interpretación de fotografías aéreas e imágenes satelitales y en los levantamientos geológicos de campo realizados en este estudio. La columna litológica está constituida básicamente de productos volcánicos del Mioceno y sedimentos del Cuaternario.

Por otro lado como un elemento de información esencial para este trabajo y en particular para este capítulo, se incluyen el mapa geológico (figura 4.2) y la sección geológica A-A' (figura 4.3), donde aparece las unidades litológicas que se describen en los siguientes puntos. El mapa geológico y la sección o perfil geológico corresponden a la zona de deslizamientos de Ocolusen que es la zona donde se llevó a cabo el presente estudio.

- **Brechas volcánicas, tobas y derrames andesíticos (Tmbvt-a)**

Esta unidad forma parte de la formación Mil Cumbres, descrita por Demant 1981, Silva-Mora 1979-1995 y Pasquaré et. al. 1991. La definen como un paquete de lavas andesíticas, brechas volcánicas intensamente alteradas y fracturadas, que a menudo alternan con horizontes piroclásticos o con derrames de composición más máfica.

Aflora ampliamente en la ladera de la falla Santa María y a lo largo de las dos márgenes del Río Chiquito. Con base a las observaciones realizadas la unidad (Tmbvt-a) se ha podido subdividir en dos secuencias, una inferior y otra superior con características diferentes, para fines de cartografía en el

mapa se incluye en una sola unidad (Tmbvt-a) y en los perfiles aparecen las dos unidades. A continuación se hace la descripción de ambas unidades.

Unidad Andesítica inferior-piroclásticos (Tmpc).

Esta unidad inferior está compuesta por brechas volcánicas de color gris claro a amarillenta, de composición posiblemente dacítica, con bloques de 5 a 20 cm y hasta más grande de 50 cm de diámetro, empacados en una matriz arenosa, medianamente cementadas.

Los materiales presentan una estratificación burda, graduada con los bloques más grandes abajo y más finos arriba hasta terminar con una secuencia tobácea amarillenta. Aflora en la cañada del Río Chiquito, aparece en los perfiles, (Figura 4.3).

Unidad Superior de brechas, tobas y derrames andesíticos (Tmbvt-a).

La unidad superior está conformada por brechas, tobas y coladas andesíticas de color gris y café ocre más oscuras, presenta una amplia exposición en la mayor parte del área de estudio y cubre de manera discordante a la unidad inferior de piroclastos claros. Las brechas están constituidas de fragmentos angulosos de andesita, cuyos tamaños varían de milímetros a 2.0 m de longitud, predominando entre 3 y 20 cm, presentan autosoldamiento, son compactadas y poco fracturadas, también poco alteradas a moderadamente meteorizadas. (Figura 4.1).



Figura 4.1. Fragmento anguloso de andesita de longitud aproximada de 2.0 m.

Los derrames de andesita están intercalados con las brechas, son de color gris oscuro, de textura afanítica, en general se encuentran poco alterados a sanos y están fracturados; los derrames tienen espesores de 3 a 6 m, aunque localmente como ocurre en la cañada del Río Chiquito donde predominan los derrames y pueden ser de decenas de metros, o bien tienen terminaciones lenticulares y desaparecen dentro de las brechas.

Las Tobas están constituidas de cenizas del tamaño de la arena media a arena fina, de color café claro, este material en estado fresco es de color gris oscuro que cambia por intemperismo a tonos rojizos.

El contacto inferior de esta unidad no aflora en la zona de estudio, solo se observa el contacto superior con la secuencia de depósitos riolíticos, específicamente con la unidad de tobas pumíticas (Tmt).

El espesor calculado de la unidad andesítica en la zona de estudio es de 100-120 m, aunque el espesor total es mucho mayor de acuerdo a lo reportado en trabajos previos.

- **Tobas Pumicítica (Tmt)**

La ignimbrita pumicítica corresponde a la unidad inferior de la secuencia de los productos riolíticos de la “Cantera de Morelia”.

Se trata de depósitos de flujo piroclástico de color blanco a rosa, de muy baja densidad debido a su alto contenido de pómez de grano grueso a medio de hasta 4 cm.

Al microscopio se puede observar que esta unidad está formada por una matriz vítrea formada por espículas de vidrio (pómez fragmentada) y fiammes (pómez colapsada) parcialmente desvitrificada a cuarzo y feldespatos. Aparecen cristales de plagioclasas, cuarzo, feldespato potásico y piroxenos.

Cubriendo a la secuencia piroclástica se encuentra un nivel de conglomerados y brechas con un espesor de 20 a 40 m, los cuales son sobreyacidos por una ignimbrita soldada y fracturada. La unidad tiene un espesor de ± 20 m.

El conglomerado está compuesto de fragmentos subredondeados a redondeados de andesita; el tamaño de los clastos varía de 2 a 40 cm de

diámetro, predominando los de 3 a 10 cm; estos fragmentos están soportados en una matriz de arena de grano grueso de origen pumítico. Están pobremente estratificados, no son compactos y están moderadamente meteorizados.

- **Ignimbrita (Tmig)**

Es una secuencia piroclástica denominada Ignimbrita de Morelia (Cantera de Morelia) Garduño-Monroy et. al. 1999 y Pasquaré en 1991, la cual consiste de una toba soldada de color rosa con grandes fiammes de pómez. Esta unidad forma pendientes casi verticales como se puede apreciar en la porción superior por los cantiles expuestos a lo largo de la margen izquierda de la cañada del río Chiquito.

Cuando se encuentra sana, es de color rosa intenso y cuando esta intemperizada presenta tonos de rosa claro, amarillento y blanco; está compuesta por una matriz de ceniza bien soldada con cristales aislados de cuarzo con fiammes de pómez. Presenta fracturas verticales, con espaciamiento entre 0.60 y 2.00 m.

En los estudios petrográficos se encontró que se trata de una ignimbrita compuesta de una matriz formada por escasas espículas de vidrio parcialmente desvitrificadas fenocristales de plagioclasa, cuarzo, feldespatos potásico, anfíbol, y piroxenos, y fragmentos de cuarzos y feldespatos.

Esta unidad presenta un relieve con escarpes pronunciados.

- **Depósitos lacustres (Qlac)**

Los sedimentos lacustres (Qlac) se han formado por la acumulación de materiales en una ambiente lacustre. Predominan los sedimentos finos y en menor proporción gravas y arenas; pueden alcanzar espesores hasta de 50 m en la parte central de la cuenca de Morelia y se encuentran cubriendo a las rocas de la secuencia riolítica en el valle de Morelia; en la zona de estudio afloran al pie del escarpe de Santa María.

- **Depósitos de Talud (Qta)**

A lo largo de la cañada del río Chiquito, en la ladera de la falla Santa María y al pie de las pendientes más fuertes, se puede encontrar material de talud (Qta) producto del intemperismo de las rocas volcánicas; constituidos por lo general por bloques de roca y gravas, en estado suelto a poco compacto. En este trabajo únicamente se cartografiaron los depósitos que se encuentran al pie del escarpe de la falla Santa María.

- **Depósitos de los deslizamientos (Qdd)**

Se han generado a lo largo de la ladera del escarpe de la Falla Santa María. En la zona de estudio, al oriente de la cañada del Río Chiquito se identificaron cuatro deslizamientos, tal como se puede observar en el mapa geológico (Figura 4.2), deslizamientos Ocolusen: 1, 2, 3 y 4, con tamaño de bloques y volúmenes desplazados diferentes.

Esta unidad está constituida de fragmentos angulosos de muy diversos tamaños que proceden de la secuencia andesítica (Tmbvt-a), empacados en material más pequeño areno limoso.

Fallas Geológicas

Las fallas geológicas más importantes que existen en la ciudad de Morelia se presentan en el plano de la figura 2.1.2.2 (capítulo 2, página 36); las cuales forman parte del sistema de fallas que cortan la parte central del Cinturón Volcánico Transmexicano, Morelia-Acambay de dirección ENE-WSW. Estas fallas tienen rasgos que dan lugar a varios desniveles, que forman un conjunto de sistema de fallas escalonadas que van de Santa María en el sur hasta el lago de Cuitzeo., donde forman un semigraben.

La Falla Santa María se ubica dentro de la zona de estudio y forma parte de este sistema regional de fallas, las cuales posiblemente empezaron su actividad en el Plioceno temprano con movimientos laterales izquierdos a transtensivos, para luego volverse progresivamente más extensionales (Ferrari et al., 1990; Suter et al., 1995b) y con inclinación al NW.

- **Falla Santa María (La Paloma)**

(Garduño-Monroy, et. al., 2001; Arreygue-Rocha, et. al., 2002; Pola-Villaseñor, et. al., 2006; Garduño-Monroy, et. al. 2009).

La Falla Santa María se ubica al sur de la ciudad de Morelia, corresponde a una falla normal con una dirección promedio de N 85° E, el bloque hundido cae hacia el NNW con un echado de 75°. La traza de falla tiene una longitud aproximada de ± 12 km. En la zona de estudio está cubierta en su mayor parte por construcciones y materiales aluviales, de talud o de deslizamientos, y solo en algunos sitios fue posible observarla directamente (Garduño-Monroy, et. al. 2009).

Como resultado del movimiento de la falla, la Loma de Santa María, forma el alto estructural mientras que en el bloque bajo se ha formado un valle con lomeríos de poca altura donde se asienta la Ciudad de Morelia.

Al poniente del área de estudio se tomaron los siguientes datos: dirección de la falla N76°E y un echado de 77° al NNW.

A lo largo de la ladera de La Falla Santa María se han observado varios deslizamientos los cuales, dependen de factores condicionantes como pueden la geometría del talud, la presencia de planos y zonas de debilidad y anisotropía en el talud o zona de falla y la presencia de agua. Todos estos factores pudieron estar presentes en los deslizamientos de la ladera de Santa María actuando unos más severamente que otros.

También se han observado franjas o sectores de relajación por encima de la zona del deslizamiento (Ocolusen2), y se han visto fracturas de tensión escalonadas o la presencia de fracturas abiertas en la corona del deslizamiento (Ocolusen3). Es también muy probable, que la presencia de algún horizonte débil de la unidad de brechas y tobas andesíticas de la secuencia inferior (Tmbvt-a), sea una de las causas principales de los deslizamientos en la ladera de Santa María.

Las fallas E-W del sistema de fallas Morelia-Acambay se suponen aparecieron hace 7 a 9 millones de años, durante el Mioceno; no obstante en la Región de Morelia-Cuitzeo han estado activas durante el Holoceno. Por lo tanto, la Falla Santa María se puede considerar como activa (Garduño-Monroy et al, 2009).

Deslizamiento a lo largo del escarpe de la Falla Santa María (Deslizamientos Ocolusen)

En la ladera de la Falla Santa María, al este del río Chiquito, existen varios deslizamientos que han sido estudiados por diversos autores y motivo de tesis profesionales, y han sido denominados deslizamientos Ocolusen (Figura 4.2). Se identificaron cuatro zonas de deslizamientos, por lo que se denominaron Ocolusen 1, 2, 3 y 4.

A continuación se presenta una breve descripción de las características morfológicas del deslizamiento 2 donde se ubican las instalaciones de la secundaria No. 77.

Deslizamiento Ocolusen 2

Tiene una longitud máxima de 230 m desde la corona y hasta la zona urbana. El escarpe principal en la corona, tiene una inclinación fuerte, en la parte central cercana a los 90°, pendiente abajo se presenta una meseta hasta un segundo escarpe secundario y continua hacia el norte con una morfología suave. De todos los deslizamientos de esta zona es el de mayor extensión, y el que implicó mayor volumen desplazado; en la parte baja, se desplantaron sobre los materiales de acumulación de este deslizamiento muchas construcciones, entre ellas la Secundaria N° 77.

Este deslizamiento solo afectó a las rocas de la unidad Tmbvt-a. El depósito es heterogéneo, está conformado por fragmentos de rocas andesíticas y brechas volcánicas, de forma angulosa, en tamaños que varían de gravas a bloques mayores a 5 m, empacados en una matriz limo-arcillosa, su espesor máximo es de 25 m.

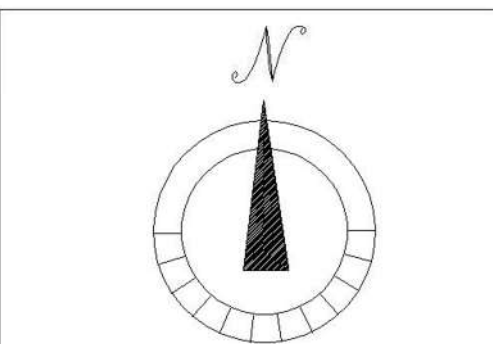
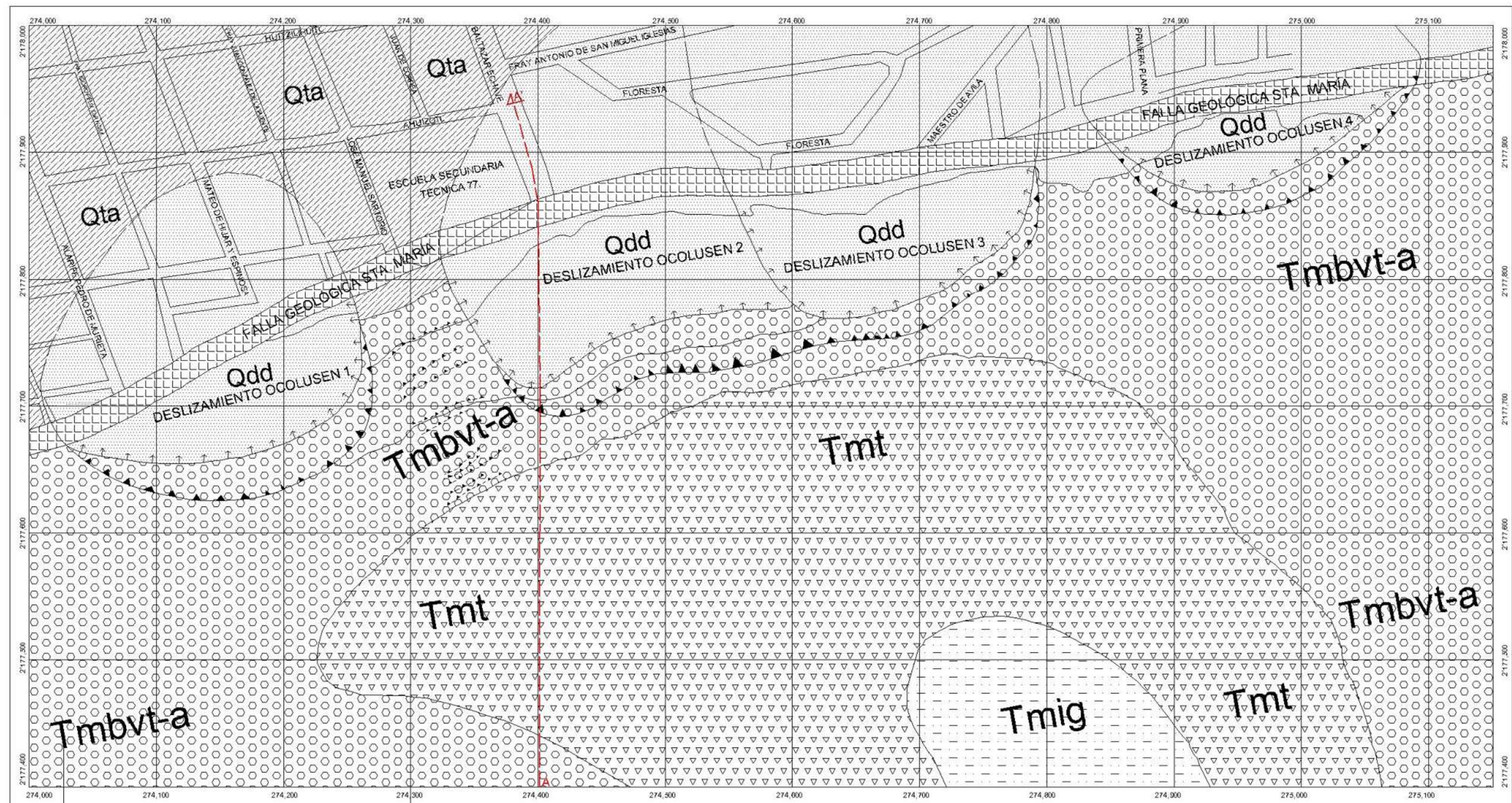
Subyaciendo a estos materiales se encuentra la unidad de brechas, tobas y derrames andesíticos (Tmbvt-a), esta relación se observa antes de la Falla Santa María, ya que después lo cubren los depósitos lacustres (Qlac), esto se puede observar en el perfil de la figura 4.3.

Sobre los mismos materiales del deslizamiento se desarrollaron fracturas de

tensión paralelas al escarpe, producto del reacomodo y asentamiento diferencial de los materiales deslizados no compactados, de la infiltración de agua en temporada de lluvias y del peso de las construcciones. Sin embargo,

la deformación es menor a medida que disminuye el espesor del material de acumulación producto del deslizamiento.

El desplazamiento del material fue en dirección norte. Las deformaciones y asentamientos diferenciales continúan, cuando menos superficialmente, como se puede observar en los postes de alta tensión doblados y el tensado de las líneas eléctricas que se ubican en la zona de acumulación del deslizamiento.



UNIVERSIDAD MICHOACANA
DE
SAN NICOLÁS DE HIDALGO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

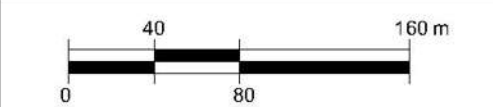
ESTUDIO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO DE LA
ZONA DE INESTABILIDAD ASOCIADA AL
ESCARPE DE LA FALLA SANTA MARÍA,
MORELIA, MICH. CASO DE ESTUDIO:
"SECUNDARIA TÉCNICA
No. 77"

TESIS PROFESIONAL DE
LICENCIATURA EN INGENIERÍA CIVIL

PRESENTA: JOSÉ REYES VARGAS CRUZ

ASESORA: DRA. AIDA LÓPEZ HERNÁNDEZ

MORELIA, MICHOACÁN, MARZO DEL 2017



UNIDADES LITOLÓGICAS

EDAD	SIMBOLOGÍA	DESCRIPCIÓN
	Qdd Qta Qdd	Qdd: Depósitos de deslizamiento (bloques y masas rocosas empacadas en arenas y arcillas) Qta: Depósitos de talud.
MIOCENO	Tmt	Toba Puniditica riolitica
	Tmbvt-a	Brechas Volcanicas y tobas andesiticas
	Tmig	Ignimbrita

MAPA GEOLÓGICO DE LA ZONA DE DESLIZAMIENTOS DE OCOLUSEN

SIMBOLOGÍA GEOLÓGICA

CONTACTO LITOLÓGICO	---
CONTACTO LITOLÓGICO INFERIDO	- - - - -
UNIDAD LITOLÓGICA	Tmt
FALLA GEOLÓGICA	
LÍMITE DE LA ZONA DESLIZADA	---
ESCARPE PRINCIPAL DE DESLIZAMIENTO	▲▲▲▲
ESCARPE SECUNDARIO	▲▲▲▲

SECCIÓN GEOLÓGICA A-A' DE LA ZONA DE DESLIZAMIENTOS DE OCOLUSEN

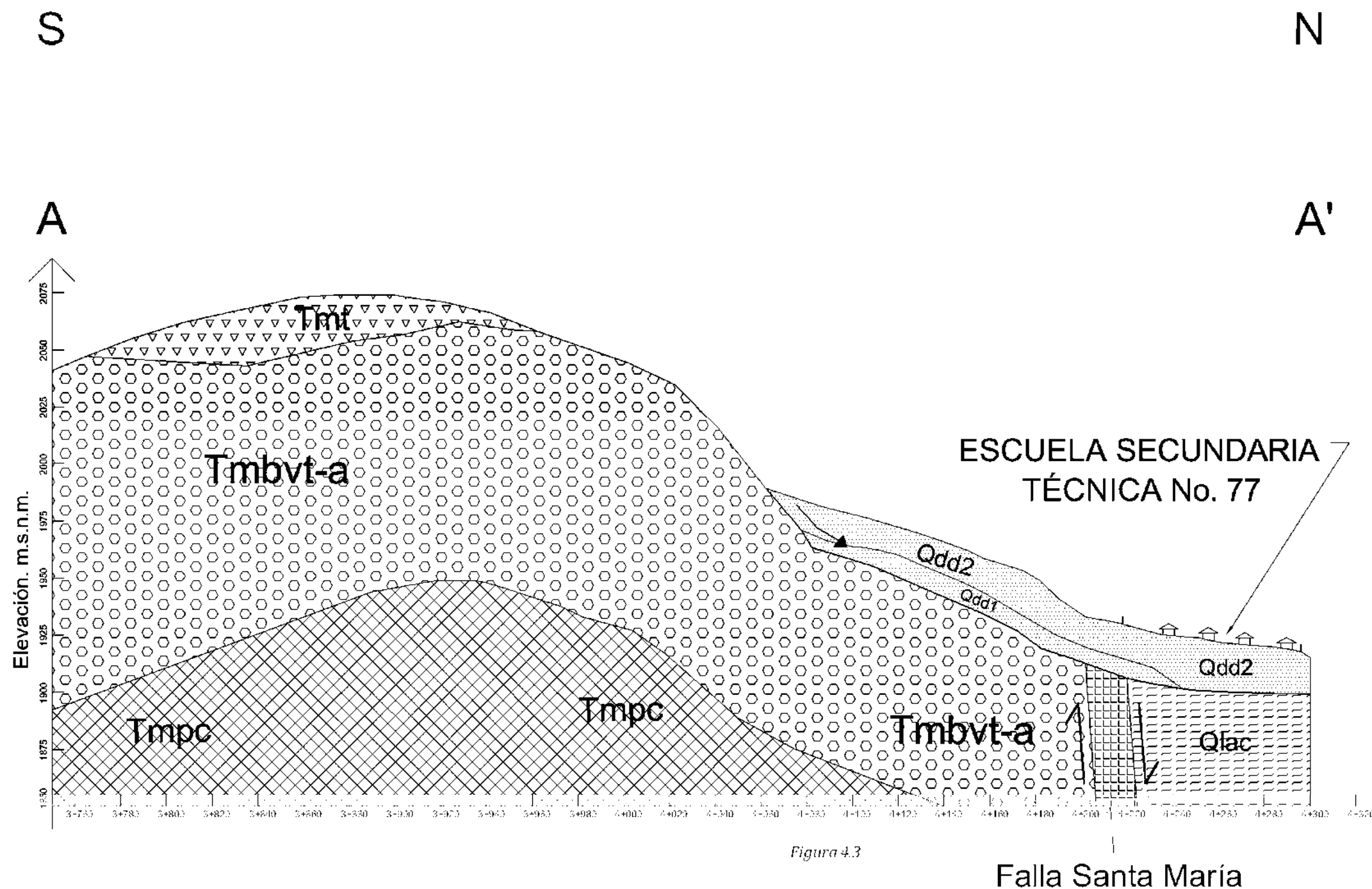


Figura 4.3

UNIDADES LITOLÓGICAS

SIMBOLOGÍA		DESCRIPCIÓN
CUATERNARIO	Qdd1	Qdd1, Qdd2 Depósitos de deslizamiento (bloques y masas rocosas empacadas en arcillas y arenas)
	Qdd2	
	Qlac	Depósitos Lacustres (arcillas y limos)
MIOCENO	Tmt	Toba Pumíctica riolítica
	Tmbvt-a	Brechás volcánicas y tobas andesíticas
	Tmpc	Piroclastos y gravas



UNIVERSIDAD MICHOACANA
DE
SAN NICOLÁS DE HIDALGO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL



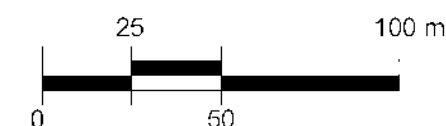
ESTUDIO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO DE LA ZONA
DE INESTABILIDAD ASOCIADA AL ESCARPE DE
LA FALLA SANTA MARÍA, MORELIA, MICH. CASO
DE ESTUDIO: "SECUNDARIA TÉCNICA
No. 77"

TESIS PROFESIONAL DE LICENCIATURA EN
INGENIERÍA CIVIL

PRESENTA: **JOSÉ REYES VARGAS CRUZ**

ASESORA: DRA. AIDA LÓPEZ HERNÁNDEZ

MORELIA, MICHOACÁN, MARZO DEL 2017



CAPÍTULO 5.- PROCESAMIENTO DE LAS MUESTRAS EN EL LABORATORIO

En lo que respecta a este capítulo, se hablará sobre la metodología que se siguió para alcanzar el objetivo expuesto en la introducción de este trabajo. Se enfocará más a la obtención de las muestras de materiales en el sitio de estudio y el proceso que se siguió para llevar a cabo las pruebas correspondientes a las mismas en el laboratorio de mecánica de suelos; los otros pasos como la interpretación de la información (datos geotécnicos obtenidos) y la aplicación de estos (en el cálculo del factor de seguridad y el cálculo de la capacidad de carga del terreno) se verán más detalladamente en los tres últimos capítulos.

5.1 RECONOCIMIENTO PRELIMINAR DEL SITIO

En cualquier trabajo de campo de ingeniería civil es importante primero hacer un reconocimiento preliminar del lugar o sitio de estudio; para nuestro caso primeramente se ubicó el lugar exacto del área de estudio, en este caso la escuela secundaria, esto nos permitió que nuestras visitas posteriores fueran un poco más fáciles y rápidas; posteriormente se hizo un bosquejo general del sitio, esto nos permitió darnos una idea de lo que estaba pasando realmente en la escuela y sus alrededores, de acuerdo a los daños tan evidentes presentes en las estructuras de la misma, los cuales ya se mencionaron en el capítulo 3; por otro lado este bosquejo general nos ayudó a identificar a simple vista el tipo o los tipos de materiales involucrados en el terreno de la escuela y en la ladera.

5.2 RECOLECCIÓN DE MUESTRAS DE MATERIALES EN CAMPO

Para la recolección de muestras de materiales fue necesario excavar dos pozos a cielo abierto (PCA) a diferentes profundidades para llevar a cabo casi todas las pruebas, la mayoría de estas muestras de materiales recolectadas fueron alteradas, pero también se sacaron pequeños especímenes inalterados los cuales se depositaron en bolsas de plástico para que no perdieran sus propiedades naturales, con la finalidad de poder sacar la masa volumétrica del material húmedo en estado natural por el método de la parafina. Para llevar a cabo la excavación de los dos pozos a cielo abierto se emplearon medios mecánicos pesados como fue una retroexcavadora, esto lo podemos apreciar a detalle en la Figura 5.2.1 esto ayudó a que el trabajo fuera más eficaz, fácil y rápido.

El primer pozo a cielo abierto (PCA No. 1) se ubicó en la parte sureste dentro de las instalaciones de la escuela (ver figura 3.2.37, página 107, capítulo 3 de este trabajo).



a.)

b.)

Figura 5.2.1. La excavación de los dos pozos a cielo abierto se llevó a cabo por medio de una retroexcavadora. a.) PCA-1, b.) PCA-2.

Este primer pozo se excavó a una profundidad de 3.4 m. Se observó un solo estrato con una capa vegetal de 20 cm de espesor aproximadamente; cómo podemos observar en la Figuras 5.2.2, se puede distinguir a simple vista que todo el perfil está formado por un suelo arcilloso negro, además se observó en el campo que este suelo contenía algunos fragmentos de ladrillo y fragmentos de rocas andesíticas oxidadas de 10 a 25 cm de diámetro aproximadamente, escasas fragmentos de gravas las cuales están alteradas; se hizo una clasificación de campo con el fin de determinar relativamente las diferentes fracciones en que está compuesto el material y así poder idealizar que tamaños son los que predominan en el mismo, en esta clasificación visual se les asignó

los siguientes porcentajes: FR= 2-5%, G= 5%, S= 5% Y F= 85%, con los cuales sumados nos dan el 100%.



Figuras 5.2.2. PCA-1, 3.4 m de profundidad, formado principalmente por un suelo arcilloso negro con algunos fragmentos de ladrillo y fragmentos de roca andesíticas oxidados. a.) Profundidad del pozo. b.) Material extraído del pozo, en la superficie.

De acuerdo a los porcentajes se observa que el material que predomina es la fracción fina que para fines de clasificación se le llamo arcilla inorgánica de alta plasticidad (CH), de acuerdo a lo observado en las pruebas de laboratorio y que más adelante se tratará detalladamente; es importante mencionar que en este pozo se hicieron varias pruebas de resistencia a la compresión del suelo con penetrómetro de bolsillo (Figura 5.2.3), a diferentes profundidades, con el fin de conocer la consistencia natural del suelo y tener una idea de la resistencia que tiene el suelo, para poder determinar la capacidad de carga del suelo que más adelante se verá en detalle.

El segundo pozo a cielo abierto (PCA No. 2) se excavó en la parte noroeste de la escuela cerca del edificio 1 donde se encuentra la biblioteca (ver figura 3.2.37, página 107, capítulo 3 de este trabajo). Este segundo pozo se excavó

a una profundidad de 3.0 metros, en él se observaron dos estratos y se extrajeron dos muestras alteradas una de cada estrato. El estrato superior midió 1.70 m.



Figura 5.2.3. Pruebas de resistencia a la compresión y consistencia natural del terreno con el penetrómetro de bolsillo a diferentes profundidades, esto en el PCA-1.

de espesor, subyaciendo a este primero se excavó otro estrato de 1.30 metro de espesor y a una profundidad de 3.0 metros, cabe mencionar que en este pozo no se encontró ninguna capa vegetal. En la Figura 5.2.4 se puede observar que el primer estrato es un suelo arcilloso negro con muy pocos fragmentos de roca, en este estrato también se hizo una clasificación de campo asignando los siguientes valores según los tamaños de las partículas de suelo: FR= 2 %, G= 5%, S= 10% Y F= 83%, con los cuales sumados nos dan el 100%. Como podemos ver en los valores de los porcentajes el tamaño de finos es el que predomina, que para fines de clasificación se le llamo arcilla inorgánica de alta plasticidad (CH), según se observó en el laboratorio; al igual que en el pozo anterior, en éste también se hicieron varias pruebas de compresión de suelo con penetrómetro de bolsillo, también a diferentes profundidades con el fin de determinar la consistencia del suelo y con esto su resistencia.



Figura 5.2.4. Primer estrato del PCA-2 a una profundidad de 1.70 metros.

Para el estrato más profundo en este segundo pozo, al igual que en los dos casos anteriores, se hizo una clasificación de campo, se trata de un suelo arcilloso negro con fragmentos de roca color café, esto lo podemos ver a detalle en la fotografía 5.2.5; además, se asignaron los siguientes valores según los tamaños de las partículas de suelo: FR= 3%, G= 5%, S= 10% Y F= 82%, con los cuales sumados nos dan el 100%, en este pozo se presenta el mismo caso que en las anteriores, o sea también predominan las partículas finas, al igual también para fines de clasificación es una arcilla inorgánica de alta plasticidad (CH).

Podemos observar en las Figuras 5.2.4 y 5.2.5 que en los dos estratos de este pozo se tiene presencia de raíces o presencia de un poco de materia orgánica.

Si comparamos los valores de los porcentajes de la clasificación de campo de acuerdo al tamaño de las partículas del suelo de los dos pozos, podemos ver que estos son muy similares; además de que en los dos pozos se observaron las mismas características de clasificación, podemos decir que en general se trata del mismo material para los dos pozos, es decir, en los dos casos se tiene un suelo arcilloso negro inorgánico de alta plasticidad; quizás en lo único que

pueden variar es en el contenido de humedad ya que las muestras fueron obtenidas a diferentes profundidades, esto se verá más adelante con más a detalle.



Figura 5.2.5. Segundo estrato del PCA-2 a una profundidad de 3.0 metros.

5.3 ANALISIS DE LAS MUESTRAS EN EL LABORATORIO

Como ya se ha mencionado en la introducción de esta tesis, las pruebas de laboratorio que se llevaron a cabo para el análisis de las muestras fueron las siguientes:

- Determinación de la composición granulométrica mediante el uso de mallas.
- Determinación de límites de consistencia y contracción lineal.
- Determinación de la masa Volumétrica seca del material en estado natural por el Método de la Parafina.
- Determinación de la gravedad específica o peso específico relativo de los sólidos

- Prueba de compresión simple.
- prueba triaxial rápida.

Para las dos últimas pruebas fue necesario elaborar primero una muestra de material “reconstituida” o “remoldeada”, a fin de obtener especímenes cilíndricos para poder llevar a cabo los ensayos correspondientes.

La metodología que se describirá a continuación para cada una de las pruebas antes mencionadas, se hizo siguiendo los procedimientos de los manuales de mecánica de suelos correspondientes al séptimo y octavo semestre de la carrera de Ingeniería civil de la Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo, (Laboratorio de mecánica de suelos, FIC, UNSNH, 2009). En las secciones siguientes se explicará lo que se hizo en el laboratorio en cada una de los ensayos para las muestras recolectadas.

5.3.1. Extendido, secado y disgregación de las muestras de materiales

Para poder llevar a cabo todos las pruebas antes mencionadas de una manera más eficaz posible y obtener los resultados deseados, y a la vez lograr que el material fuera un poco más manejable; lo primero que se hizo fue extender cada una de las muestras de materiales en el piso, exponiéndolos a la luz solar con el fin de que se secaran en su totalidad para posteriormente disgregarlas en partículas más pequeñas posibles con la ayuda de un mazo de concreto, este proceso lo podemos apreciar en la Figura 5.3.1.1.

5.3.2. Determinación de la Composición Granulométrica mediante el uso de mallas

El objetivo de esta prueba consiste en separar por tamaños las partículas de suelo, pasando a través de una sucesión de mallas de aberturas cuadradas y pesar las proporciones que se retienen en cada una de ellas, expresando dicho retenido como porcentajes en peso de la muestra total.



Figuras 5.3.1.1. Extendido, secado y disgregación de las muestras de materiales.

La sucesión de tamaños obtenida mediante el empleo de mallas, da una idea de la composición granulométrica únicamente en dos dimensiones, por lo que las curvas resultantes solo serán representativas de materiales constituidos por partículas de forma equidimensional, si las partículas de un material tienen forma laminar o acicular, es decir, de lascas o agujas, respectivamente, los resultados que se obtengan no serán representativos de los tamaños reales del material, y en consecuencia, de su comportamiento.

Preparación de la muestra

De acuerdo a la teoría para esta prueba; para cada una de las muestras de los estratos lo primero que se hizo fue preparar una porción representativa de la muestra de material por cuarteo con un peso aproximado de 15 kg, como se muestra en la Figura 5.3.2.1, el cual se pesó y se anotó como $W_m = 14.280$ kg para la muestra del PCA1, $W_m = 13.295$ kg para la muestra del PCA2-E1-SUP y $W_m = 12.950$ kg para la muestra del PCA2-E2-INF; W_m es el peso de la muestra.

Una vez que se secó y cuarteó la muestra cómo se indicó en los párrafos anteriores, se criba el material por la malla N° 4, como se muestra en la Figura 5.3.2.2, para separarlo en dos fracciones; se determinó el peso de ellas, se

anotó como W_{m1} el peso de la fracción retenida en la malla Núm. 4 (4.75 mm) y como W_{m2} a la fracción que pasa esta malla; para nuestro caso $W_{m1}= 3.025$ kg para la muestra del PCA1, $W_{m1}= 1.950$ kg para la muestra del PCA2-E1-SUP y $W_{m1}= 1.985$ kg para la muestra del PCA2-E2-INF; $W_{m2}= 11.255$ kg para la muestra del PCA1, $W_{m2}= 11.345$ kg para el PCA2-E1-SUP y $W_{m2}= 10.965$ kg para el PCA2-E2-INF.



Figura 5.3.2.1. Cuarteo de la muestra representativa.

Terminado el proceso anterior, se procedió a cribar el material retenido en la malla No. 4 de forma manual a través de las mallas Núm. 75.0, Núm. 50.0, Núm. 37.5, Núm. 25.0, Núm. 19.0, Núm. 12.5, Núm. 9.5 y Núm. 4.75, comenzando con la mayor abertura y siguiendo el orden indicado, como se muestra en la Figura 5.3.2.3.

Se pesó el material retenido en cada una de las mallas, Figura 5.3.2.4, se anotaron los pesos retenidos en el formato correspondiente.

Posteriormente se cuarteó el material que pasó la malla No. 4 del cual se tomaron 200 gr., para nuestro caso esta cantidad de material se procedió a secar en la estufa a una temperatura cercana a los 105° aproximadamente para garantizar que el material se secara en su totalidad, Figura 5.3.2.5.



Figura 5.3.2.2. Cribado del material a través de la malla No. 4



Figuras 5.3.2.3. Cribado del material retenido en la malla N° 4.



Figura 5.3.2.4. Forma como se pesó el material retenido en cada una de las mallas.



Figura 5.3.2.5. Secado del material en la estufa.

Después del secado del material en la estufa, se sacó del recipiente que lo contenía y se procedió a enfriarlo hasta temperatura ambiente, después de esto el material se colocó en un recipiente metálico y se agregó aproximadamente

500 centímetros cúbicos de agua y se le dejó reposando durante 12 horas más o menos, Figura 5.3.2.6.



Figura 5.3.2.6. Material contenido en el vaso metálico saturado de 500 cm³ de agua.

Transcurrido ese lapso de tiempo, se procede a lavar el material haciéndolo pasar a través de la malla No. 0.075 (No. 200), Figura 5.3.2.7. El lavado se hizo agitando el contenido del vaso con una varilla durante 15 segundos, moviéndola en forma de 8 y dejando reposar dicho contenido durante 30 segundos. Inmediatamente después se decanta la suspensión sobre la malla Núm. 0.075 (No.200).

Para facilitar el paso de las partículas final a través de la malla, se aplicó sobre este un chorro de agua a baja presión.

Se repitió la operación de lavado descrita en los párrafos anteriores, hasta que el agua decantada fuera clara.

A continuación, todo el material que fue retenido en la malla No. 200 se regresó en el vaso metálico utilizando un poco de agua, Figura 5.3.2.8, la que se

decantará del vaso al final de la operación, cuidando que no haya arrastre de partículas.

Después del proceso anterior, se secó el material en el mismo vaso metálico, dejándolo en el horno un tiempo no menor de 16 horas y a una temperatura de 105° C constante; después de transcurrido este tiempo se sacó del horno y se dejó enfriar hasta que adquirió una temperatura muy próxima a la ambiente.



Figura 5.3.2.7. Lavado del material a través de la malla No. 200.



Figura 5.3.2.8. Material vaciado nuevamente al vaso metálico después del lavado.

A continuación se superpusieron las mallas empezando por la charola de fondo, en el siguiente orden, Núm. 0.075, Núm. 0.150, Núm. 0.250, Núm. 0.425, Núm. 0.850 y Núm. 2.0. Se vertió el material sobre la malla superior, se colocó la tapa, y se procedió a cribar el material de forma manual (Figura 5.3.2.9); al igual que en el cribado de las partículas gruesas, se procedió a pesar el material retenido en cada una de las mallas y se registró en el formato correspondiente.



Figuras 5.3.2.9. Cribado del material que pasa la malla No. 4

Los cálculos, la gráfica de clasificación de material y todo lo relacionado al análisis numérico, correspondientes a esta prueba y de las demás pruebas se expondrán en el siguiente capítulo, las cuales se efectuaron a partir del ordenador con el programa Excel; para los cálculos se siguen los procesos correspondientes a esta prueba, incluidos en el apartado de procedimiento de cálculo del manual de prácticas de Mecánica de Suelos de séptimo semestre.

Nota: para cada una de las tres muestras de materiales, correspondientes a los estratos de los pozos excavados, se siguió el mismo procedimiento de análisis expuesto en este apartado.

5.3.3. Determinación de límites de consistencia y contracción lineal

5.3.3.1. Determinación del límite líquido

Tiene como objeto conocer las características de plasticidad de la porción de suelo que pasa la malla Núm. 0.425 (N° 40), cuyos resultados se utilizan principalmente en edificación y clasificación de los suelos.

Lo primero que se hizo para realizar esta prueba fue preparar la muestra requerida para la misma; de la fracción de material que pasó la malla No. 4 se volvió a cribar (Figura 5.3.3.1.1), pero ahora en la malla No. 40, aproximadamente 250 gr. de material. El material se colocó en una cápsula de porcelana, se le agregó agua destilada hasta saturarla (Figura 5.3.3.1.2), después de esto se le dejó en reposo durante 24 horas aproximadamente, en un lugar fresco, cubriendo la cápsula con un paño o franela húmeda para que no se evaporara con el propósito de reducir al mínimo las pérdidas de agua por evaporación.

Después de transcurrido ese tiempo, se tomó una muestra aproximada de 150 gr. y se procedió a homogenizar la misma en otra cápsula hasta obtener un contenido de humedad en el que el material fuera manejable, esto lo podemos ver en la Figura 5.3.3.1.3.

Obtenida la humedad deseada, se procedió a colocar el material en la copa de Casagrande (Figura 5.3.3.1.4), previamente calibrada, con las especificaciones de colocación del material en la copa, dadas en apartado 3.2 del manual de Mecánica de suelos del séptimo semestre.



Figura 5.3.3.1.1. Cribado del material a través de la malla No. 40.



Figura 5.3.3.1.2. Colocación del material en la capsula de porcelana y saturación con agua.



Figura 5.3.3.1.3. Homogenización del material.

Se hace una ranura en la parte central del material contenida en la copa, con una pasada firme con un ranurador especial, como se muestra en la Figura 5.3.3.1.4.



Figura 5.3.3.1.4. Colocación de la muestra de material en la copa y ranurado del material en la parte central.

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 que los bordes inferiores de la ranura se pongan en contacto en una longitud de 13 mm.

Para el caso que corresponde a este trabajo, este proceso se repitió tres veces con la intención de que en estas veces, los cierres de los bordes se dieran entre los 10 y los 40 golpes; el primero entre los 10 y los 20 golpes, el segundo entre los 20 y los 30 golpes y el tercero entre los 30 y los 40 golpes; Esto se logró agregándole agua al material o secando el mismo, según lo que se requería; una vez que se iba logrando cada cierre se iba tomando una porción de aproximadamente 10 gr. de material y se colocaron en vidrios de reloj para obtener de inmediato el contenido agua.

La intención de estas tres determinaciones fue para que en la parte del cálculo, correspondiente a esta práctica, la curva de fluidez se dibujara a tres puntos y con esto poder calcular el límite líquido del material; para el caso particular de esta tesis, los cierres de los bordes de las tres repeticiones de esta prueba se dieron: el primero a 37 golpes, el segundo a 27 golpes y el tercero a 17 golpes, esto para el PCA1; a 31, 19 y 24 golpes para el PCA2-E1-SUPERIOR; a 19, 28 y 37 golpes para el PCA2-E2-INFERIOR. Todo lo anterior se verá más a detalle en el siguiente capítulo.

Procedimiento de cálculo

Se dibujaron los tres puntos correspondientes a cada determinación en un papel semilogarítmico cuyas abscisas representa en la escala logarítmica, el número de golpes y en las ordenadas, en escala aritmética, los respectivos contenidos de agua. A continuación se traza la línea recta que pase lo más cerca posible de cuando menos tres de los puntos obtenidos; la curva así trazada se denomina curva de fluidez, cuya ordenada correspondiente a 25 golpes, se reporta como límite líquido del suelo, expresado como contenido de agua en por ciento y redondeado al número entero más cercano.

5.3.3.2. Determinación del límite plástico.

El límite plástico en el suelo se define como el mínimo contenido de agua de la fracción que pasa la malla Núm. 0.425 (N° 40), para que se puedan formar con ella cilindros de 3 mm, sin que se rompan o se desmoronen.

Preparación de la muestra

Para poder realizar esta prueba se tomó una muestra de material sobrante preparado para la prueba del límite líquido, con el cual se formó una esfera de aproximadamente 15 mm de diámetro (Figura 5.3.3.2.1), se moldeó con la mano para que perdiera humedad y se formó un cilindro con la ayuda de la palma de la mano.

Después de lo anterior, con los dedos se fue rolando el cilindro en una placa de vidrio para reducir a un diámetro aproximado de 3 mm (Figura 5.3.3.2.2), tratando de que fuera uniforme en toda su longitud y también tratar de que se redujera lo más posible la humedad; se repitió varias veces el procedimiento anterior con la finalidad de obtener la mínima humedad requerida en el material para que los cilindros se rompieran en varias secciones simultáneamente justo

en el momento de alcanzar el diámetro de 3 mm, con lo cual quiere decir que el material ha alcanzado el límite plástico.



Figura 5.3.3.2.1, Formación de la esfera con diámetro aproximado de 15 mm.

Terminado todo lo anterior se colocan en un vidrio de reloj todas las porciones en que se halla dividido el cilindro y se efectúa la determinación del contenido de humedad correspondiente como se ha descrito en el párrafo anterior figura 5.3.3.2.3).



Figura 5.3.3.2.2, Rolado del material en la placa de vidrio.



Figura 5.3.3.2.3. Muestra los fragmentos para determinar la humedad.

5.3.3.3. Determinación del Índice Plástico

El índice plástico en suelo mide el intervalo de variación de la humedad dentro del cual el suelo presenta una consistencia plástica, de acuerdo con los conceptos expresados anteriormente. Los límites líquidos y plásticos corresponden a las fronteras superior e inferior de dicha consistencia, respectivamente.

Para la determinación del índice plástico no se necesitó hacer alguna prueba en el laboratorio, ya que obtenidos los valores del límite líquido y el límite plástico a partir de las pruebas anteriores, se pudo determinar el índice plástico a partir de la diferencia aritmética de los valores entre el límite líquido y el límite plástico.

$$IP = LL - LP$$

5.3.3.4. Determinación de la Contracción Lineal

La contracción lineal de un suelo se define como la reducción en la mayor dimensión de un espécimen de forma prismática rectangular, elaborado con la fracción de suelos que pasa la malla Núm. 0.425 (N° 40), cuando su humedad

disminuye desde la correspondiente al límite líquido hasta la del límite de contracción, expresada como un porcentaje de la longitud inicial del espécimen.

Para esta determinación se utiliza una muestra preparada como la utilizada para determinar el límite líquido, o bien se aprovechará el material húmedo que haya sobrado de la determinación del límite líquido.

Como se mencionó en el párrafo anterior y para nuestro caso para esta determinación se utilizó el material correspondiente al límite líquido, es decir, una parte del material que fue sacado en la copa de Casagrande justo al momento en que los bordes inferiores de la ranura del material se cerraron a los 25 golpes.

Con el material que fue sacado en la copa con las indicaciones dadas, se procedió a llenar en el molde de lámina galvanizada, con las dimensiones especificadas en el apartado correspondiente a esta prueba del manual de mecánica de suelos de séptimo semestre, y al cual previamente se le aplicó una capa delgada de grasa en su interior para evitar que el material se adhiriera en sus paredes. El llenado del material en el molde se efectuó en tres capas, con la ayuda de una espátula y se fue golpeando después de la colocación de cada capa contra una superficie dura (Figura 5.3.3.4.1), en este caso la mesa de concreto del laboratorio; para éste último se tomó el molde por sus extremos, se procuró que el impacto siempre lo recibiera en toda su base.

En cada caso la operación de golpeo se prolongó hasta lograr toda la expulsión del aire contenido en el material colocado, un buen indicador de esto fue cuando ya no aparecieron burbujas en la superficie del material colocado en el molde.

Después de lo anterior se enrazó el material con la espátula y se dejó orear en la sombra hasta que cambió ligeramente de color, después de lo anterior se dejó secando en el horno por un tiempo de 18 horas, aproximadamente, a una temperatura de 105° C.

Pasado el tiempo de secado, se extrajo el molde con el espécimen del horno (Figura 5.3.3.4.2), se dejó enfriar hasta temperatura ambiente y a continuación se sacó del molde la barra.

Finalmente, se midió con el calibrador la longitud de la barra del material seco y la longitud interior del molde (Figura 5.3.3.4.3), con aproximación de 0.01 cm.



Figura 5.3.3.4.1 (izquierda). Golpeo del molde con el material en una superficie dura; y Figura 5.3.3.4.2 (derecha). Molde y espécimen después del secado en el horno.

Nota: Todos los especímenes o barras de todas las muestras al momento de que fueron sacados del horno donde fueron secados, presentaron algunas grietas pequeñas y además se “arquearon” a lo largo de su longitud (Figura 5.3.3.4.4); esto se debió quizás al cambio brusco de la temperatura lo que dio como consecuencia que el material tuviera una fuerte y rápida contracción y esto fue lo que dio origen a dichas grietas; por otra parte, el “arqueo” fue debido a que en el centro de la barra quizás aún no se había secado por completo al momento de que fue retirado del horno, o también puede deberse a que el secado no fue uniforme en toda la barra; esto pudo haberse evitado quizás si los especímenes estuvieran más tiempo en el horno; este error puede afectar un poco en la aproximación a la realidad de los resultados de los cálculos correspondientes a esta prueba.



Figura 5.3.3.4.3. Medición de la longitud de la barra contraída y seca; posteriormente a esta medición también se midió el interior del molde, para el posterior cálculo de la contracción lineal.



Figura 5.3.3.4.4. Arqueo de la barra seca a lo largo de su longitud.

5.3.3.5. Determinación de la contracción volumétrica

El límite de contracción es la frontera entre los estados semisólido y sólido, quedando definido como el contenido de agua mínimo para el cual el suelo no retrae su volumen aun cuando pierda o se evapore agua. Observando una gráfica de volumen del suelo en función de su contenido de humedad, observaríamos que todo suelo llega a un punto donde su volumen no decrece

aun cuando el contenido de humedad siga disminuyendo. Es este punto, el contenido de humedad que deseamos cuantificar.

Para llevar a cabo esta otra prueba no se pidió ningún requerimiento especial en cuanto que cantidad de agua debía tener el material, solo bastó con que el material estuviera húmedo; por lo tanto se aprovechó el material sobrante de la prueba del límite líquido.

Lo primero que se hizo para esta prueba fue recubrir el interior del molde una capa delgada de lubricante, en este caso grasa, esto con la finalidad de que el material no se adhiriera a la pared del molde.

Después de lo anterior, se procedió a colocar el material en el molde, este con las especificaciones descritas en el apartado 3.6 correspondiente a esta prueba del manual de mecánica de suelos, (Laboratorio de mecánica de suelos, 2008) y al igual que en la prueba anterior la colocación del material en el molde se efectuó también en tres capas hasta llenarlo, y se fue golpeando después de la colocación de cada capa contra una superficie dura y firme, en este caso la mesa de concreto del laboratorio, hasta que el suelo estuviera completamente compactado y todo el aire atrapado se expulsará en la superficie del material (Figura 5.3.3.5.1).

Terminado lo anterior, se enrasó el material con una regla y se limpiaron con una franela los restos de material adheridos al exterior del molde.

Inmediatamente del enrasado, se pesó el molde con el suelo compactado, se restó el peso del molde para poder determinar el peso del suelo húmedo (W_h) y se registró este peso en el formato correspondiente.

Se dejó secar al aire libre y alejado de alguna fuente de calor hasta que la pastilla de suelo se despegara de las paredes del molde; posteriormente se procedió a meterlo en el horno para que el secado fuera más eficaz y completo, a una temperatura de aproximadamente 105° C y durante un tiempo de 18 horas más o menos.

Se pesó el molde con el suelo seco, se restó el peso del molde para poder determinar el peso de la muestra seca y se anotó en el formato correspondiente.

Se procedió a determinar el volumen de la pastilla de suelo seco; para esto se llenó de mercurio en una tasa de vidrio hasta que se desbordara, se enrasó y se presionó con la placa de vidrio y se limpió el mercurio adherido al exterior de la tasa; enseguida se colocó la tasa llena de mercurio en una cápsula de porcelana, se colocó la pastilla de suelo sobre la superficie de mercurio y se sumergió cuidadosamente con las puntas de la placa de vidrio hasta que esta se topó con el borde de la tasa (Figura 5.3.3.5.2).



Figura 5.3.3.5.1. Golpeo del molde con el material contra una superficie dura.

Después de lo anterior se procedió a obtener el volumen de mercurio desplazado por la pastilla de suelo, para esto se pesó y se dividió por la densidad del mercurio ($\gamma_{Hg} = 13.55 \text{ g/cm}^3$), registrando como volumen de la pastilla de suelo seco (V_s), aproximando a 0.01 cm^3 (0.01 ml).

Se calculó la humedad del suelo en el momento que fue moldeado y también se calculó el límite de contracción, los cuales se tratarán más detalladamente en el siguiente capítulo.

Nota: para cada una de las tres muestras de materiales correspondientes a los estratos de los pozos excavados, se siguió el mismo procedimiento de análisis, correspondientes a las pruebas de límites de consistencia y contracción lineal; y al igual que en la sección anterior, los cálculos, las gráficas, el **registro de**

datos y todo lo relacionado al análisis numérico, correspondientes a esta prueba y de las demás, se expondrán detalladamente en el siguiente capítulo.



Figura 5.3.3.5.2. Inmersión de la pastilla de suelo en el mercurio para la determinación de su volumen.

5.3.4. Determinación de la masa volumétrica seca del material en estado natural, por el método de la parafina, en muestras inalteradas

Este método sirve para determinar la masa volumétrica seca del material en estado natural γ_d . Esta masa volumétrica es la que corresponde a la condición que tienen los materiales y en general, es la que se refiere al terreno natural sin haber sido removido. La prueba se realiza en muestras inalteradas extraídas de materiales cohesivos suaves, que pueden labrarse sin que se disgreguen y cuyas partículas tengan un tamaño máximo inferior a la malla N°4 (4.75 mm). Esta prueba se realizó siguiendo el procedimiento descrito en el manual de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT), del apartado correspondiente a Métodos de muestreo y pruebas de materiales (M-MMP-1-08/03), suelos y materiales para terracerías, paginas: de la 5 a la página 8.

De las 4 muestras inalteradas en estado natural, que fueron obtenidos en el

sitio de estudio correspondiente a cada uno de los estratos de los pozos excavados (figura 5.3.4.1), se labraron 4 especímenes, un espécimen de cada muestra con un volumen aproximado de 100 cm^3 .



Figura 5.3.4.1, Obtención de las muestras inalteradas en el sitio de estudio y depositadas en bolsas de plástico.

Se nivela y se ajusta a cero la balanza con el hilo de prueba; por otro lado se colocó la parafina en el vaso de aluminio y se procedió a calentarla hasta que se fluidificó por completo.

Se sujetó el espécimen labrado con el hilo en uno de sus extremos, y se cuelgan conjuntamente en la balanza y se determina su masa registrándolo como W_m .

Se esperó un momento para que la parafina fluidificada se enfriara poquito, se tomó el espécimen en uno de los extremos del hilo, y se procedió a sumergirlo en la parafina varias veces hasta que el espécimen quedó completamente cubierto por una pequeña capa; el espécimen así cubierto, se cuelga de la balanza por medio del hilo y nuevamente se determina su masa, registrándolo como W_{mp} .

Posteriormente, se colocó la balanza sobre la mesa del laboratorio en una de las esquinas sujetándolo con unas pesas VRS; debajo de la balanza se colocó

el vaso de precipitados casi lleno de agua y apoyado sobre un cilindro de metal, mediante el hilo se suspende en la balanza el espécimen cubierto de parafina, de tal forma que cuelgue libremente y sin tocar el fondo y ni las paredes del vaso quedando completamente sumergido en el agua, tal como se muestra en la figura 5.3.4.2.



Figura 5.3.4.2, Montaje del equipo para la prueba en cuestión.

Se determina la masa sumergida en el agua del espécimen cubierto con parafina y se registra como W'_{mp} .

Se saca el espécimen del agua, se descuelga de la balanza y se elimina totalmente la parafina que lo cubre, utilizando el cuchillo.

Enseguida se procedió a determinar el **contenido de humedad** de cada uno de los especímenes.

Para la determinación del contenido de humedad, lo primero que se hizo fue pesar aproximadamente 100 gramos de material de cada una de las muestras

inalteradas en su estado natural y el cual se registró como W_h (peso húmedo) (figura 5.3.4.3).



Figura 5.3.4.3, Determinación del peso del material de 100 gramos de cada uno de las muestras inalteradas.

Posteriormente se procedió a secar el material en la estufa, cuidando que el secado fuera lo más completo posible; para esto se auxilió con un plato de vidrio, acercándole periódicamente al material, el cual se empañaba cada vez que se le acercaba (figura 5.3.4.4), al momento de que el plato dejó de empañarse se suspendió el secado del material, lo que quiere decir que el material ya no expulsaba más vapor de agua y por consiguiente el porcentaje de agua en ese momento era mínimo o ya era nulo.

Después del secado del material en la estufa, se volvió a pesar el material ya seco y el cual se registró como W_s (peso seco).

Finalmente, ya obtenido los dos pesos anteriores se procedió a calcular el contenido de humedad con la siguiente fórmula:

$$W = \left(\frac{W_h - W_s}{W_s} \right) \times 100$$

Dónde:

W = humedad del suelo en el momento que fue moldeado, %.

W_h = Peso del suelo húmedo, gr.

W_s = Peso del suelo seco, gr.



Figura 5.3.4.4, secado del material en la estufa.

Todo lo relacionado al análisis numérico y los resultados de esta prueba, se tratará a detalle en el siguiente capítulo.

5.3.5. Determinación de la gravedad específica o peso específico relativo de los sólidos

Este tipo de pruebas permiten determinar las relaciones masa-volumen de los materiales respecto a la relación masa-volumen del agua, así como la absorción de los materiales y se utilizan para calcular los volúmenes ocupados por el material o mezcla de materiales en sus diferentes condiciones de contenidos de agua y el cambio de masa del material debido a la entrada de agua en sus

poros, con respecto a su condición en estado seco; las pruebas se realizan de distinta manera en la fracción del material retenido en la malla N°4 (Núm. 4.75 mm) y en la porción que pasa dicha malla.

Preparación de la muestra

Del material que pasó la malla No. 40, sobrante de las pruebas anteriores, se tomaron aproximadamente 100 gr. de material de cada muestra, estos 100 gr. se dividieron en tres partes iguales, cada una de estas partes se introdujeron en tres matraces con la ayuda de un embudo; posteriormente se llenó el matraz con agua destilada hasta aproximadamente la mitad de su capacidad (figura 5.3.5.1).



Figura 5.3.5.1, Los tres matraces con el material y agua destilada mezclados.

Empleando un dispositivo de succión, se procedió a aplicarle vacío a cada uno de los matraces, con objeto de extraerle el aire atrapado en la muestra (figura 5.3.5.2); la aplicación del vacío a cada matraz se hizo en tres periodos, de 5 a 6 minutos cada uno, de manera alternativa y al término de cada periodo cada matraz se colocaba en una charola con agua en ebullición, como se muestra en la figura 5.3.5.3, con el objeto de facilitar la extracción del aire atrapado en la muestra. Para facilitar este proceso se agitaba cuidadosamente la

suspensión con un movimiento giratorio del matraz alrededor de su eje.



Figura 5.3.5.2, Aplicación de la succión al matraz para la extracción del aire atrapado en el material.



Figura 5.3.5.3, Colocación de los matraces en la charola con agua en ebullición.

Terminado la aplicación de la succión en los tres periodos, o cuando se vio que

la suspensión ya no emitía burbujas, se dejó de aplicar la succión; posteriormente se dejaron enfriar cada uno de los matraces hasta temperatura ambiente y se adicionó el volumen de agua destilada al matraz hasta que alcanzó la marca de aforo; Después empleando un lienzo absorbente se procedió a secar con mucho cuidado la superficie exterior del matraz y el interior del cuello del mismo.

Luego se obtuvo la masa de cada uno de los matraces con el material y el agua (figura 5.3.5.4), registrándolos cada uno como W_{fsw} y anotándolos en el formato correspondiente.

Terminado la obtención de las masas de los matraces, se taparon cada uno de ellos y se invirtieron varias veces con mucho cuidado, esto con la finalidad de que la temperatura de la suspensión se uniformizara, después de esto se procedió a tomar su temperatura, cuidando de que el bulbo del termómetro quedara en el centro del matraz, como se muestra en le figura 5.3.5.5, se registró esta temperatura en el formato correspondiente; esta temperatura es considerada como la temperatura de la prueba t_p .



Figura 5.3.5.4 (izquierda). Matraz después del llenado con agua destilada y su pesado; y Figura 5.3.5.5 (derecha). Forma de cómo se llevó a cabo la toma de temperatura de la suspensión.

Hecho lo anterior, toda la suspensión contenida en cada uno de los matraces se vacía en cada una de las cápsulas de evaporación (figura 5.3.5.6), empleando toda el agua destilada necesaria para arrastrar todas las partículas de suelo. Estas cápsulas se meten en el horno para su secado total a masa constante (figura 5.3.5.7), a una temperatura de 105°C aproximadamente; ya cuando cada material de cada cápsula de evaporación se había secado por completo, para lo cual se tuvo que esperar tres días, se determinó y se anotó en el formato correspondiente la masa seca de la muestra como W_s (figura 5.3.5.8).

Para cada una de las tres muestras de materiales correspondientes a los estratos de los pozos excavados, se siguió el mismo procedimiento de análisis antes mencionado.

Finalmente, utilizando la curva de calibración del matraz, se obtiene la masa del matraz con el agua, correspondiente a la temperatura de prueba t_p y se registra como W_{fw} .



Figura 5.3.5.6 (izquierda). Vaciado de la suspensión en las cápsulas de evaporación; y Figura 5.3.5.7 (derecha). Introducción de las cápsulas de evaporación en el horno para el secado del material.



Figura 5.3.5.8, Determinación de la masa del material seco contenido en la capsula.

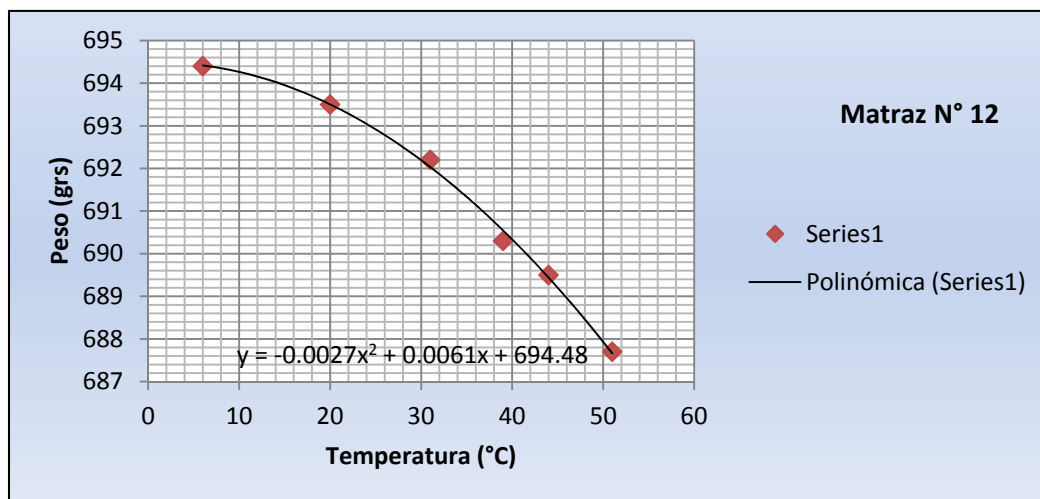
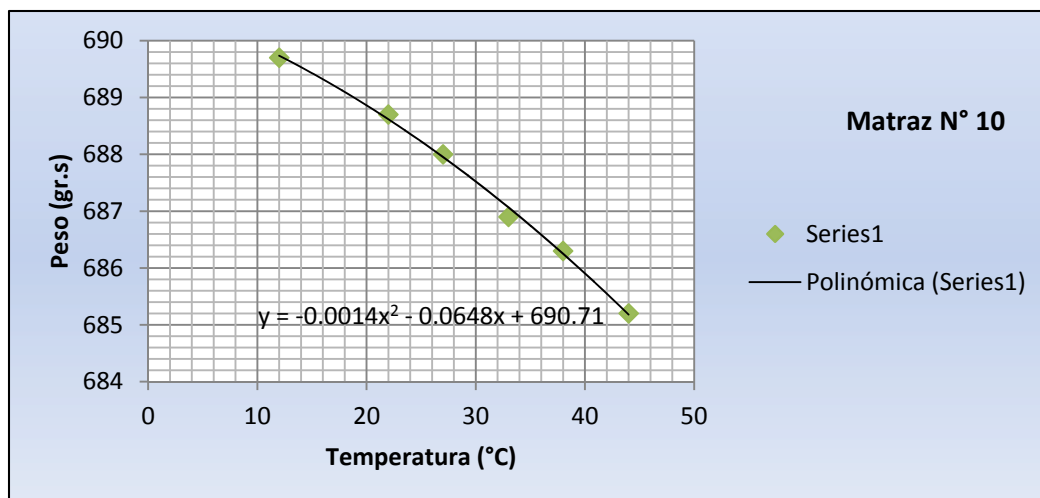
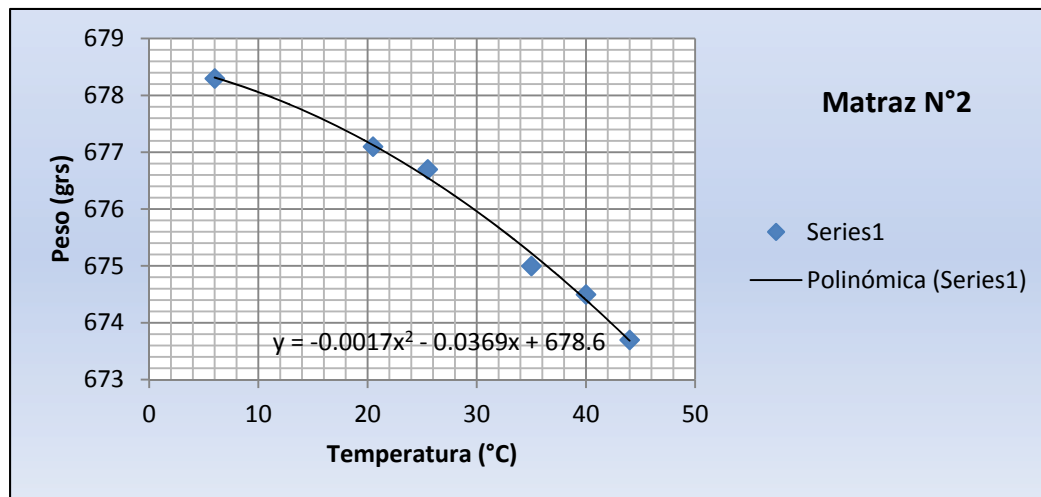
Para nuestro caso, la calibración del matraz se llevó a cabo como sigue:

1. Se lava el matraz con una mezcla crómica para eliminar la grasa adherida en su interior. La mezcla crómica para lavado se obtiene disolviendo en caliente 60 gr de bicromato de potasio en 300 cm³ de agua destilada, a la cual se le adicionan en frio 450 cm³ de ácido sulfúrico comercial.
2. Se enjuaga el matraz con agua destilada y se escurre perfectamente, bañando a continuación su pared interior con alcohol para eliminar los residuos de agua.
3. Para finalizar el lavado se enjuaga nuevamente el matraz con éter sulfúrico y con objeto de facilitar su eliminación, se coloca el matraz en un soporte con la boca libre hacia abajo, durante 10 minutos.
4. Se determina la masa del matraz seco y limpio, se registra como W_f , en gr.
5. Con agua destilada a la temperatura ambiente, se llena el matraz hasta aproximadamente 0.5 cm debajo de la marca de aforo, dejándola reposar durante unos minutos.
6. Se verifica que la temperatura del agua dentro del matraz sea uniforme, para lo cual se toman lecturas con el termómetro a diferentes profundidades. Si la

temperatura no es uniforme y la diferencia es menor de $0.2\text{ }^{\circ}\text{C}$, se tapa el matraz con la palma de la mano y se voltea lentamente procurando evitar la formación de burbujas; finalmente se mide la temperatura del agua colocando el bulbo del termómetro en el centro del matraz y se registra dicha temperatura como t_0 , en $^{\circ}\text{C}$.

7. Utilizando el cuentagotas o pipeta, se agrega agua destilada hasta que la parte inferior del menisco del líquido coincida con la marca de aforo.
8. Posteriormente, sin tocar o alterar dicho menisco se seca cuidadosamente el interior del cuello del matraz con el lienzo absorbente enrollado y se determina la masa del matraz lleno de agua, registrándolo como P_0 , en gr.
9. Siguiendo los pasos de 6 a 8 de la calibración del matraz, se efectúan otras cuatro determinaciones de masa P_0 del matraz lleno de agua, a las temperaturas de $5\text{ }^{\circ}\text{C}$ y $10\text{ }^{\circ}\text{C}$ por abajo y $5\text{ }^{\circ}\text{C}$ y $10\text{ }^{\circ}\text{C}$ por arriba, aproximadamente, de las temperaturas como $t-5$, $t-10$, y $t5$, $t10$, respectivamente.
10. Finalmente, sobre un sistema de ejes coordenados, se dibuja una curva de calibración para el matraz de prueba, se dibuja una curva por cada matraz, marcando las temperaturas en el eje de las X y las masas en el eje de las Y, y se traza una curva suave y continua; En el caso particular de este trabajo las curvas resultantes se pueden observar en las figuras 5.3.5.9. De estas gráficas se obtienen lo que son las masas de cada uno de los matraces con agua.

Los cálculos y los resultados para esta prueba se llevaron a cabo en una hoja de cálculo, las cuales se tratarán más a fondo en el siguiente capítulo.



Gráficas 5.3.5.1. Curvas de calibración de los tres matraces.

5.3.6. Prueba de Compresión Simple

Objetivo: Determinar la Cohesión (C) del suelo en estudio, al aplicarle carga axial a una muestra cilíndrica de suelo.

Procedimiento

Para la realización de la prueba de compresión simple y la de triaxial rápida, fue necesario utilizar especímenes cilíndricos obtenidos a partir de una muestra remoldeada o reconstituida de material alterado (figura 5.3.6.1) obtenido en el laboratorio de mecánica de suelos.



Figura 5.3.6.1, Muestra remoldeada a partir de material alterado.

También, para esta prueba, el material y el equipo necesario para su realización es el que se cita en el manual de mecánica de suelos correspondiente al octavo semestre de la carrera de Ingeniería Civil de la Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo, correspondiente a esta prueba.

Como ya se ha mencionado en el primer párrafo, en esta prueba se utilizaron especímenes cilíndricos los cuales se obtuvieron labrando la muestra

remoldeada (figura 5.3.6.2), buscando que el diámetro de estos cilindros fueran de 3.3 cm a 3.5 cm aproximadamente, y la altura de las mismas fuera de 2 a 2.5 veces el diámetro.



Figura 5.3.6.2, Labrado de los especímenes, a partir de la muestra remoldeada.

Para el espécimen que se utilizó en el ensaye se midieron los diámetros: superior (D_s), Central (D_c) y diámetro inferior (D_i), anotándolos en el formato correspondiente; de los diámetros anteriores se sacó el promedio y se multiplicó por 2.5 para obtener su altura promedio (H_m).

Se cortó el espécimen a la altura media calculada y este se tomó como la altura media (figura 5.3.6.3); después se procedió a pesar el espécimen en la balanza (figura 5.3.6.4), estos dos datos se anotaron en el formato correspondiente.

Se colocó el espécimen en la cámara triaxial, se le colocó la placa de aplicación de carga y se procedió a aplicarle carga al espécimen (figura 5.3.6.5), tomando lecturas cada 10 segundos hasta que el espécimen falló, esto fue, hasta que se

registraron tres lecturas de cargas iguales o hasta que se registró una lectura inferior a la inmediata anterior.

Se retiró de la cámara triaxial el espécimen fallado y se metió en el horno para su secado, con la finalidad de sacar el contenido de agua del espécimen.

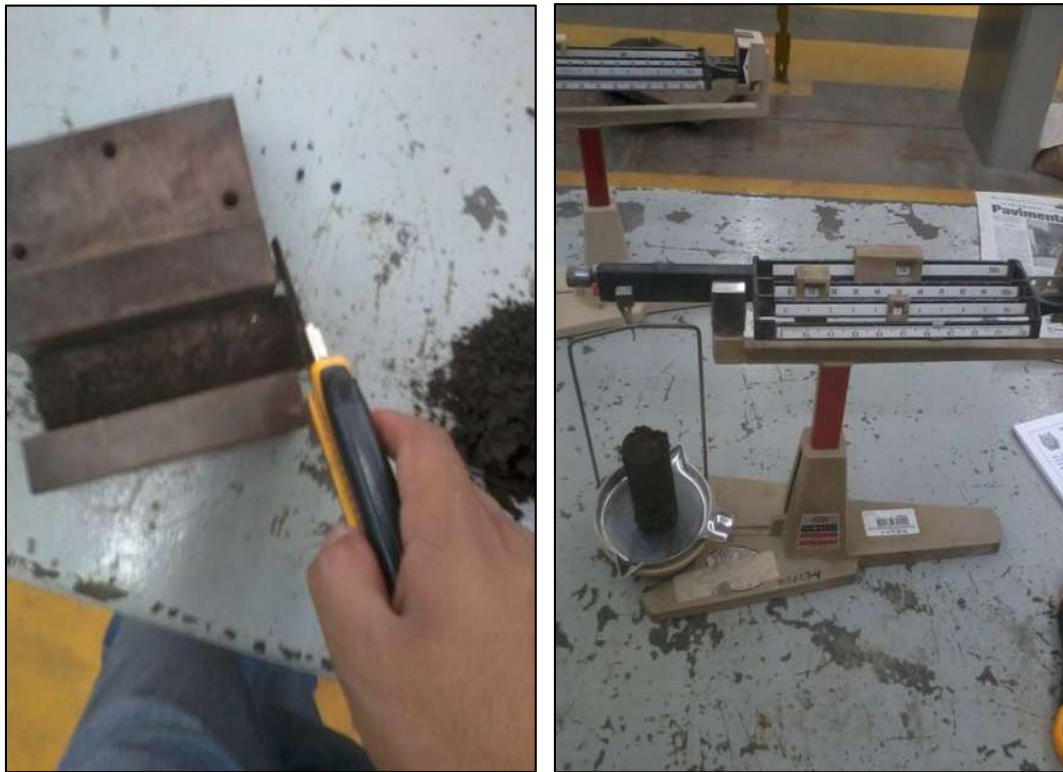


Figura 5.3.6.3 (izquierda). Corte del espécimen a la altura media calculada; y Figura 5.3.6.4 (derecha). Determinación de su peso.

Esta prueba se le practicó solamente a los estratos del PCA1 Y PCA2 Estrato 2 Inferior; los cálculos del registro y el valor de la Cohesión del suelo se verán a detalle en el siguiente capítulo.



Figura 5.3.6.5, Aplicación de la carga al espécimen.

5.3.7. Prueba Triaxial Rápida

Objetivo: Determinar la Cohesión (C) y el Angulo de fricción (ϕ) interna del suelo en estudio.

Procedimiento

Para esta prueba también se emplearon el equipo y material expuestos en el manual de mecánica de suelos correspondiente al octavo semestre de la carrera de Ingeniería civil de la Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo, correspondiente a esta prueba.

Como se ha indicado en la prueba anterior, para realizar esta prueba también fue necesario emplear especímenes preparados a partir de una muestra alterada, la cual ya se explicó cómo se obtuvo en páginas anteriores. Primeramente esta muestra se remoldeó reproduciendo un cierto peso volumétrico y después se labró obteniendo especímenes cilíndricos de un diámetro determinado; en esta prueba se probaron tres especímenes a

diferentes presiones de confinamiento, pero se prepararon cuatro porque se supuso que habría la necesidad de repetir algún ensayo, la cual así sucedió.

Al igual que en la prueba de compresión simple, los especímenes se hicieron de 3.3 cm a 3.5 cm de diámetro y de altura de 2 a 2.5 veces el diámetro.

Se midieron los diámetros: superior (D_s), Central (D_c) y diámetro inferior (D_i) con las medidas mencionadas en el párrafo anterior y estos se anotaron en el formato correspondiente; de los diámetros anteriores se sacó el promedio y se multiplicó por 2.5 para obtener su altura promedio (H_m).

Los especímenes se cubrieron con un hule y se guardaron en un cuarto húmedo para que no perdieran humedad (figura 5.3.7.1).



Figura 5.3.7.1 (izquierda). Especímenes cubiertos con hule; y Figura 5.3.7.2 (derecha). Primer espécimen cortado a la altura media.

Antes de empezar el ensayo con el primer espécimen en la prensa triaxial, se midió el espécimen labrado a la altura promedio calculada y se cortó a esa longitud, posteriormente se procedió a determinar su masa (figuras 5.3.7.2) y estos datos se registraron en el formato correspondiente.

Posteriormente se colocó la muestra en la base de la cámara triaxial, se colocó el cabezal encima y se cubrió la muestra con una membrana de látex ligada perfectamente, con el fin de que el agua utilizada para el confinamiento no penetrara en la muestra (figura 5.3.7.3).



Figura 5.3.7.3. Primer espécimen, colocado en la base de la cámara triaxial y cubierto con una membrana de látex.

Se sacó el vástago de aplicación de la carga, se colocó la cámara triaxial sobre la base de la cámara cubriendo el espécimen, se ajustaron los tornillos de la cámara y se bajó el vástago de carga hasta tocar el cabezal (figura 5.3.7.4).

Después se colocó la cámara en la prensa, se subió la cámara con la ayuda de la manivela hasta que el micrómetro que indica la carga se mueva una unidad y enseguida se introdujo el agua que le dio la presión confinante al espécimen (figura 5.3.7.5).



Figura 5.3.7.4, Primer espécimen en la cámara triaxial antes de la aplicación de la carga en la prensa.



Figura 5.3.7.5. Introducción del agua en la cámara triaxial para la aplicación de presión de confinamiento.

Se colocó la manivela en la tercera muesca para que la prensa funcionara por medio del motor a una velocidad constante (2.5 mm por minuto), se ajustaron

los 2 extensómetros (el que registra unidades de carga y el de unidades de deformación) en cero.

Se procedió a aplicarle carga al espécimen (figura 5.3.7.6), tomando lecturas de unidades de carga y unidades de deformación cada 10 segundos hasta que el espécimen falló, esto fue, hasta que se registraron tres lecturas de cargas iguales o hasta que se registró una lectura inferior a la inmediata anterior.

Se eliminó la presión de confinamiento y se saca el espécimen fallado (figura 5.3.7.7), se hizo un dibujo de este y se procedió a meterlo en el horno para su secado y con esto obtener el contenido de agua.



Figura 5.3.7.6 (izquierda). Momento de la aplicación de la carga al espécimen, el cual se observa que ya se estaba empezando a deformar; y Figura 5.3.7.7 (derecha). Especimen deformado después de la aplicación de la carga.

Para los dos especímenes restantes se utilizó el mismo procedimiento, lo único que se varió fue la presión de confinamiento, las cuales fueron a 0.30 Kg/cm², 0.60 Kg/cm² y 0.90 Kg/cm², cada uno a diferente presión de confinamiento.

Al igual que en la prueba de compresión simple, esta prueba también se le practicó solamente a los estratos del PCA1 Y PCA2 Estrato 2 Inferior; los cálculos del registro y el valor de la cohesión y el ángulo de fricción interna del suelo se llevaron a cabo como se indica en la teoría correspondiente a esta prueba, expuesta en el manual de mecánica de suelos del octavo semestre de la carrera de ingeniería civil (UMSNH) y que se verán a detalle en el siguiente capítulo de este trabajo.

Esta fue la última prueba que se llevó a cabo para este trabajo, y con esto se concluye la parte del análisis de las muestras en el laboratorio.

CAPÍTULO 6.- INTERPRETACIÓN DE LOS DATOS GEOTÉCNICOS

Como ya se ha mencionado desde la introducción de esta tesis, en este capítulo se tratará lo relacionado al procesamiento e interpretación de datos, esto a partir de la información obtenida de las muestras que fueron analizadas en el laboratorio, extraídas de los dos pozos a cielo abierto, con el fin de hacer una interpretación de las características principales de los materiales analizados.

Algunos de los datos o resultados obtenidos de estos análisis numéricos y gráficos nos servirán para llevar a cabo algunos otros cálculos posteriores, como por ejemplo la capacidad de carga del terreno de la ladera Ocolusen y el cálculo del factor de seguridad de la misma ladera; estos se verán en el capítulo siguiente.

A continuación se procede a explicar cada uno de estos análisis numéricos de los materiales sacados en cada uno de los pozos que fueron excavados.

6.1.- DETERMINACIÓN DE LA COMPOSICIÓN GRANULOMÉTRICA MEDIANTE EL USO DE MALLAS

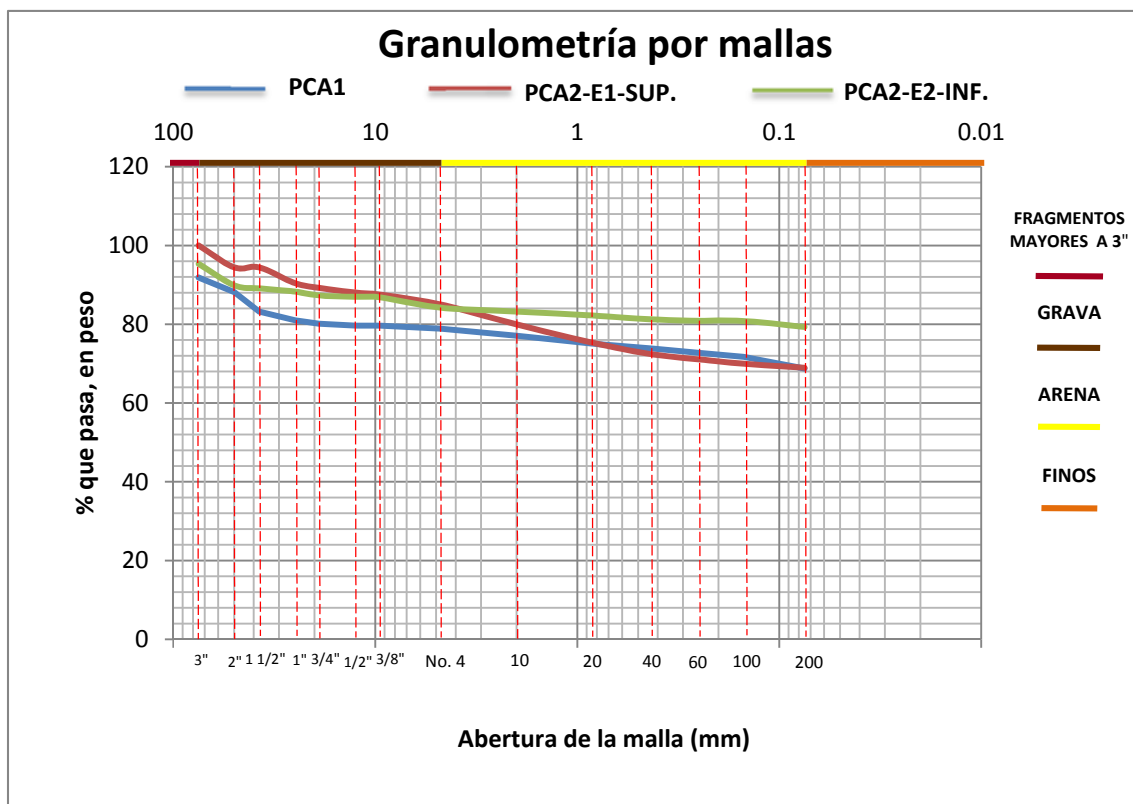
El procedimiento para llevar a cabo esta prueba en el laboratorio fue como se explicó en el apartado 5.3.2 del capítulo 5, en este apartado se explicarán los resultados numéricos y gráficos que se obtuvieron de la misma prueba.

Los cálculos y las gráficas se llevaron a cabo en la hoja de cálculo denominado Excel, siguiendo el procedimiento de cálculo descrito en el manual de mecánica de suelos del séptimo semestre de la carrera de ingeniería civil (UMSNH) correspondientes a esta prueba; en estos cálculos se obtuvieron los valores que se muestran en la tabla que se presenta en la siguiente página (Tabla 6.1.1), esto para los dos pozos excavados a cielo abierto.

Al momento que se extrajeron las muestras para procesarlas se observaron algunos fragmentos de arena y grava, por lo que para cuantificar el porcentaje de fragmentos inmersos en la muestra se procedió a realizar la granulometría por lavado, utilizando solamente la malla número 200.

MALLA		Por ciento que pasa la malla (%)		
Malla No. (pulg)	Abertura. (mm)	PCA-1	PCA-2, E-1, SUPER.	PCA-2, E-2, INFER.
3	75	92	100	95
2	50	88	94	90
1 1/2	37.5	83	94	89
1	25	81	90	88
(3/4)	19	80	89	87
(1/2)	12.5	80	88	87
(3/8)	9.5	80	88	87
No. 4	4.75	79	85	84
10	2	77	80	83
20	0.85	75	75	82
40	0.425	74	72	81
60	0.25	73	71	81
100	0.15	72	70	81
200	0.075	69	69	79

Tabla 6.1.1. Granulometría de las muestras correspondientes a los dos Pozos a Cielo Abierto.



Grafica 6.1.1. Representación gráfica de la granulometría de las muestras correspondiente a los dos pozos a cielo abierto.

6.1.1.- Interpretación de la información Granulométrica

Como podemos observar en la tabla 6.1.1 y en la gráfica 6.1.1 de la página anterior, para los dos pozos a cielo abierto (PCA), se puede apreciar que más del 50% pasa la malla número 200, por lo que quiere decir que predominan los suelos finos, aunque existe la presencia de fragmentos chicos de roca, gravas y arenas, en pequeños porcentajes.

Para una clasificación de suelo más exacto, se determinó el porcentaje que ocupan cada uno de los tamaños de material de cada una de las muestras analizadas, en el cual nos resultaron los valores que a continuación se mencionan, para el PCA1, de un solo estrato, se tienen los siguientes porcentajes: Tamaños mayores a 3" (Fragmentos de roca chicos)= 8%, Gravas= 13%, Arenas= 10% y Finos= 69%; para el PCA2, Estrato 1, superior, se tienen los siguientes porcentajes: Tamaños mayores a 3" (Fragmentos de roca)= 0%, Gravas= 15%, Arenas= 16% y Finos= 69%; y para el PCA2, Estrato 2, inferior, se tienen los siguientes porcentajes: Tamaños mayores a 3"= 5%, Gravas= 11%, Arenas= 5% y Finos= 79%.

También, para fines de clasificación de suelos se calculan los coeficientes de uniformidad C_u , y de curvatura C_c , que se emplean para juzgar la graduación del material, por medio de las fórmulas siguientes.

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

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

Dónde:

C_u = Coeficiente de uniformidad del material, número abstracto.

C_c = Coeficiente de curvatura del material, número abstracto.

D_{10} , D_{30} y D_{60} representan los tamaños de las partículas del suelo en milímetros, que en la gráfica de la composición granulométrica corresponden al 10 %, 30% y 60% que pasa, respectivamente. Es decir, D_{10} , D_{30} y D_{60} son las abscisas, de la gráfica de la composición granulométrica, correspondiente a las ordenadas de 10%, 30% y 60%, respectivamente.

Para nuestro caso, no se puede calcular el C_c y C_u , debido a que, más de un 12% de material pasa la malla número 200, por lo que el coeficiente de uniformidad (C_u) y el coeficiente de curvatura (C_c) no tienen significado, por lo tanto, se emplean los límites de Atterberg para clasificar el suelo, el cual se verá detalladamente en el siguiente apartado.

En la siguiente tabla se resume el porcentaje que ocupan cada uno de los tamaños de material de cada una de las muestras analizadas, es decir, los porcentajes que ocupan los fragmentos de roca, gravas, arenas y los suelos finos, correspondientes a cada Pozo a Cielo Abierto (PCA).

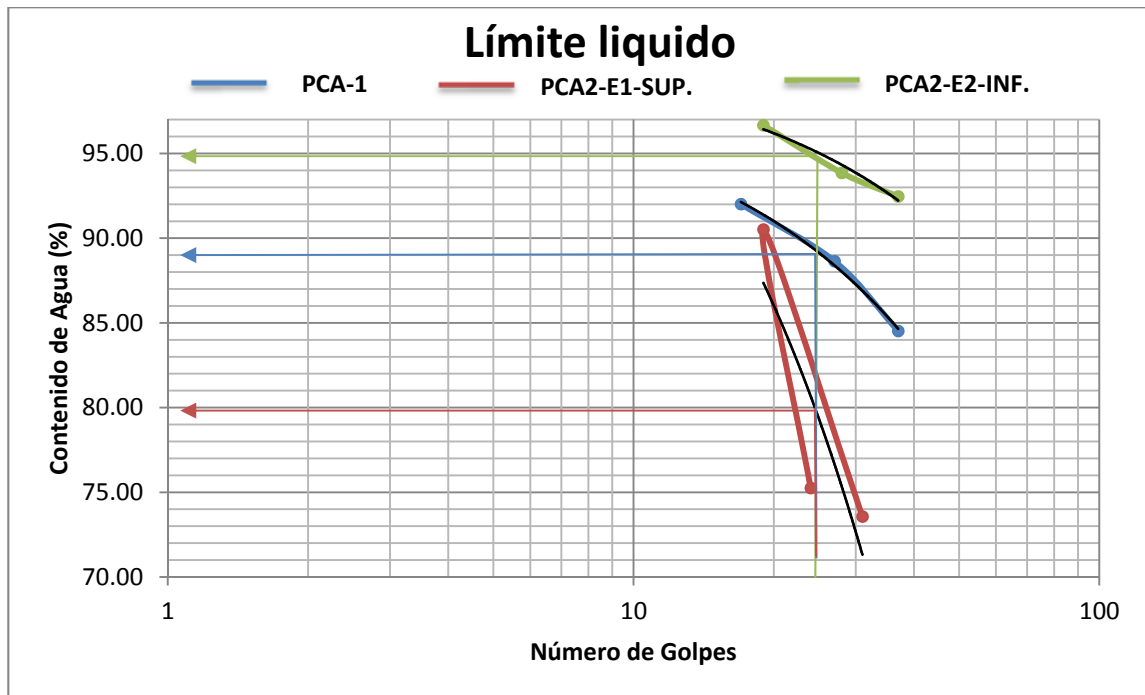
No. de Pozo a Cielo Abierto	% Frag. Roca (> 3")	% G	% S	% F
PCA No. 1, un solo estrato	8	13	10	69
PCA No. 2, E1, Superior	0	15	16	69
PCA No. 2, E2, Inferior.	5	11	5	79

Tabla 6.1.1.1. Porcentaje de Gravas (G), Arenas (S) y Finos (F) presentes en cada una de las muestras analizadas correspondientes a los dos pozos excavados.

6.2.-DETERMINACIÓN DE LOS LÍMITES DE CONSISTENCIA Y CONTRACCIÓN LINEAL

Para determinar el tipo de material que existe en el sitio de estudio, se hicieron los límites de consistencia y contracción lineal.

Y al igual que en la sección anterior, el procedimiento para llevar a cabo esta prueba en el laboratorio fue como se explicó en el apartado 5.3.3 del capítulo 5, en esta sección se hará un resumen de los resultados numéricos y gráficos obtenidos; estos cálculos también se llevaron a cabo en una hoja de cálculo de Excel, usando las fórmulas y siguiendo el procedimiento de cálculo descrito en el manual de mecánica de suelos del séptimo semestre de la carrera de ingeniería civil (UMSNH) correspondiente a esta prueba.



Grafica 6.2.1. Gráficas de las curvas de fluidez de las muestras de materiales analizados para determinar el límite líquido, correspondientes a los dos pozos a cielo abierto.

La gráfica anterior muestra las tres curvas de fluidez, resultado de graficar los contenidos de agua del material contra el número de golpes correspondientes, los cuales (contenidos de agua) fueron obtenidos de la prueba de la determinación del límite líquido en la copa de Casagrande, misma que se explicó en el apartado 5.3.3.1. Como se puede observar en la gráfica 6.2.1, las curvas resultantes se ajustaron a una tendencia lineal, para esto se tuvo cuidado de que estas líneas de ajuste pasaran lo más cerca posible de cuando menos tres de los puntos obtenidos con la finalidad de obtener un resultado más confiable.

Con las curvas así obtenidas, se procedió a determinar el límite líquido de cada muestra, expresado como contenido de agua en por ciento y que cuya ordenada corresponde a los 25 golpes (en las abscisas).

En la tabla 6.2.1 se muestra el resumen de los resultados del límite líquido y de los demás índices de consistencia de los dos pozos a cielo abierto.

El límite plástico se define como el mínimo contenido de agua de la fracción que pasa la malla Núm. 0.425 (N° 40), para que se puedan formar con ella cilindros de 3 mm, sin que se rompan o se desmoronen, por lo tanto este índice se

determinó directamente en el laboratorio dándonos los resultados que aparecen en la tabla siguiente:

LÍMITES E ÍNDICES DE CONSISTENCIA	PCA-1, UN SOLO ESTRATO	PCA-2, E1, SUPER.	PCA-2, E2, INFER.
LÍMITE LÍQUIDO (LL) (%)	88.72	79.00	94.81
LÍMITE PLÁSTICO (LP%)	31.38	26.1	33.59
ÍNDICE DE PLASTICIDAD (IP%), $IP=LL-LP$	57.34	52.9	61.22
CONTRACCIÓN LINEAL (CL %), $CL=((Li-Lf)/Li)*100$	24.05	16.82	22.85
CONTRACCIÓN VOLUMÉTRICA (CV %), $CV=W-(((Vh-Vs)Yw)/Ws)*100$	9.65	17.96	15.45
CONSISTENCIA RELATIVA (CR%), $CR=(LL-W)/IP$	0.87	0.855	0.719
ÍNDICE DE FLUIDEZ (FW)	20.2	79.58	13.8
ÍNDICE DE TENACIDAD (TW), $TW=IP/FW$	2.83	0.66	4.44

Tabla 6.2.1.Resultado de los límites de consistencia obtenidos en el laboratorio.

El índice de fluidez, F_w , es por definición igual a la pendiente de la curva de fluidez, esta se determinó a partir de la gráfica 6.2.1. y usando la siguiente fórmula:

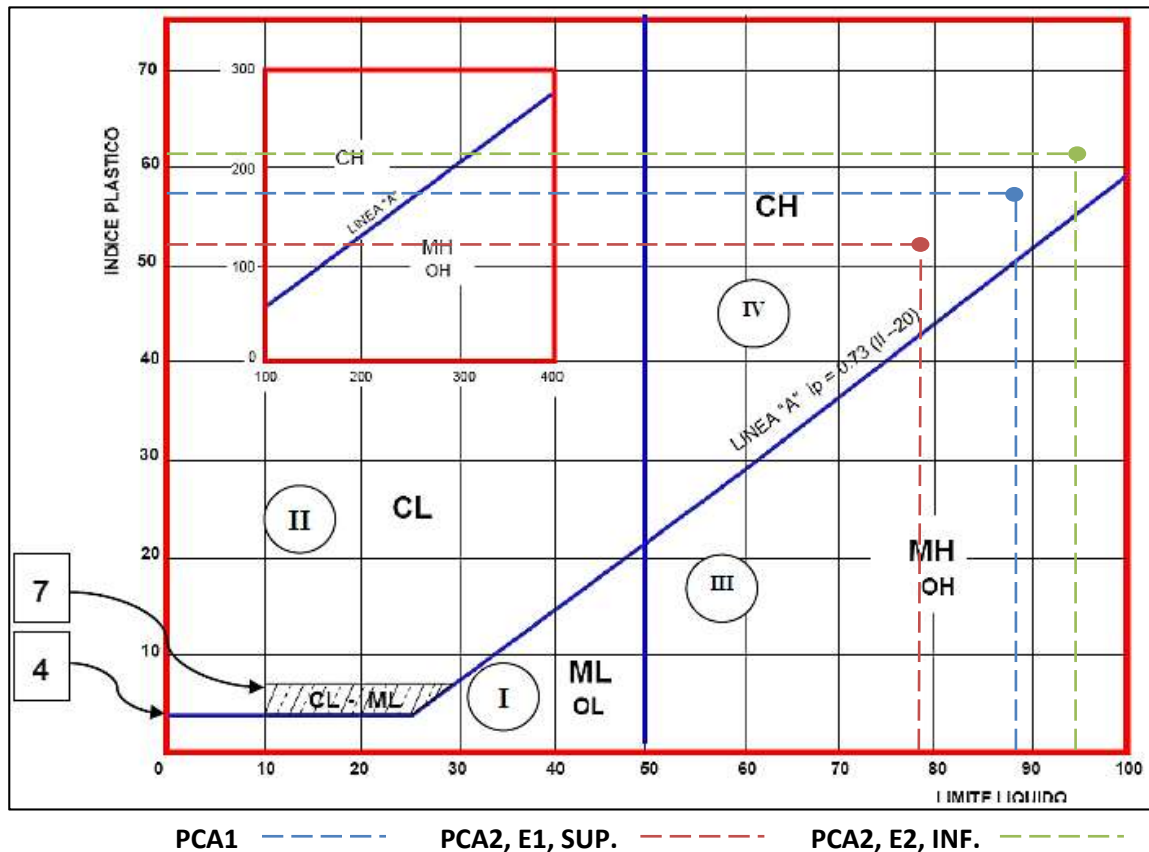
$$F_w = \frac{(w_j - w_i)}{\log \left(\frac{N_j}{N_i} \right)}$$

Donde w_j y w_i son los contenidos de agua y N_j y N_i son los números de golpes.

Los demás índices de consistencia fueron determinados usando las fórmulas correspondientes.

6.2.1.- Interpretación de la información de los límites de consistencia y contracción lineal de los materiales analizados

Con la finalidad de determinar qué tipo de material es el que predomina en la zona de deslizamiento, se procedió a hacer la clasificación de los materiales, la cual se hizo a través del Sistema de Clasificación de Suelos (S.U.C.S), utilizando la carta de plasticidad de clasificación de suelos, gráfica 6.2.1.1, propuesta por S.U.C.S.



Gráfica 6.2.1.1. Carta de plasticidad para clasificación de suelos finos en el laboratorio.

Para determinar en la carta de plasticidad qué tipo de material es el que predomina en la zona de deslizamiento, lo primero que se procedió hacer fue entrar con el valor del límite líquido en el eje de las abscisas, y en el eje de las ordenadas con el valor del índice plástico, que para el caso del primer pozo fue de 88.58% para el LL y de 57.2% para el IP, definiendo un punto en la zona IV de la carta, que se trata de una arcilla inorgánica de alta plasticidad (CH); para el segundo Pozo a Cielo Abierto estrato 1 superior se tiene LL= 78.46% e IP= 52.36% los cuales también arrojan un punto en la zona IV, que también se trata de una arcilla inorgánica de alta plasticidad (CH); y para el segundo Pozo a Cielo Abierto estrato 2 inferior se tiene LL= 94.81% e IP= 61.22%, los cuales definen también un punto en la zona IV, y que al igual que los dos materiales anteriores se trata de una arcilla inorgánica de alta plasticidad (CH). Cada una de estas determinaciones se muestra en la gráfica 6.2.1.1.

En la tabla 6.2.1.1 se resume los tipos de materiales obtenidos en los dos Pozos a Cielo Abierto.

No. DE POZO A CIELO ABIERTO	CLASIFICACIÓN S.U.C.S	CONSISTENCIA RELATIVA $CR=(LL-W)/IP$	ÍNDICE DE LIQUIDEZ $IL= (W-LP)/IP$
PCA No. 1, un solo estrato	CH (ARCILLA INORGÁNICA DE ALTA PLASTICIDAD)	0.87	0.13
PCA No. 2, E1, Superior	CH (ARCILLA INORGÁNICA DE ALTA PLASTICIDAD)	0.854	0.15
PCA No. 2, E2, Inferior.	CH (ARCILLA INORGÁNICA DE ALTA PLASTICIDAD)	0.719	0.28

Tabla 6.2.1.1. Clasificación, consistencias relativas e índices de liquidez de los materiales obtenidos en la zona de deslizamiento.

Como podemos ver en la tabla anterior, los dos pozos a cielo abierto indican el mismo tipo de material, lo que quiere decir que el material que predomina en la zona de deslizamiento son las **Arcillas Inorgánicas de Alta Plasticidad (CH)**.

Es importante mencionar que las **Consistencias Relativas (CR)** que se obtuvieron fueron cercanas a la unidad (tabla 6.2.1.1), este índice es útil en el estudio del comportamiento en campo de suelos de grano fino saturados; y según esto se tiene lo siguiente:

0,00 < CR < 0,25 - Suelo muy blando

0,25 < CR < 0,50 - Suelo blando

0,50 < CR < 0,75 - Suelo de consistencia media

0,75 < CR < 1,00 - Suelo de consistencia rígida

(Información sacada de internet. Osorio Santiago. 2010 Consistencia del Suelo - Límites de Atterberg – Índices. [En línea]<geotecnia-sor.blogspot.mx/2010/11/consistencia-del-suelo-limites-de.html>)

Por lo que según los resultados, para nuestro caso se tiene un sitio de suelo con consistencia relativa media y dos sitios de suelos con consistencia relativa rígida; la teoría investigada en internet, expuesta en el artículo de Osorio Santiago señala que el **Índice de liquidez** indica en suelos plásticos la historia de esfuerzos a que ha estado sometido el suelo; por lo que los materiales con IL cercano a cero se considera que el suelo esta preconsolidado, si es cercano

a uno entonces se le considera como normalmente consolidado y si es cercano 0.20 indica que el suelo es altamente plástico y tendrá de media a alta expansión.

En la tabla 6.2.1.1 se observa que los resultados que tenemos para el **Índice de Liquidez** se acercan más al valor de 0.20, por lo que corresponde a un **suelo que es altamente plástico y tiene de media a alta expansión**, lo cual esta afirmación es acertada ya que el suelo en estudio tuvo una alta expansión.

Por otra parte, **la contracción lineal y contracción volumétrica** son dos parámetros de gran utilidad para evaluar el comportamiento de un suelo, principalmente en el posible surgimiento de grietas.

Las arcillas presentan un porcentaje alto de contracción, esto indica que tienen un elevado grado de **contracción-expansión**.

Crespo Villalaz, 1976 (in: Mora Vences Fidel, Tesis, 2002), menciona que si la contracción lineal de un suelo es mayor de 9%, se puede esperar una actividad significativa de **contracción-expansión**.

Holtz y Gibbs, 1956 (in: Mora Vences Fidel, Tesis, 2002), presentan relaciones aproximadas que han sido consideradas como razonablemente confiables para pronosticar la ocurrencia del cambio de volumen, estas relaciones se presentan en la tabla 6.2.1.2.

POTENCIAL DEL CAMBIO DE VOLUMEN	ÍNDICE DE PLASTICIDAD	LÍMITES DE CONTRACCIÓN
BAJO	0-30	< 12
MODERADO	30-50	10 A 12
ALTO	>50	> 10

Tabla 6.2.1.2. Holtz y Gibbs presentan valores aproximados del potencial del cambio de volumen para diferentes intervalos de Índice de Plasticidad y Límites de Contracción.

Para nuestro caso, los valores de contracción lineal y volumétrica de las muestras de suelo en estudio son las que se resumen en la siguiente tabla:

No. DE POZO A CIELO ABIERTO	MATERIAL	CONTRACCIÓN LINEAL (%)	CONTRACCIÓN VOLUMÉTRICA (%)
PCA No. 1, un solo estrato	CH (ARCILLA INORGÁNICA DE ALTA PLASTICIDAD)	24.05	9.65
PCA No. 2, E1, Superior	CH (ARCILLA INORGÁNICA DE ALTA PLASTICIDAD)	16.82	17.96
PCA No. 2, E2, Inferior.	CH (ARCILLA INORGÁNICA DE ALTA PLASTICIDAD)	22.85	15.45

Tabla 6.2.1.3. Contracciones lineales y volumétricas obtenidas de los estratos de suelos analizados.

Como podemos observar en la tabla anterior, y como era de suponerse las arcillas tuvieron una significativa actividad de contracción lineal y volumétrica, que al hacer la comparación con la tabla 6.2.1.2 se puede decir que el **potencial de cambio de volumen del material es alto**, ya que dos muestras de suelo analizados tuvieron un valor mayor a 10% en contracción volumétrica; además los valores del índice plástico para las tres muestras fueron superiores al 50%. Cabe mencionar que en las muestras de suelo analizadas para evaluar la contracción lineal y volumétrica tuvieron poca presencia de grietas en sus superficies, este surgimiento de grietas es propia de las arcillas, lo cual quiere decir que se realizaron correctamente las pruebas de laboratorio.

6.3.- DETERMINACIÓN DE LA MASA VOLUMÉTRICA SECA DEL MATERIAL EN ESTADO NATURAL, POR EL MÉTODO DE LA PARAFINA, EN MUESTRAS INALTERADAS

Para la determinación de la masa volumétrica seca del material en estado natural, se tuvo la necesidad de emplear la siguiente fórmula:

$$\gamma_{dn} = \left(\frac{\gamma_m}{100 + \omega} \right) * 100 \quad (\text{Ecuación 6.3.1})$$

Dónde:

γ_{dn} = Masa volumétrica seca del material en estado natural en el espécimen, (kg/m^3).

ω =Contenido de agua del espécimen, (%), obtenido en el laboratorio y usando la siguiente expresión:

$$w = \left(\frac{PH-PS}{PS} \right) X 100 \quad (\text{Ecuación 6.3.2})$$

PH = Peso húmedo.

PS =Peso seco.

γ_m = Masa volumétrica del material húmedo en el espécimen, (kg/m^3), obtenida a la vez por medio de la siguiente fórmula:

$$\gamma_m = \left(\frac{W_m}{V_m} \right) * 1000 \quad (\text{Ecuación 6.3.3})$$

Dónde:

W_m = Masa del espécimen sin parafina, (gr.), obtenida directamente en el laboratorio.

V_m = Volumen del espécimen, (cm^3), obtenida por medio de la siguiente expresión:

$$V_m = V_{mp} - V_p \quad (\text{Ecuación 6.3.4})$$

V_p = Volumen de la parafina que cubre el espécimen, (cm^3), empleando la siguiente expresión:

$$V_p = \frac{W_{mp} - W_m}{\gamma_p} \quad (\text{Ecuación 6.3.5})$$

Dónde:

W_{mp} = Masa del espécimen cubierto con parafina, (gr.), obtenida directamente en el laboratorio.

γ_p = Masa volumétrica de la parafina o de la mezcla de parafina y petrolato, ($gr./cm^3$), considerado como $0.97 gr./cm^3$

V_{mp} = Volumen del espécimen con parafina (volviendo a la ecuación 6.3.4), en cm^3 , determinado como:

$$V_{mp} = \frac{W_{mp} - W'_{mp}}{\gamma_o} \quad (\text{Ecuación 6.3.6})$$

W'_{mp} = Masa sumergida del espécimen cubierto con parafina, (gr.), obtenida directamente en el laboratorio.

γ_o = Masa volumétrica del agua, ($gr./cm^3$), considerada como $1 gr./cm^3$

Lo primero que se hizo antes de hacer los cálculos de las masas, fue determinar los contenidos de agua de cada uno de los tres especímenes. Es importante mencionar que la humedad natural del terreno varía según la ubicación de las muestras de suelo y debido a los factores climáticos tales como la temperatura, monto, duración y proximidad de lluvias (en: Mora Vences, 2002). El contenido de agua depende de la relación de vacíos. Las humedades que se obtuvieron de las muestras de suelo inalteradas y extraídas de la zona de deslizamiento son las que se presentan en la tabla 6.3.1.

No. DE POZO A CIELO ABIERTO	PESO HÚMEDO (gr.)	PESO SECO (gr.)	PORCENTAJE DE HUMEDAD (%)
PCA No. 1, un solo estrato	103.17	74.32	38.81
PCA No. 2, E1, Superior	104.29	77.97	33.76
PCA No. 2, E2, Inferior.	102.19	67.78	50.77

Tabla 6.3.1. Humedades obtenidas a partir de los estratos obtenidos en la zona de deslizamiento.

Las masas obtenidas de las muestras de suelo inalteradas de la zona de deslizamiento por el método en cuestión son las que se presentan en la siguiente tabla:

No. DE POZO A CIELO ABIERTO	MASAS		
	Wm (gr.)	Wmp (gr.)	W'mp (gr.)
PCA No. 1, un solo estrato	91.1	127.52	31.1
PCA No. 2, E1, Superior	90.93	110.29	35.88
PCA No. 2, E2, Inferior.	70.95	96.7	15.47

Tabla 6.3.2. Masas de suelo obtenidas en diferentes condiciones por el método de la parafina.

Y en la siguiente tabla se presentan los resultados de las masas volumétricas secas de las muestras de suelo inalteradas, correspondientes a los dos pozos a cielo abierto de la zona de deslizamiento, empleando el método de la parafina.

No. DE POZO A CIELO ABIERTO	MASA VOLUMÉTRICA HUMEDA (kg/m ³)	MASA VOLUMÉTRICA SECA (kg/m ³)
PCA No. 1, un solo estrato	1547.37	1114.67
PCA No. 2, E1, Superior	1669.94	1248.49
PCA No. 2, E2, Inferior.	1297.46	860.57

Tabla 6.3.3. Masas volumétricas seca y húmeda obtenidas por el método de la parafina.

6.3.1.- Interpretación de la información de la masa volumétrica seca del material en estado natural, por el método de la parafina, en muestras inalteradas

Observando La tabla 6.3.3, de las masas volumétricas que se obtuvieron con el método de la parafina podemos decir que estas tienen un peso volumétrico característico a la zona. En la tabla 6.3.1.1 se muestra una lista de los valores típicos de los pesos volumétricos y de algunas otras propiedades de varios suelos, en esta tabla el rango de valores para pesos volumétricos secos es de 430 a 1220 kg/m³ y para pesos volumétricos saturados (húmedos) el rango es de 1270 a 1770 kg/m³; comparando estos valores con los obtenidos se puede

observar que son muy parecidos, con lo cual podemos decir que estos son típicos de las arcillas, y corresponden a nuestro material. Al hacer una comparación más detallada se puede decir que de acuerdo a los valores obtenidos, a los materiales de la tabla 6.3.1.1 que más se acercan son a la **Arcilla blanda montmorillonítica**, **Arcilla blanda con poca materia orgánica**, y a la **Arcilla glacial blanda**; estos materiales coinciden o son muy parecidos a nuestro material en estudio el cual como ya se mencionó anteriormente es una **Arcilla inorgánica de alta plasticidad (CH)**.

Descripción	Porosidad (n)	Relación de vacíos (e)	Humedad (w)	Peso Volumétrico			
				g/cm ³		lb/pie ³	
				γ_d^b	γ_{sat}^a	γ_d	γ_{sat}
1. Arena uniforme, suelta	0.46	0.85	32	1.43	1.89	90	118
2. Arena uniforme, compacta	0.34	0.51	19	1.75	2.09	109	130
3. Mezclas de arena, sueltas	0.40	0.67	25	1.59	1.99	99	124
4. Mezclas de arena, compactas	0.30	0.43	16	1.86	2.16	116	135
5. Limo eólico (loes)	0.50	0.99	21	1.36	1.86	85	116
6. Morrena, granos muy mezclados	0.20	0.25	9	2.12	2.32	132	145
7. Arcilla glacial blanda	0.55	1.20	45	1.22	1.77	76	110
8. Arcilla glacial dura	0.37	0.60	22	1.70	2.07	106	129
9. Arcilla blanda con poca mat. Orgánica	0.66	1.90	70	0.93	1.58	58	98
10. Arcilla blanda con mucha mat. org.	0.75	3.00	110	0.68	1.43	43	89
11. Arcilla blanda montmorillonítica	0.84	5.20	194	0.43	1.27	27	80

Tabla 6.3.1.1. Porosidad, Relación de vacíos, y peso volumétrico de suelos típicos en estado natural. (Fuente: Información sacada de internet, escrito por Guillermo Arizpe Narro, Ingeniero Civil / Consultor. 2011. Relaciones volumétricas y gravimétricas de los suelos parte 1. [En línea]<<http://www.rentauningeniero.com/relaciones-volumetricas-y-gravimetricas-de-los-suelos-parte-1.html>>).

6.4.- DETERMINACIÓN DE LA GRAVEDAD ESPECÍFICA O PESO ESPECÍFICO RELATIVO DE LOS SÓLIDOS

La densidad relativa del material seco, se determinó empleando la siguiente expresión:

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

Dónde:

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

W_s = Masa del material secado al horno, (gr)

W_{fw} = Masa del matraz lleno de agua a la temperatura de prueba t_p , determinada gráficamente de la curva de calibración del matraz, en gramos, esta se determinó con las gráficas 5.3.5.1 de la sección 5.3.5 del capítulo 5 de estas tesis.

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

Para el caso que corresponde a este trabajo, los resultados arrojados son los que se presentan en la siguiente tabla:

No. De pozo a Cielo Abierto	PCA No. 1, un solo estrato	PCA No. 2, E1, Superior	PCA No. 2, E2, Inferior.
PRUEBA No.	1	2	3
Matraz No.	2	10	12
W_{fsw} (gr)	706.00	718.50	722.7
Temperatura (°C)	26.00	26.00	25
W_{fw}	676.49	688.08	692.94
Cápsula de evaporación No.	3B	3	B
Peso de la cápsula + Muestra seca (gr)	806.20	703.00	806.3
Peso de la cápsula (gr)	760	653	760
W_s (gr)	46.20	50.00	46.3
S_s (adimensional)	2.77	2.55	2.80

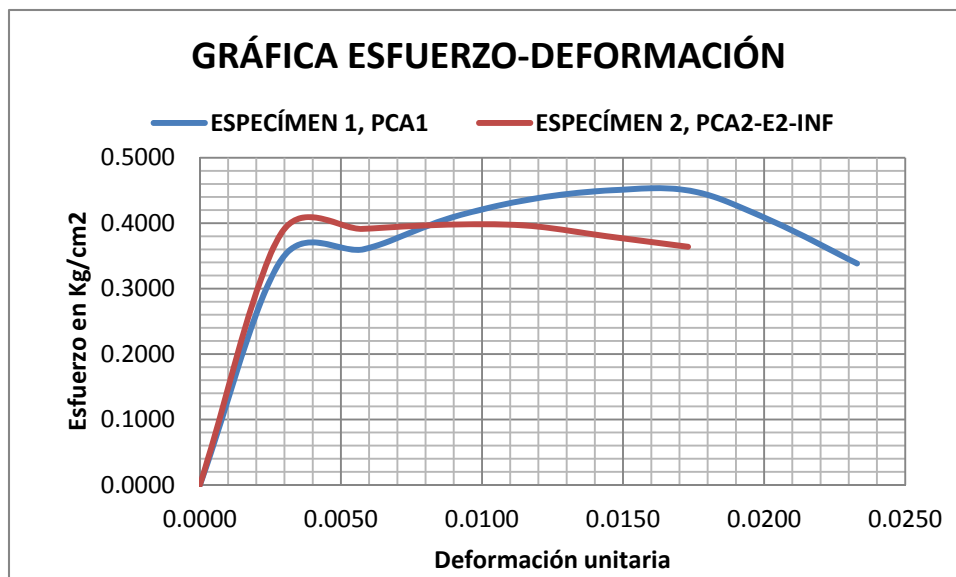
Tabla 6.4.1. Resultados obtenidos de la prueba de densidad de sólidos de los tres estratos analizados correspondientes a los dos pozos a cielo abierto.

6.4.1. Interpretación de la información de la gravedad específica o peso específico relativo de los sólidos

Las pruebas efectuadas en gran número de suelos de arcilla han indicado que el valor de S_s usualmente está comprendido en el intervalo de **2.5 a 2.9 con un valor promedio de aproximadamente 2.7** (Fuente: Información sacada de internet, escrito por Guillermo Arizpe Narro, Ingeniero Civil / Consultor. 2011. Relaciones volumétricas y gravimétricas de los suelos parte 1. [En línea]<<http://www.rentauningeniero.com/relaciones-volumetricas-y-gravimetricas-de-los-suelos-parte-1.html>>).

De acuerdo a lo escrito en el párrafo anterior y a los resultados de la S_s que aparecen en la tabla 6.4.1 se puede notar que los valores son muy parecidos, por lo que podemos decir que estamos en el rango correspondiente a las arcillas y por lo tanto se afirma que nuestros resultados son correctos.

6.5.- PRUEBA DE COMPRESIÓN SIMPLE



Gráfica 6.5.1. Gráficas esfuerzo deformación de los dos especímenes correspondientes a los dos pozos a cielo abierto.

Más que nada esta prueba sirvió para ver el comportamiento del suelo al aplicarle carga axial confinada a una muestra cilíndrica de suelo. Como se ha mencionado en la sección 5.3.6 del capítulo 5, para esta prueba y para la prueba triaxial rápida se emplearon dos especímenes cilíndricos que fueron obtenidos a partir de las muestras de material remoldeado, obtenidos a la vez de los dos pozos a cielo abierto.

6.5.1. Interpretación de la información de la Prueba de Compresión Simple

En la gráfica 6.5.1 podemos observar el comportamiento de los dos especímenes de suelo al aplicarle compresión simple, de la cual se puede ver que a medida que aumentan los esfuerzos, las deformaciones también van en ascenso; estas últimas aumentan en un ritmo mucho mayor que los esfuerzos, por lo cual quiere decir que el material es poco resistente a la compresión; A simple vista también se puede apreciar que el primer espécimen es el que posee mayor resistencia a la compresión, dándonos un valor máximo a **la compresión confinada de 0.4500 kg/cm²**, por lo que a partir de esta sección se enfocará más en esta muestra, en cuanto a procesamiento o interpretación de datos se refiera.

6.6.- PRUEBA TRIAXIAL RÁPIDA

Como se mencionó en la sección 5.3.7 del capítulo 5, esta prueba es de vital importancia ya que a través de esta se determina lo que es la **cohesión (C)** y el **ángulo de fricción interna (ϕ)** del suelo en estudio, necesarios para calcular la **capacidad de carga** del mismo, necesarios para el cálculo del **factor de seguridad (FS)** para la **estabilidad de taludes**.

Los resultados de la tabla 6.6.1 indican que los materiales analizados provenientes de los dos pozos abiertos presentan esfuerzos principales bajos de ruptura, con lo que quiere decir que en el sitio de estudio tenemos un suelo con resistencia baja.

MATERIAL QUE PASA LA MALLA No. 4	PRESIÓN DE CONFINAMIENTO σ_3 , en Kg/cm ²	ESFUERZO PRINCIPAL DE RUPTURA O ESFUERZO DESVIADOR ($\sigma_1 - \sigma_3$), en Kg/cm ²
PCA1	0.3	0.5438
	0.6	0.8638
	0.9	1.0096
PCA2-E2-INF	0.3	0.3356
	0.6	1.218
	0.9	0.987

Tabla 6.6.1. Resultados de la prueba triaxial rápida de los diferentes especímenes correspondientes a los dos pozos, sometidos a diferentes presiones de confinamiento.

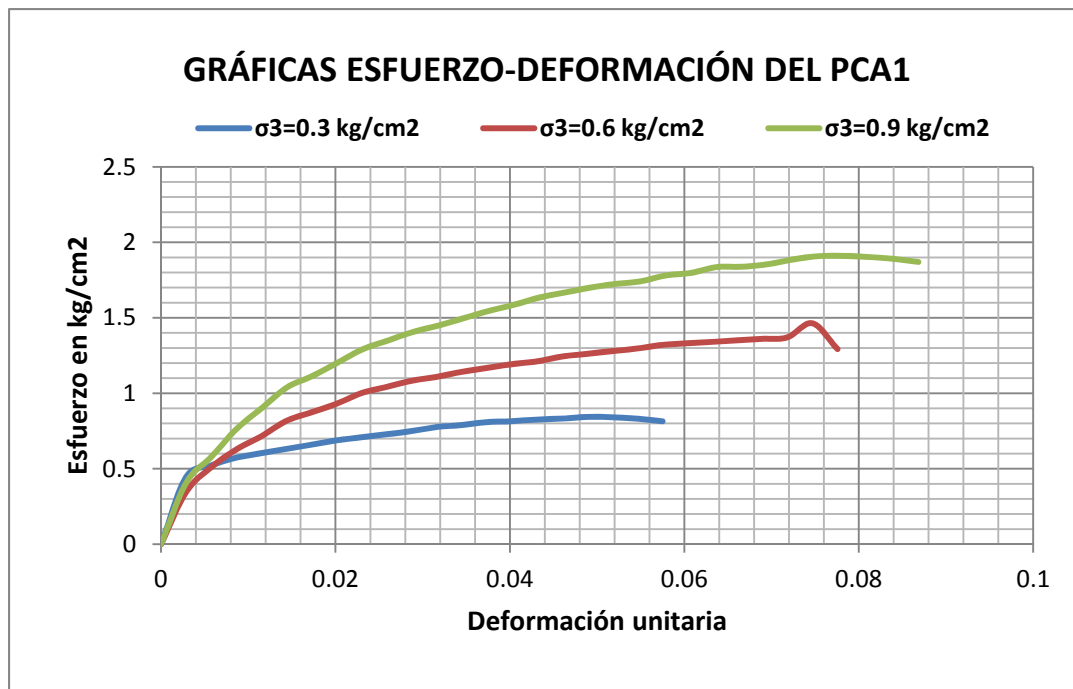
En las gráficas 6.6.1 y 6.6.2 se muestran las curvas esfuerzo-deformación de los diferentes especímenes correspondientes al PCA1 Y PCA2-E2-INFERIOR sometidos a los diferentes presiones de confinamiento.

También en las curvas de las dos gráficas se puede notar que los especímenes que presentan mayor resistencia son los que se sometieron a una presión de confinamiento de 0.9 kg/cm²; esto quizás fue porque a medida que se incrementa el valor de la presión de confinamiento lateral en el espécimen, esta contribuye a minimizar la deformación unitaria.

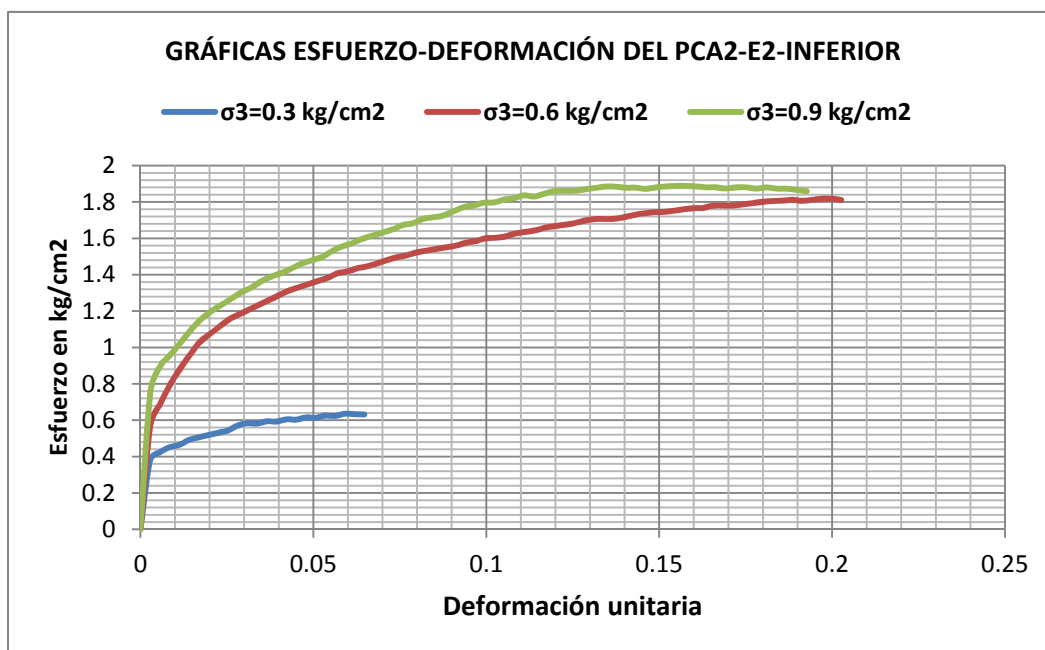
6.6.1.- Interpretación de la información de la Prueba Triaxial Rápida

Más que nada la interpretación que se le va a dar a la prueba Triaxial Rápida es sobre los resultados obtenidos del ángulo fricción interna y la cohesión del suelo en estudio.

El estado de esfuerzos de un elemento cualquiera del interior del espécimen puede representarse mediante el círculo de Mohr. Al trazar los círculos de Mohr, para cada una de las presiones de confinamiento, obtenemos el Ángulo de Fricción interna y la cohesión, necesarios para determinar el Factor de Seguridad de un talud y para el cálculo de la capacidad de carga de un terreno; estos círculos se trazaron tal y cual se indica en el manual de mecánica de suelos del octavo semestre de la carrera de ingeniería civil (UMSNH) correspondiente a esta prueba.



Gráfica 6.6.1. Curvas esfuerzo-deformación de cada uno de los especímenes correspondientes al PCA1 sometidos a diferentes presiones de confinamiento.



Gráfica 6.6.2. Curvas esfuerzo-deformación de cada uno de los especímenes correspondientes al PCA2-E2-INFERIOR, sometidos a diferentes presiones de confinamiento.

Los círculos de Mohr que se obtuvieron son los que aparecen en la gráfica 6.6.1.1, a partir de estos círculos se pudo determinar el **ángulo de fricción interna** y la **cohesión** de las muestras de material provenientes de los dos pozos a cielo abierto; estos resultados se resumen en la tabla 6.6.1.1. Los resultados obtenidos son totalmente aceptables ya que los suelos arcillosos tienen una cohesión alta, de 0.25 kg/cm^2 a 1.5 kg/cm^2 o más (los valores de la cohesión obtenidas son muy cercanos al valor o rango de partida); también de acuerdo a la tabla 6.6.1.2 los valores del ángulo de fricción obtenidas de cada una de las muestras entran en el rango de 0° a 15° , ya que se trata principalmente de arcillas suaves. Estos parámetros son propios de las arcillas.

CÁLCULO DE LA COHESIÓN Y EL ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA

