

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE QUERÉTARO
FACULTAD DE INGENIERÍA

MODELO EXPERIMENTAL DE TALUDES ESCALONADOS

TESIS

Que como parte de los requisitos para obtener el grado de

MAESTRO EN INGENIERÍA

Presenta

José Manuel Barrera Ramos

Dirigido por

Dr. Omar Chávez Alegría

Centro Universitario
Querétaro, Qro.
Mayo, 2014



Universidad Autónoma de Querétaro
Facultad de Ingeniería
Maestría en Ingeniería de Vías Terrestres

MODELO EXPERIMENTAL DE TALUDES ESCALONADOS

TESIS

Que como parte de los requisitos para obtener el grado de

Maestro en Ingeniería de Vías Terrestres

Presenta:

José Manuel Barrera Ramos

Dirigido por:

Dr. Omar Chávez Alegría

SINODALES

Dr. Omar Chávez Alegría

Presidente

Dr. Eusebio Jr. Ventura Ramos

Secretario

Dr. Saúl Antonio Obregón Biosca

Vocal

M. en C. José Arturo Aguado Manríquez

Suplente

M. en I. Domingo Gerardo Valencia Vallejo

Suplente

Dr. Aurelio Domínguez González

Director de la Facultad

Dr. Irineo Torres Pacheco

Director de Investigación y
Posgrado

Firma

Firma

Firma

Firma

Firma



Universidad Autónoma de Querétaro
Facultad de Ingeniería
Maestría en Ingeniería de Vías Terrestres

MODELO EXPERIMENTAL DE TALUDES ESCALONADOS

TESIS

Que como parte de los requisitos para obtener el grado de

Maestro en Ingeniería de Vías Terrestres

Presenta:

José Manuel Barrera Ramos

Dirigido por:

Dr. Omar Chávez Alegría

SINODALES

Dr. Omar Chávez Alegría

Presidente

Firma

Dr. Eusebio Jr. Ventura Ramos

Secretario

Firma

Dr. Saúl Antonio Obregón Biosca

Vocal

Firma

M. en C. José Arturo Aguado Manríquez

Suplente

Firma

M. en I. Domingo Gerardo Valencia Vallejo

Suplente

Firma

Dr. Aurelio Domínguez González

Director de la Facultad

Dr. Irineo Torres Pacheco

Director de Investigación y
Posgrado

Centro Universitario
Querétaro, Qro.
Mayo, 2014
México

RESUMEN

El movimiento de grandes volúmenes de tierra y la estructuración de taludes inestables durante la construcción de carreteras, provoca la erosión y deslave de tierras en los taludes de orillas de carretera. Este problema se agudiza principalmente en tiempo de lluvias, ya que en muchas ocasiones no existe una cubierta vegetal que proteja al suelo de los procesos erosivos ocasionados por el agua, el viento y la actividad antropogénica, aunado a esto, por su inclinación, el talud tiende a bajar el agua cuando llueve y por efecto de fuerzas gravitacionales, arrastran tierra, lodo y rocas sin que nada los detenga, invadiendo las carreteras, reduciendo el factor de seguridad de dicha estructura. Este trabajo tiene el objetivo de evaluar el comportamiento mecánico de taludes escalonados y demostrar que a consecuencia de construir escalones disminuyen las fuerzas motoras y aumenta el factor de seguridad, debido principalmente a la disminución del peso del talud y a la reducción de la velocidad de flujo en su superficie, facilitando en cada terraza el crecimiento de vegetación y el control de erosión superficial.

(Palabras clave: Factor de seguridad, erosión, talud, grado de saturación, cohesión).

SUMMARY

The movement of large amounts of land and structuring of unstable slopes during road construction causes soil erosion and landslides on the banks of the shore road. This problem is exacerbated mainly in the rainy season, since in many cases there is no vegetation cover that protects the soil from erosion caused by water, wind and anthropogenic activity, coupled with this, its inclination, the slope tends to lower the water when it rains and the effect of gravitational forces, drag dirt, mud and rocks with nothing to stop invading the roads, reducing the factor of safety of the structure.

This project has the goal of evaluating the mechanical behavior of stepped slope and demonstrates that build steps result of the driving forces decrease and increase the factor of safety, mainly due to weight reduction and the reduction of the slope of the flow rate at surface, providing in each step vegetation growth and control of surface erosion.

(Keywords: Factor of safety, erosion, cohesion, degree of saturation, slope).

DEDICATORIA

Con todo mi cariño y mi amor para las personas que hicieron todo en la vida para que yo pudiera lograr mis sueños, por motivarme y darme la mano cuando sentía que el camino se terminaba, a ustedes por siempre mi corazón y mi agradecimiento.

José Luis Barrera Gutiérrez y Oliva Ramos Aguilar

AGRADECIMIENTOS

Primero que nada quiero agradecer a Dios, por estar conmigo en cada paso que doy en la vida, por darme salud e iluminar mi mente y por haber puesto en mi camino a aquellas personas que me acompañaron durante todo el periodo de la maestría.

Con la mayor gratitud por los esfuerzos realizados para que yo lograré terminar mis estudios de posgrado siendo para mí la mejor herencia. A mi madre Oliva que es el ser más maravilloso de todo el mundo. Gracias por el apoyo moral, tu cariño y comprensión que desde niño me has brindado, por guiar mi camino y estar junto a mí en los momentos más difíciles.

A mi padre José Luis porque desde pequeño ha sido para mí un gran hombre maravilloso al que siempre he admirado. A quien por su dedicación y apoyo, por la fe que deposito en mí y por la grandeza de su ser. Gracias por guiar mi vida con energía, esto ha hecho que sea lo que soy.

A mis hermanas Ana y Angélica, mil palabras no bastarían para agradecerles su apoyo y su comprensión en los momentos difíciles, por compartir mis penas y mis alegrías, mis pequeñas victorias y dolorosos fracasos, siempre recibiendo de ustedes la palabra de aliento que me dio la fuerza para seguir luchando.

Al Dr. Omar Chávez Alegría, director de esta tesis, por haber dedicado su valioso tiempo en esta investigación, fue un honor haber realizado este trabajo bajo su dirección. Al Dr. Eusebio y al Dr. Saúl, los maestros, Arturo, Toño y Domingo por sus sugerencias y observaciones que contribuyeron al mejoramiento del presente trabajo.

Les agradezco a todas las personas, amigos y compañeros que con su colaboración y apoyo de forma directa e indirecta ayudaron a la realización de este trabajo, así como también al personal del laboratorio de Mecánica de Suelos, en especial a Hugo y Manuel por su amistad y ayuda.

Al consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACYT), por ser una institución que apoya el desarrollo profesional, académico y personal de los estudiantes.

ÍNDICE

RESUMEN	II
SUMMARY	III
DEDICATORIA	IV
AGRADECIMIENTOS	V
ÍNDICE	VI
ÍNDICE DE TABLAS	X
ÍNDICE DE FIGURAS	XII
1. INTRODUCCIÓN.....	1
1.1 Antecedentes	2
1.2 Justificación.....	5
1.2 Descripción del problema	6
1.3 Hipótesis.....	7
1.4 Objetivo general.....	7
1.5 Objetivos específicos	7
2. REVISIÓN DE LA LITERATURA	8
2.1 Estabilidad de taludes	8
2.1.1 Factores que influyen en la estabilidad de un talud	9
2.1.1.1 Erosión	9
2.1.1.2 Lluvia	10
2.1.1.3 Sismo	10
2.1.1.4 Características geológicas	11
2.1.1.5 Cargas externas	12
2.1.1.6 Excavaciones y/o rellenos	12
2.1.1.7 Condición de presión de poro y vaciado rápido	13
2.2 Fallas relacionadas a la estabilidad de taludes	14
2.2.1 Factores influyentes en la estabilidad de taludes.....	20
2.3 Métodos de análisis de estabilidad de taludes	21
2.3.1 Factor de seguridad	23
2.4 Métodos de equilibrio límite	26
2.4.1 Características de los métodos de equilibrio límite.....	27
2.4.2 Métodos de Dovelas	29

2.4.2.1	Método ordinario o de Fellenius.....	31
2.4.4.2	Método de Bishop.....	32
2.4.4.3	Método de Janbú	34
2.5	Agentes que intervienen en la erosión	36
2.6	Métodos de estabilización	39
2.6.1	Modificación de la geometría	39
2.6.2	Terraceo del talud	41
2.7	Control de la erosión en taludes carreteros	43
2.7.1	Papel de la vegetación en la estabilidad de taludes	43
2.7.1.1	Efectos de la vegetación sobre el talud	46
2.7.1.2	Efectos hidrológicos de la vegetación.....	48
2.7.1.2.1	Interceptación de la lluvia.....	49
2.7.1.2.2	Retención de agua	49
2.7.1.2.3	Acumulación de agua.....	50
2.7.1.2.4	Goteo o Flujo por el Follaje.....	51
2.7.1.2.5	Evapotranspiración	51
2.7.2	Estabilidad de taludes con vegetación.....	51
2.8	Efecto del agua.....	52
2.8.1	El ciclo hidrológico y su influencia en derrumbes.....	53
2.8.1.1	Secuencia hidrológica del proceso de inestabilización	53
2.9	Suelos residuales.....	55
2.9.1	Deslizamiento en suelos residuales	56
2.9.2	Fallas de cortes en taludes.....	58
2.9.3	Análisis de deslizamientos en suelos residuales	59
2.9.4	Superficies preferenciales de falla	62
3.	MODELACIÓN HIDRAULICA.....	65
3.1	Aplicación y aporte de los modelos hidráulicos.....	65
3.2	Teoría de modelos	66
3.3	Análisis dimensional.....	70
3.4	Similitud	70
3.4.1	Ley de similitud de Froude	74
3.5	Efectos de escala.....	76
4.	METODOLOGÍA	77

4.1	Zona de estudio.....	77
4.2	Caracterización y clasificación del suelo.....	78
4.2.1	Límites de Atterberg	78
4.2.2	Densidad de sólidos	79
4.2.3	Granulometría.....	79
4.3	Resistencia al esfuerzo cortante	80
4.3.1	Pruebas de compresión triaxial.....	80
4.3.1.1	Muestras compactadas.....	81
4.3	Consolidación unidimensional	83
4.4	Compactación	85
4.5	Modelación analítica.....	86
4.4.1	Modelación analítica mediante el Slide 5.0.....	87
4.5	Dimensionamiento del modelo	95
4.5.1	Descripción del modelo	97
4.6	Construcción del área de experimentación	99
4.6.1	Construcción del simulador de lluvia	102
4.6.1.1	Sistema hidráulico.....	104
4.6.1.2	Estructura metálica	105
4.6.2	Calibración del simulador de lluvia	106
4.6.3	Determinación de intensidades para experimentación.....	113
4.6.4	Experimentación	115
4.6.4.1	Preparación del material.....	115
4.6.4.2	Construcción de los modelos	118
4.6.4.3	Simulación de lluvia	122
5.	RESULTADOS Y DISCUSION	126
5.1	Caracterización y clasificación del suelo utilizado	126
5.2	Pruebas con odómetro del limo de alta compresibilidad (MH).....	128
5.3	Pruebas triaxiales.....	129
5.3.1	Prueba Triaxial No consolidad-No drenada (UU) para determinar la envolvente de falla, la cohesión y el ángulo de fricción.....	129
5.4	Prueba proctor estándar.....	133
5.5	Modelación analítica.....	134
5.6	Experimentación	140

6. CONCLUSIONES.....	144
7. RECOMENDACIONES.....	147
8. LITERATURA CITADA	148

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla		Página
2.1	Número de muertes reportadas mundialmente causa de deslizamiento	19
2.2	Factores influyentes en la inestabilidad de los taludes	21
2.3	Factores mínimos sugeridos por la FHWA	25
2.4	Factores mínimos sugeridos por la AASHTO	25
2.5	Métodos de análisis de estabilidad de taludes	28
2.6	Resumen de los métodos y suposiciones	29
3.1	Componentes geométricos, cinemáticos y dinámicos en la modelación hidráulica	75
4.1	Propiedades índice de muestras compactadas	82
4.2	Coordenadas del perfil del talud de 10°	87
4.3	Dimensiones de escalones para un talud con ángulo de inclinación de 10°	90
4.4	Parámetros de resistencia del suelo a diferentes grados de saturación utilizados para el cálculo de estabilidad de taludes	93
4.5	Escalas de traslación según la Ley de Froude	96
4.6	Escala de relación modelo prototipo	96
4.7	Características del simulador de lluvia	102
4.8	Intensidades promedio obtenidas de simulaciones para diferentes presiones	112
4.9	Periodos de retorno de acuerdo a las características del puente por diseñar	113

4.10	Intensidades correspondientes a diferentes duraciones para un periodo de retorno de 100 años	114
5.1	Propiedades geotécnicas del suelo del municipio de Amealco de Bonfil, Querétaro	126
5.2	Datos de la curva de compresibilidad	128
5.3	Prueba triaxial (UU) del suelo ensayado con $G_w = 75\%$	130
5.4	Parámetros mecánicos del suelo con $G_w = 75\%$	131
5.5	Comportamiento de los parámetros de resistencia del suelo con la variación del grado de saturación	131
5.6	Datos utilizados para el cálculo de estabilidad de taludes de pendiente constante y escalonados	134
5.7	Resultados obtenidos en función del volumen de lluvia simulada en el talud de pendiente constante	140
5.8	Resultados obtenidos en función del volumen de lluvia simulada en el talud escalonado	141
5.9	Valores de sedimentos contenidos en el volumen llovido en ambos modelos	141

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura		Página
2.1	Nomenclatura de taludes y laderas	8
2.2	Variación de la geometría del talud debido a la erosión	10
2.3	Talud sometido a lluvia	10
2.4	Fuerzas debidas a la gravedad y fuerzas provocadas por sismos	11
2.5	Características geológicas que pueden provocar la falla de un talud	11
2.6	Sobrecarga en la corona del talud	12
2.7	Excavación al pie del talud	13
2.8	Vaciado rápido	13
2.9	Fuerzas de filtración generadas por el cambio de nivel en el embalse	14
2.10	Esquema de un proceso de creep	15
2.11	Superficie de falla de base	16
2.12	Superficie de falla al pie del talud	16
2.13	Superficie de falla local	16
2.14	Deslizamiento de traslación en la vía Tijuana-Ensenada (México)	17
2.15	Formación de un flujo de residuos en una ladera de alta pendiente	17
2.16	Bloque sobre plano inclinado a un ángulo ψ de la horizontal y diagramas de fuerzas	24
2.17	Métodos de análisis de estabilidad de taludes	27

2.18	Esquema de un sistema típico de análisis con tajadas o dovelas	30
2.19	Fuerzas que actúan sobre una dovela en los métodos de dovelas	30
2.20	Fuerzas que actúan sobre una dovela en el método ordinario o de Fellenius	32
2.21	Esquema de fuerzas sobre una dovela en el método de Bishop simplificado	33
2.22	Superficie de falla propuesta por Janbú y las fuerzas sobre una dovela de suelo	34
2.23	Diagrama para determinar el factor f_0 para el método de Janbú	35
2.24	Métodos para aumentar el factor de seguridad de taludes en suelos	39
2.25	Estabilización por conformación del talud y bermas	41
2.26	Caminos de bajo impacto comparados con los de alto impacto	44
2.27	Efectos de la vegetación sobre la estabilidad de un talud	48
2.28	Esquema del efecto de la vegetación sobre el modelo hidrológico subsuperficial	50
2.29	Modelación por elementos finitos de la disminución del factor de seguridad durante un evento lluvioso	54
2.30	Fotografía aérea del deslizamiento del talud	57
2.31	Vista panorámica de la destrucción de viviendas y de los deslizamientos inducidos tras la ocurrencia de un terremoto	58
2.32	Tipos de deslizamiento en suelos residuales	60

2.33	Opciones de análisis de taludes en suelos residuales	61
4.1	Ubicación de la zona de estudio, Amealco de Bonfil, Querétaro	77
4.2	Extracción de muestra inalterada	78
4.3	Molde para elaboración de probetas	81
4.4	Muestras compactadas a diferentes grados de saturación	82
4.5	Consolidómetro donde se realizó la prueba	84
4.6	Prueba proctor estándar	85
4.7	Interfaz del Slide 5.0	86
4.8	Coordenadas de los puntos del perfil del talud	88
4.9	Perfil del talud introducido	88
4.10	Taludes con diferentes ángulos de inclinación	89
4.11	Conformación de un talud escalonado	89
4.12	Perfiles de taludes escalonados con valor de huella de 1m mediante el software Slide 5.0	91
4.13	Selección del método para el cálculo de estabilidad	91
4.14	Rejilla para la localización de círculos de falla	92
4.15	Definición de las propiedades del material	93
4.16	Factor de seguridad mínimo obtenido mediante el software Slide 5.0	94
4.17	Corte transversal de la parcela de experimentación de talud de pendiente constante	97
4.18	Corte transversal de la parcela de experimentación de talud escalonado	97

4.19	Corte transversal de la parcela de experimentación de talud escalonado con vegetación	98
4.20	Ubicación del área de experimentación	99
4.21	Distribución de parcelas de experimentación	100
4.22	División por muros de tabicón	100
4.23	Membrana de polietileno	101
4.24	Coladera para recolección volumen escurrido	101
4.25	Bosquejo general del simulador de lluvia	103
4.26	Sistema hidráulico	104
4.27	Instalación del sistema hidráulico	105
4.28	Estructuras metálicas	105
4.29	División de áreas para el proceso de calibración	106
4.30	Colocación de recipientes para captación de volumen llovido	107
4.31	Calibración de simulador de lluvia	108
4.32	Presión de 0.5 kg/cm ²	109
4.33	Presión de 1.0 kg/cm ²	109
4.34	Presión de 1.5 kg/cm ²	110
4.35	Presión de 2.0 kg/cm ²	110
4.36	Presión de 2.5 kg/cm ²	111
4.37	Presión de 2.9 kg/cm ²	111
4.38	Curva de calibración del simulador de lluvia	113
4.39	Cribado de material mediante malla #40	115

4.40	Rodillo compactador para disgregado de material	116
4.41	Material que pasa la malla #40	116
4.42	Adición de agua al suelo	117
4.43	Empleo de minicargador para homogenizar el material	117
4.44	Material con su contenido óptimo de agua	118
4.45	Colocación de capas de suelo en las parcelas	119
4.46	Compactación de suelo	119
4.47	Conformación de talud de pendiente constante	119
4.48	Labrado de escalón en el talud	120
4.49	Dimensionamiento de los escalones	120
4.50	Talud escalonado	121
4.51	Acabado final de los modelos	121
4.52	Simulación de lluvia en los modelos	122
4.53	Obtención del contenido de agua mediante el sensor de humedad	123
4.54	Medición de escurrimiento de talud escalonado	123
4.55	Medición de escurrimiento de talud de pendiente constante	124
4.56	Muestras de volumen llovido en ambos modelos	124
4.57	Muestras colocadas en recipientes de porcelana	125
4.58	Muestras introducidas al horno	125

5.1	Carta de plasticidad según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos	127
5.2	Curva de compresibilidad obtenida del limo de alta compresibilidad (MH)	129
5.3	Círculos de Mohr del suelo ensayado con $G_w = 75\%$	130
5.4	Ángulo de fricción interna vs Grado de saturación	132
5.5	Cohesión vs Grado de saturación	132
5.6	Curva de compactación del suelo ensayado	133
5.7	Comportamiento del factor de seguridad respecto al grado de saturación del suelo	135
5.8	Comportamiento del factor de seguridad respecto a la huella del escalón con un $G_w = 75\%$	136
5.9	Comportamiento del factor de seguridad respecto a la huella del escalón con un $G_w = 95\%$	137
5.10	Factores de seguridad para un talud de 40° de inclinación	138
5.11	Factores de seguridad para un talud de 40° variando el valor de huellas	139
5.12	Erosión en el talud de pendiente constante	142
5.13	Arrastre de sedimentos en el talud de pendiente constante	142
5.14	Escalones después de simulación de lluvia	143

1. INTRODUCCIÓN

Las laderas naturales y los taludes artificiales pueden encontrarse en condiciones potencialmente inestables, de manera que los deslizamientos se inicien ante el efecto de factores internos que reducen la resistencia de los materiales y de factores externos que ocasionan un incremento en los esfuerzos o en acciones actuantes.

Existen dos tipos de fuerza que actúan en cualquier tipo de deslizamiento: las motoras y las resistentes. Las fuerzas motoras se originan por el peso del material que conforma el cuerpo de una ladera o talud y por el peso de cualquier sobrecarga que se coloque en la parte alta de ellos, como construcciones y terraplenes. Las fuerzas resistentes son el resultado de la resistencia “in situ” de los materiales que conforman las laderas o los taludes.

Durante y posteriormente a la construcción de una infraestructura lineal, se modifican las condiciones originales medioambientales del entorno. A causa de estas modificaciones del entorno empeora la calidad del suelo y se elimina la vegetación, incrementándose la escorrentía superficial y los procesos de erosión hídrica, alterando permanentemente el equilibrio de los suelos, lo que puede provocar efectos adversos sobre la diversidad biológica tanto dentro como fuera de la obra. En cambio, a pesar de los efectos adversos que origina en el entorno la construcción de infraestructuras lineales, su planificación, conservación, mantenimiento y diseño sigue siendo una gran desafío para la ciencia y la sociedad (Forman, 1998).

Esta perturbación del medio, puede ocasionar numerosos impactos adversos. Los impactos derivados de la construcción de infraestructuras lineales se pueden clasificar en dos tipologías: por un lado, impactos en el funcionamiento hidrológico y geomorfológico del paisaje, y por el otro, impactos en el funcionamiento del ecosistema y en la diversidad biológica.

La presencia de lluvias excesivas es un mecanismo detonador importante de inestabilidad en el contexto de los desastres naturales. La inestabilidad de laderas y taludes está determinada, tanto en su origen como en su desarrollo, por diferentes mecanismos, como caídos, derrumbes, flujo, deslizamientos, expansiones o desplazamientos laterales; haciendo que mecanismos iniciales del movimiento se transformen en otro u otros mecanismos más complejos, que requieran de un

mayor número de estudios de campo, de laboratorio y de modelos matemáticos para evaluar su estabilidad.

En México, durante épocas de lluvia ocurren deslizamientos de talud en algunas de las autopistas y caminos más importantes del país, estos deslizamientos causan pérdidas de vidas humanas e importantes trastornos económicos. Las fallas en taludes durante periodos prolongados de infiltración, son atribuidas al avance del humedecimiento dentro del talud, ya que la resistencia al esfuerzo cortante disminuye debido a la succión (Mora y Rojas, 2009).

Dentro de la República Mexicana existen regiones que son muy susceptibles a sufrir problemas de deslizamientos, debido a que reúnen cuatro de los elementos más importantes que pueden provocar su ocurrencia, como son: el relieve, la sismicidad, la meteorización y las lluvias intensas. Los desprendimientos de bloques ocurren comúnmente en taludes verticales o casi verticales en suelos débiles a moderadamente fuertes y en macizos rocosos fracturados, donde generalmente, antes de la falla, ocurre un desplazamiento que puede ser identificado por la presencia de grietas de tensión.

1.1 Antecedentes

Taludes escalonados (terrazas), son estructuras geométricas que se generan a partir de secciones compuestas construidas por el hombre para diferentes propósitos, entre ellos, el establecer zonas de cultivo con pendientes adecuadas para tal propósito y evitar así la erosión de materiales debido a que disminuyen la velocidad de escorrentía en su superficie, estos suelen estar compuestos además por diferentes tipos de materiales. Debido a su importancia histórica y estética, como ya se planteó, son un recurso para la agricultura y el turismo, sin embargo, son también un apoyo para la conservación de tierras.

Gardner y Gerard (2003) afirman que las laderas con terrazas están ampliamente distribuidas en el mundo desde la antigüedad, tanto para fines estéticos como productivos. Además, Zornoza *et al.* (2000) consideran a las terrazas como estructuras de suelo antropogénicas debido a las características humanas y los cambios de forma de relieve. En cambio Matsuno *et al.*

(2006) manifiestan que las terrazas entorpecen de manera significativa el suelo y la conservación del agua.

Por otro lado, Berilgen (2007) expresa que la estabilidad de un talud depende de su geometría, las propiedades del suelo y de las fuerzas a las que se está sometido internamente y externamente. La presión de poro y la presión de las aguas superficiales son ejemplos de estas fuerzas internas y externas que pueden tener consecuencias tanto desde puntos de vista, hidrostáticos como hidrodinámicos en la estabilidad de los taludes.

Shih-Kai Chen *et al.* (2012) por su parte, establecen que los principales determinantes de la erosión del suelo son la topografía, la textura del suelo, los patrones de precipitaciones, la cubierta vegetal y el uso de la tierra. Asimismo Fox y Rorke (1999) determinan que la pendiente del terreno es un factor muy importante, ya que de ésta depende la intensidad de la erosión del suelo.

Aunque la mayor de la literatura sobre las terrazas se centra en los aspectos del paisaje, los estudios sobre los suelos en terrazas son relativamente escasos, tal es el caso de Stanchi *et al.* (2011). Estos autores realizaron un estudio que se centró en unas pocas regiones del sur de España, resultando que las características del sustrato, la morfología y el suelo mostraron una notable heterogeneidad, pero se presentaron algunos puntos en común, tales como la pérdida de la fertilidad y la calidad del suelo cuando el mantenimiento de la terraza no es eficiente, con un aumento repentino de erosión y la pérdida de suelo debido al abandono.

Numerosos modelos han sido desarrollados para cuantificar y predecir la erosión del suelo, tal es el caso de Wischmeier y Smith (1978) que proponen la ecuación universal de pérdida de suelo (USLE) que es un modelo frecuentemente utilizado para determinar las zonas de riesgo de la erosión.

Por otro lado, León (2001) establece que debido a la construcción de carreteras, se generan a lo largo de ellas superficies expuestas de materiales del suelo y del subsuelo con pendientes fuertes e inicialmente desprovistas de cualquier tipo de vegetación; así, los taludes son áreas altamente vulnerables a la erosión hídrica y sobre todo a súbitos movimientos en masa. Además, según Suárez (2001), la conformación es una de las técnicas más utilizadas para garantizar la estabilidad de un talud especialmente en carreteras. La conformación de un talud puede incluir los siguientes procedimientos:

- Tender el talud para disminuir la pendiente.
- Formar a la superficie del talud incluyendo pendientes, bermas, curvatura, etcétera.
- Construir escalones para generar varios niveles de talud.
- Manejar las aguas de escorrentía incluyendo cunetas, torrenteras y estructuras de entrega de las aguas recolectadas.
- Proteger la superficie del terreno mediante vegetación.

Asimismo, Suárez (2001) expone que en taludes de más de cinco metros de altura se recomienda construir escalones intermedios de 1 a 2 m de ancho cada 5 m como máxima altura entre ellas; dichos escalones deben tener fuerte pendiente lateral (5%) para facilitar el drenaje y evitar desbordamientos.

Al respecto de lo anterior, el efecto de la vegetación sobre la estabilidad de los taludes ha sido muy debatido en los últimos años. Sin embargo, la experiencia ha demostrado el efecto positivo de la vegetación, como lo menciona Kangas (2003) las técnicas de ingeniería ecológica enfatizan el uso de sistemas autosostenibles y efectivos, en particular plantas y materiales vegetales, para proteger los taludes de la erosión y mejorar su estabilidad, como alternativa o complemento a ciertas soluciones adoptadas.

Además, en la literatura están presentes sugerencias para la planificación y mantenimiento de las áreas en terrazas, por ejemplo Lesschen *et al.*, (2008) propusieron dos opciones de mitigación: el mantenimiento de suelo después de los eventos extremos de precipitación y la revegetación con especies nativas, para evitar la erosión y para mejorar el drenaje. Tal como Norris *et al.*, (2008) establecen que para estabilizar una ladera en contra de deslizamientos superficiales, la vegetación se puede utilizar por medio de sistemas de raíz de la planta para fijar al suelo contra la acción del deslizamiento.

Por otro lado, Rico y Del Castillo (1992) manifiestan que para suelos cohesivos, el escalonamiento tiene el objetivo de transformar el talud en una combinación de varios otros de altura menor, mientras que para suelos con resistencia cohesiva y friccionante el escalonamiento tiene la misión de provocar un abatimiento, recoger caídos y colectar el agua por el contrario, son funciones secundarias. Asimismo establecen que el escalonamiento queda definido por el ancho de los escalones, la distancia vertical entre ellos y por el ángulo de los taludes intermedios.

El motivo de la presente investigación, es el establecer parámetros para encontrar reglas fijas para proyectar el escalonamiento en taludes, es decir, definir la geometría adecuada para cada tipo de suelo ensayado en el modelo, así como también analizar el crecimiento de vegetación nativa de la región como método de protección contra la erosión superficial en cada terraza construida, igualmente se revisará el costo que genera esta técnica para realizar una comparativa con los distintos métodos mecánicos para corregir fallas en taludes teniendo un panorama más amplio para poder seleccionar el más adecuado dependiendo del caso particular con que se cuente.

1.2 Justificación

El diseño, construcción y mantenimiento de las carreteras en México se desarrolla en un complejo escenario conformado por una difícil topografía aunada a una geología con abundantes zonas inestables y las acciones de los sismos, tormentas tropicales y hasta huracanes. El reto se dificulta en extremo por las restricciones económicas que con frecuencia conllevan a adoptar especificaciones y soluciones de construcción inadecuadas, algunas de las cuales eventualmente se transforman en problemas de comportamiento de las carreteras, como interrupciones al tránsito y accidentes. Los riesgos en las carreteras se pueden jerarquizar con distintos criterios, el generado por la erosión y la inestabilidad de los taludes carreteros son los principales, sin duda la erosión es el mayor, pero en ambos fenómenos se puede señalar como el origen a la inadecuada inclinación con que se han cortado las laderas y que se dejan con escasa o ninguna acción de estabilización, siempre con el propósito de reducir el costo de la construcción.

La Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT), destina una gran cantidad de recursos económicos a lo concerniente a la conservación y mantenimiento de las carreteras por problemas de derrumbes y caídos, originados principalmente por el agua, debido a que la mayoría de los deslizamientos ocurren después de lluvias fuertes o durante periodos lluviosos, con la presente investigación se pretende hacer una comparación del costo que generaría realizar un modelo de taludes escalonados contra los costos actuales de mantenimiento y verificar si es viable su aplicación, además de que se experimentará con dos diferentes tipos de suelo, también se analizará el efecto que tiene la vegetación sobre los escalones construidos en el modelo experimental.

1.2 Descripción del problema

Uno de los principales problemas del derrumbe de taludes tiene origen en las características del trazado de las carreteras y principalmente en el diseño particular de los taludes generados en ellas, el primero tiene que ver con carreteras en cuyo trazado se ha hecho caso omiso de los ecosistemas que se alteran y los materiales geológicos subyacentes, factores que en conjunto ocasionan serios problemas de mantenimiento por su incremento en la potencialidad para producir focos erosivos (León 2001). Con respecto al diseño de taludes, el problema radica principalmente en analizar la necesidad de definir criterios de estabilidad de taludes, es decir, cuál será la inclinación adecuada en un corte o en un terraplén; la mayoría de las veces la más apropiada será la más escarpada que se sostenga sin caerse (Rico y Del Castillo 1992). Además de lo anterior, se debe considerar que regularmente se deja guiar por el costo económico inicial al construir taludes en carreteras; sin embargo, es necesario tomar en cuenta que actualmente, en México, no se cuenta con información referente a la factibilidad técnica y económica asociada a la construcción de taludes en terrazas, por lo que es necesario realizar un análisis en ambos sentidos, con la finalidad de establecer los criterios técnicos que se deberán de tomar en cuenta en la construcción de estos elementos.

Aunado a esto, la responsabilidad en este tipo de trabajos es muy amplia pues la falla de los taludes no sólo es catastrófica para la estructura de las carreteras sino para el entorno en general, pues se desplazan miles y en ocasiones millones de metros cúbicos de suelo y rocas llegando a alterar las condiciones iniciales de los ecosistemas y con ello, la flora y fauna nativas de la región, esto produce un tremendo impacto ambiental, en el que los geotecnistas deberían trabajar en conjunto con profesionales en otras áreas como los geólogos y ambientalistas, ya que cada uno tiene su esfera de acción y sus limitaciones en conocimientos, asimismo los taludes, por su inclinación, tienden a bajar el agua cuando llueve y por efecto de fuerzas gravitacionales, arrastran tierra, lodo y rocas sin que nada lo detenga, invadiendo las carreteras, reduciendo el factor de seguridad de dicha estructura.

Con base en lo anterior, es necesario analizar la factibilidad técnica del método de taludes escalonados para implementarse en las vías terrestres en nuestro país basándonos en un estudio de factibilidad, además debemos considerar el aporte estético que se generaría al presentar una imagen diferente a nuestras carreteras.

1.3 Hipótesis

La disminución de las fuerzas motoras, como consecuencia de construir taludes escalonados, aumenta el factor de seguridad, debido principalmente a la disminución del peso del talud y a la reducción de la velocidad de flujo en su superficie, facilitando en cada terraza el crecimiento de vegetación y el control de erosión superficial.

1.4 Objetivo general

Definir la geometría del sistema de taludes escalonados, que genere el factor de seguridad mayor al de la falla incipiente generalizada, ya sea por falla al pie del talud, falla de base o falla local, además de relacionar los aspectos económicos en la implementación de dicho sistema, así como también emitir las recomendaciones para su construcción, con base en los resultados obtenidos para cada tipo de suelo modelado.

1.5 Objetivos específicos

- Realizar una comparativa económica entre la construcción de taludes de pendiente constante y taludes escalonados.
- Emitir recomendaciones para la construcción del sistema de taludes escalonados
- Estudiar el efecto que tiene la vegetación nativa de la región en cada terraza construida.
- Analizar la mejor solución para el desalojo de flujo superficial.
- Analizar la factibilidad técnica de la implementación de taludes escalonados.

2. REVISIÓN DE LA LITERATURA

En este capítulo se presenta una revisión bibliográfica de aquellos temas más directamente relacionados con el trabajo desarrollado o que enmarcan los puntos fundamentales utilizados o expuestos en él, en lo que se refiere a la descripción, diseño y construcción de taludes escalonados.

2.1 Estabilidad de taludes

Se define como talud a una masa de suelo con una superficie externa inclinada con respecto a la horizontal. Cuando el talud se forma de manera natural, sin la intervención del hombre, se denomina ladera natural o ladera (Figura 2.1a). Cuando la inclinación en la masa de suelo es generada por la intervención de la actividad humana, excavaciones o rellenos, se denomina talud (Figura 2.1b), Rico y Del Castillo (1992).

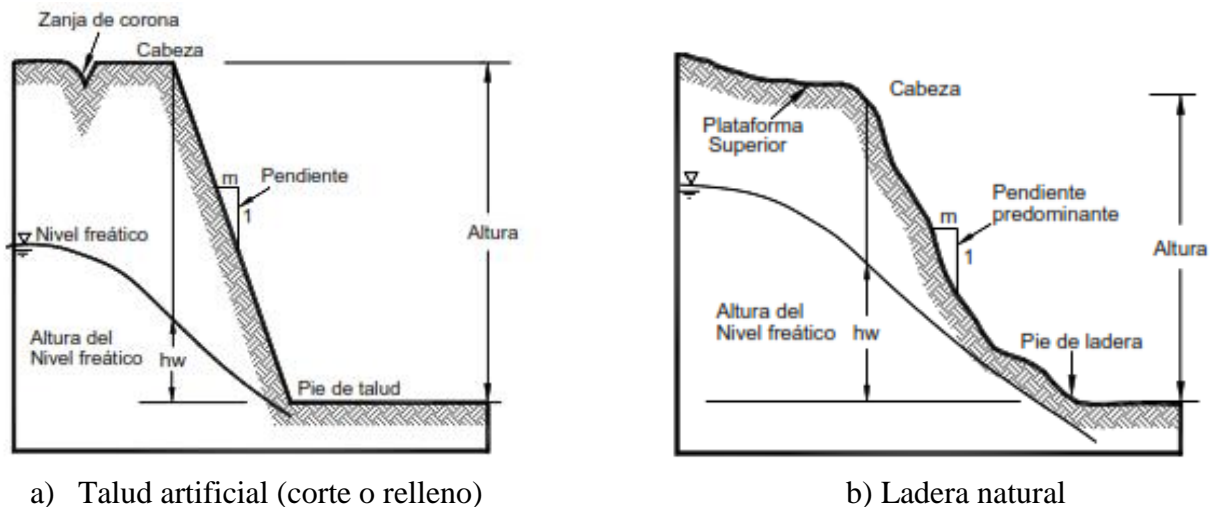


Figura 2.1 Nomenclatura de taludes y laderas

Fuente: (Suárez, 2001)

La falla de un talud se presenta tanto en laderas naturales como en los construidos por el hombre, muchos de los proyectos de ingeniería resultan afectados o afectan la estabilidad de taludes al producir modificaciones en la topografía, condiciones de flujo de agua, pérdida de resistencia, cambios en el estado de esfuerzos, por mencionar solo algunos factores.

En este caso, la finalidad de los análisis de estabilidad de taludes es estimar la posibilidad de falla de estos al provocarse un deslizamiento de la masa de suelo que lo forma, buscando que el diseño de excavaciones y rellenos que den lugar a un talud o afecten la estabilidad de una ladera se realicen de forma segura y económica.

El análisis convencional de estabilidad de taludes en dos dimensiones busca determinar la magnitud de las fuerzas o momentos actuantes (que provoquen el movimiento) y determinar la magnitud de las fuerzas o momentos resistentes (que se opongan al movimiento) que actúan en los suelos que forman a talud.

Para lograr lo anterior se calcula la relación entre las fuerzas o momentos resistentes y las fuerzas o momentos actuantes obteniendo un factor de seguridad que está afectado por las incertidumbres de los parámetros que le dieron origen, por lo cual, a todo factor de seguridad intrínsecamente va ligado un grado de incertidumbre.

2.1.1 Factores que influyen en la estabilidad de un talud

La falla de un talud o ladera se debe a un incremento en los esfuerzos actuantes o a una disminución de resistencia al esfuerzo cortante del suelo. Esta variación, por lo general, es originada por efectos naturales y actividades humanas.

De acuerdo a Budhu (2011) los factores principales que afectan la estabilidad de una ladera o talud son:

2.1.1.1 Erosión

El agua y el viento afectan continuamente a los taludes erosionándolos. La erosión modifica la geometría del talud y por tanto los esfuerzos a los que está sometido, generándose un talud diferente al inicialmente analizado o en una modificación de las condiciones originales, Figura 2.2.

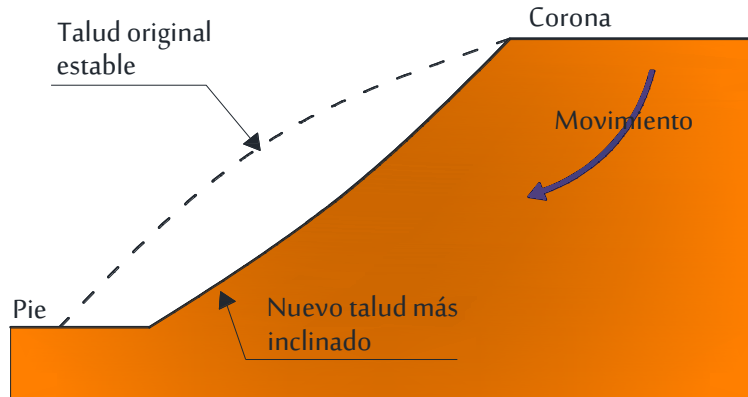


Figura 2.2 Variación de la geometría del talud debido a la erosión

Fuente: (Budhu, 2011)

2.1.1.2 Lluvia

Durante el periodo de lluvias, los taludes se ven afectados al saturarse los suelos que los forman, provocando un aumento de peso de la masa, una disminución en la resistencia al esfuerzo cortante y la erosión de la superficie expuesta. Al introducirse agua en las grietas que contengan el talud se origina un incremento en las fuerzas actuantes o aparición de fuerzas de filtración, pudiendo provocar la falla del mismo, Figura 2.3.

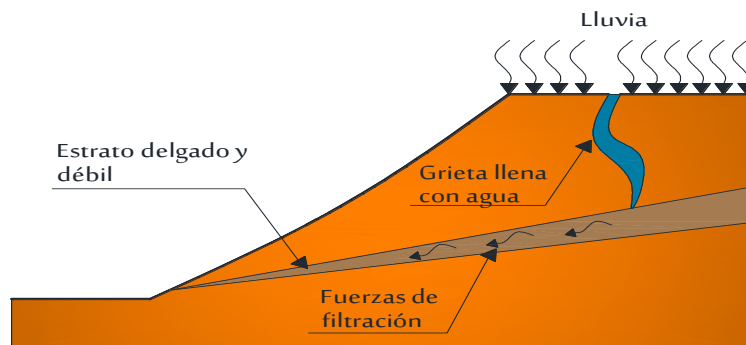


Figura 2.3 Talud sometido a lluvia

Fuente: (Budhu, 2011)

2.1.1.3 Sismo

Los sismos suman fuerzas dinámicas a las fuerzas estáticas actuantes a las que está sometido un talud, provocando esfuerzos cortantes dinámicos que reducen la resistencia al

esfuerzo cortante, debilitando al suelo. Un aumento en la presión de poro en taludes formados por materiales granulares genera que estos, se comporten como fluidos viscosos este fenómeno es conocido como licuefacción, Figura 2.4.

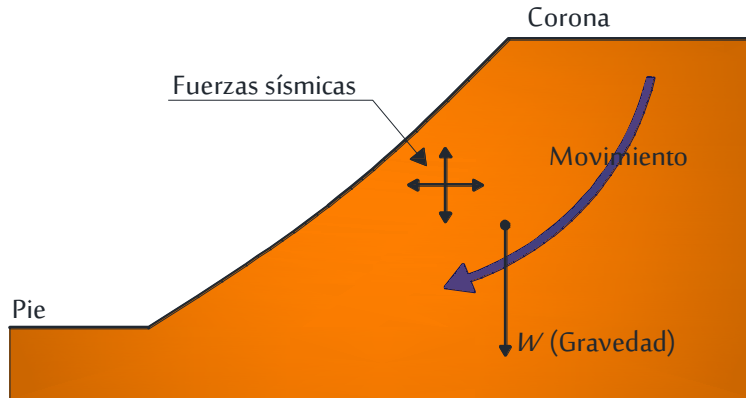


Figura 2.4 Fuerzas debidas a la gravedad y fuerzas provocadas por sismos

Fuente: (Budhu, 2011)

2.1.1.4 Características geológicas

Comúnmente muchas de las fallas de taludes son provocadas por características geológicas no identificadas durante el levantamiento y exploración de campo, los cuales, al no ser considerados durante la evaluación de la estabilidad del talud, aumenta la incertidumbre del factor de seguridad calculado, Figura 2.5.

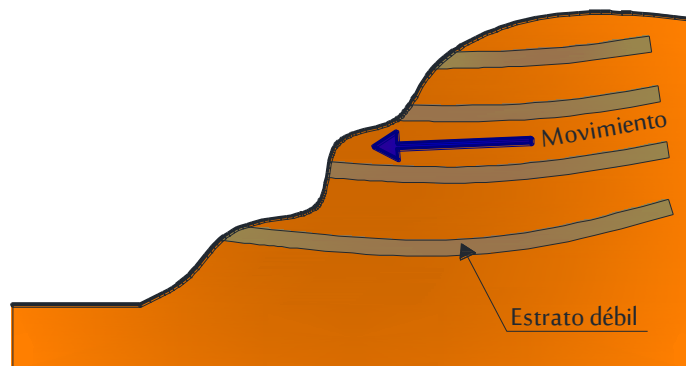


Figura 2.5 Características geológicas que pueden provocar la falla de un talud

Fuente: (Budhu, 2011)

2.1.1.5 Cargas externas

La aplicación de cargas sobre la corona del talud provoca un aumento en las fuerzas actuantes en la masa del suelo, lo cual puede llevar a la falla del talud si estas cargas no son controladas o tomadas en cuenta durante la evaluación de la estabilidad del talud, Figura 2.6.

En algunos casos esta situación se remedia mediante la excavación de una o más bermas en el cuerpo del talud, lo que se traduce en una reducción de fuerzas actuantes en este.

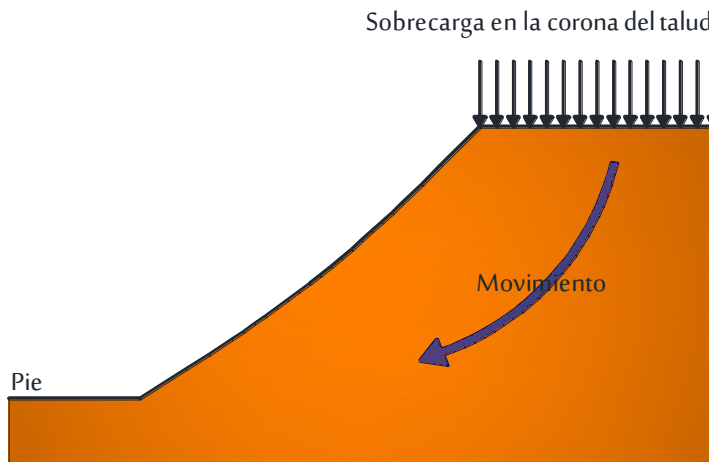


Figura 2.6 Sobrecarga en la corona del talud

Fuente: (Budhu, 2011)

2.1.1.6 Excavaciones y/o rellenos

Las actividades de construcción realizadas al pie de un talud o colocación de una sobrecarga en la corona, pueden causar la falla de este al modificar la condición de esfuerzos a las que está sometido. Generalmente, estas actividades de construcción corresponden a trabajos donde se realizan excavaciones y/o rellenos.

Cuando se realiza una excavación al pie del talud, el esfuerzo total disminuye, generando en el suelo un incremento negativo en la presión de poro. Durante el tiempo en que este incremento de presión de poro se disipa, puede presentarse la falla del talud al disminuir la resistencia al esfuerzo cortante del suelo, Figura 2.7.

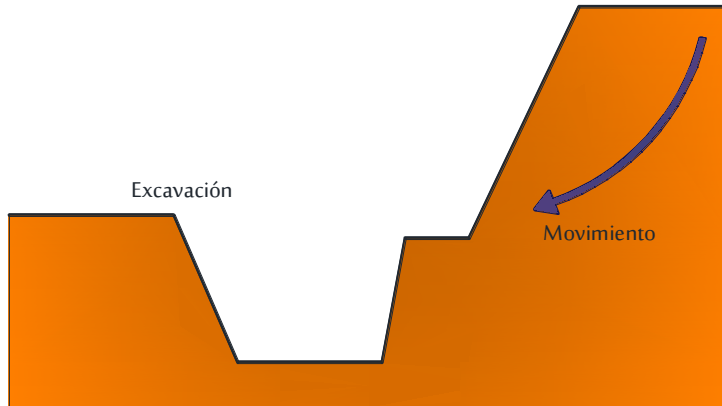


Figura 2.7 Excavación al pie del talud

Fuente: (Budhu, 2011)

Los taludes construidos con material de banco de préstamo se realizan al compactar estos materiales en el sitio bajo especificaciones de control, generando un relleno artificial o terraplén.

2.1.1.7 Condición de presión de poro y vaciado rápido

Los embalses pueden estar sujetos a un cambio rápido en su nivel de agua y se ven juntos a una reducción de la fuerza lateral que proporciona el agua, además de que el exceso de presión de poro no tiempo de disiparse, Figura 2.8.

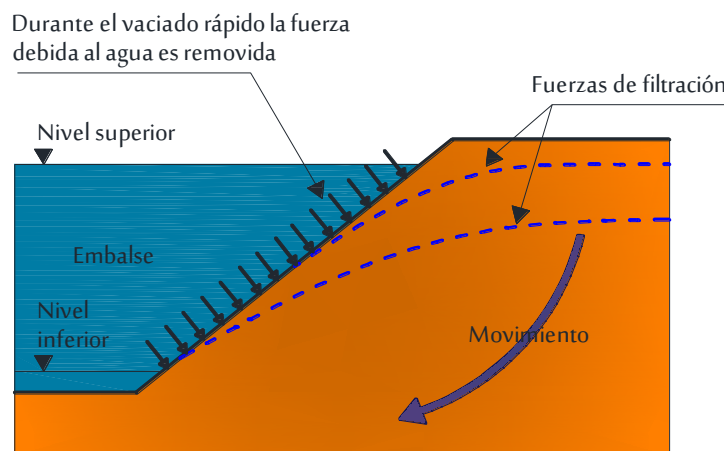


Figura 2.8 Vaciado rápido

Fuente: (Budhu, 2011)

En este tiempo se puede presentar la falla del talud. Si el nivel d agua en el embalse permanece en niveles bajos y la falla no ocurre mientras presenta condiciones de resistencia al esfuerzo cortante no drenadas, el flujo que se presenta y las fuerzas de filtración pueden provocar la falla del talud, Figura 2.9.

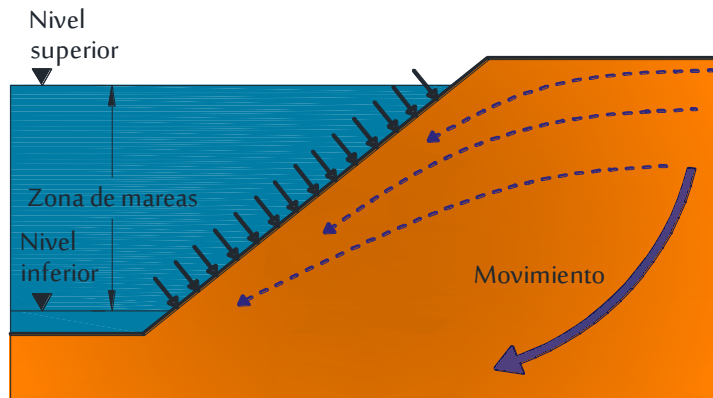


Figura 2.9 Fuerzas de filtración generadas por el cambio de nivel en el embalse

Fuente: (Budhu, 2011)

2.2 Fallas relacionadas a la estabilidad de taludes

Los tipos de fallas que se generan dependen principalmente de los tipos de materiales involucrados, del mecanismo de falla que se desarrolla, del contenido de agua presente, de la velocidad del movimiento y de la magnitud del deslizamiento.

Fallas en suelos. Los principales tipos de fallas que se generan, son:

1. *Falla por deslizamiento superficial (creep)*. Se genera por la acción de las fuerzas naturales que tienden a hacer que las partículas y porciones del suelo próximas a su frontera deslicen, debido al aumento de las cargas actuantes en la corona del talud y la disminución de la resistencia del suelo al esfuerzo cortante. Este fenómeno es más intenso cerca de la superficie inclinada del debido a la ausencia de esfuerzo normal confinante (Figura 2.10).

Se manifiesta con una serie de efectos notorios como inclinación de árboles y postes, ruptura de muros colindantes, acumulación de suelos en las depresiones y falta de los

mismos en a zonas altas. Terzagui (1948), distingue dos tipos de deslizamientos superficiales: el estacional, que afecta solo la capa superficial y que soporta los cambios climáticos en forma de expansiones y contracciones; y el masivo, que afecta a las capas más profundas, no afectadas por el clima y que es atribuido al efecto gravitacional.

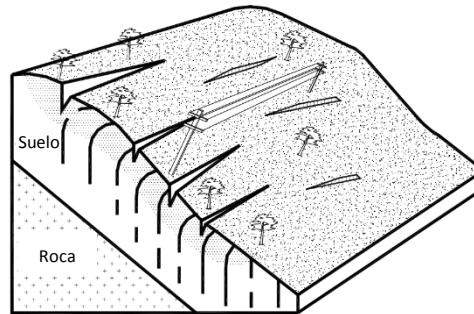


Figura 2.10 Esquema de un proceso de creep

Fuente: (Suárez, 2001)

2. *Falla por superficies de fallas preexistentes.* Este mecanismo de falla envuelve una cantidad importante de material, por lo que se trata de un deslizamiento más profundo. Es un tipo de movimiento lento por lo que puede llegar a ser inadvertido. Está asociado a ciertas estratigrafías favorables al movimiento (como laderas formadas por depósito de material sobre estratificaciones firmes), y al mismo tiempo a flujos estacionales de agua en el interior de la ladera, generando superficies de falla prácticamente planas.
3. *Falla por deslizamiento del cuerpo del talud.* Se caracteriza por que el deslizamiento es generalmente súbito, afectando una masa considerable de suelo. Se genera cuando en el interior de la masa existe un estado de esfuerzos que vence en forma rápida la resistencia al esfuerzo cortante del suelo. Dentro de este tipo de falla, se consideran dos tipos de deslizamientos:
 - a. *Rotacional.* Define una superficie de falla curva (generalmente asumida como circular) a lo largo de la cual ocurre el movimiento del talud. Si la superficie de falla pasa el pie del talud se origina la llamada *falla de base* (Figura 2.11).

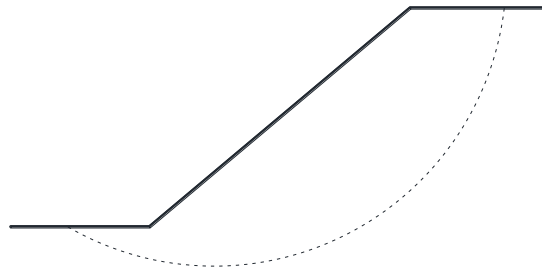


Figura 2.11 Superficie de falla de base

Cuando pasa por el pie del talud será falla al pie del talud (Figura 2.12) y cuando la falla ocurre en el cuerpo del talud se produce una falla local (Figura 2.13).

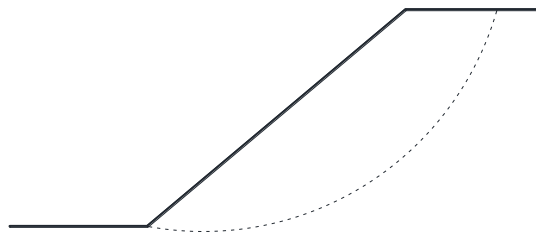


Figura 2.12 Superficie de falla al pie del talud

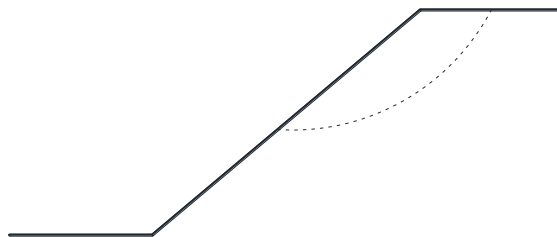


Figura 2.13 Superficie de falla local

- b. Traslacional.* Ocurre a lo largo de planos débiles que suelen ser horizontales o poco inclinados respecto a la horizontal. Se desarrolla en forma paralela a los estratos débiles, generalmente, arcillas blandas, arenas finas o limos no plásticos sueltos. Frecuentemente, la debilidad del estrato superior está ligada a

elevadas presiones de poro por el agua contenida en las arcillas, a fenómenos de elevación de la presión del agua en los estratos de arena (acuíferos) y a la temporada de lluvia por la recarga de agua en suelo, absorbiendo más rápidamente de lo que se drena, generándose aumento de peso (Figura 2.14).

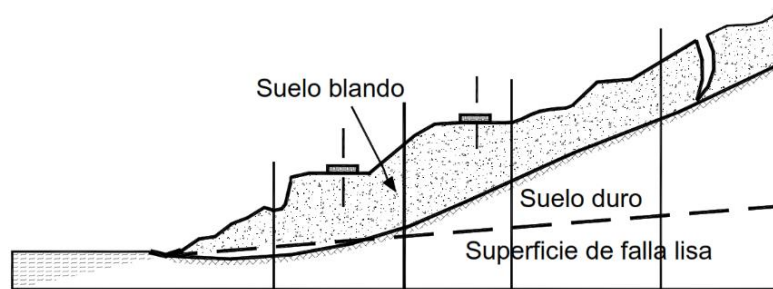


Figura 2.14 Deslizamiento de traslación en la vía Tijuana-Ensenada (México)

Fuente: (Suárez, 2001)

4. *Fallas por flujos*. Son movimientos generalmente rápidos, donde los desplazamientos asemejan el flujo de un líquido viscoso, sin existir una superficie de falla definida. Este tipo de falla puede presentarse en cualquier formación no consolidada, en fragmentos de roca, en depósitos de material suelos, en suelos granulares finos, en arcillas y limos (Figura 2.15).

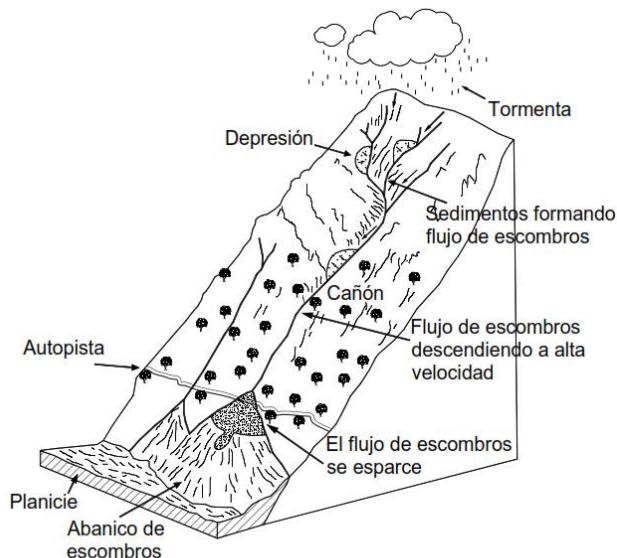


Figura 2.15 Formación de un flujo de residuos en una ladera de alta pendiente

Fuente: (Suárez, 2001)

Por su contenido de agua, este tipo de fallas se divide en dos grupos:

- a. Flujo de materiales relativamente secos (con poco contenido de agua):* En este grupo, los flujos se asocian al fenómeno de presión de aire que queda atrapado entre los fragmentos de suelo, semeja al efecto de la presión del poro del agua. Puede darse el caso, que debido a movimientos sísmicos, se genera una destrucción de la estructura del material formándose una licuación, donde el aire juega el papel que generalmente desempeña el agua.
 - b. Flujos de materiales parcialmente saturados:* Llamados también flujos de tierra. Se desarrollan típicamente al pie de los deslizamientos del tipo rotacional, en el cuerpo del talud y pueden ocurrir con cierta independencia de cualquier otro deslizamiento anterior. Si el material se encuentra saturado se denomina “flujo de lodo”, donde la falla produce una perturbación completa de la estructura, deslizándose y arrastrando todo a su paso.
5. *Fallas por erosión.* Provocadas por la acción erosiva del viento y el agua sobre el talud. Se manifiestan en irregularidades, socavaciones y canalizaciones en el plano del talud. Las cárcavas constituyen el estado más avanzado de erosión y se caracterizan por su profundidad que facilita el avance lateral y frontal por medio de desprendimientos de masas de material en los taludes con pendiente alta que conforman el perímetro de la cárcava.
6. *Falla por licuación.* Se presentan en arenas sueltas, poco compactas y saturadas, la cuales al ser perturbadas por movimientos sísmicos o explosiones, pasan rápidamente de una condición más o menos estable o una de suspensión, con la pérdida casi total de la resistencia al esfuerzo cortante, debido al incremento de los esfuerzos cortantes actuantes y al desarrollo de la presión de poro correspondiente por el desarrollo de presiones elevadas en el agua intersticial.

El término deslizamiento es utilizado, para describir el movimiento de suelos o rocas por acción de la fuerza de gravedad g . De acuerdo a sus proporciones y magnitudes (volumen de material deslizado, peso de las rocas, altura del talud, etc.), los deslizamientos pueden generar graves daños y desastres. Adicionalmente, ocasionan un impacto ambiental considerable y el desarrollo de emergencias que involucran vidas humanas y grandes pérdidas económicas.

Entre los factores que provocan deslizamientos se pueden destacar:

- Aumento del nivel freático
- Alteración de la geometría natural (intervención humana)
- Fuerzas adicionales al peso propio (sobrecargas, fuerzas sísmicas)

Los factores mencionados anteriormente inciden en el equilibrio estático del talud. Cuando las fuerzas resistentes son menores a las fuerzas acuantes (a favor del deslizamiento), el sistema se desequilibra, ocasionando un movimiento que estará dominado por la gravedad y desatando consecuencias fatales e inesperadas a su paso. En la Tabla 2.1 se presentan algunos desafortunados eventos ocurridos a nivel mundial a causa de deslizamientos

Tabla 2.1 Número de muertes reportadas mundialmente a causa de deslizamientos

Año	Lugar	No. de muertos
1596	Schwaz, Austria	140
1596	Hofgastein, Austria	147
1669	Salzburg, Austria	250
1881	Elm, Suiza	115
1893	Verdalen, Noruega	112
1908	Notre Dame de La Selette, Canadá	33
1920	Kansu, China	200,000
1923	Nebukawa	200
1963	Vaiont, Italia	3,000
1963	Korea	116
1966	Aberfan, Gales	144
1970	Huascarán, Perú	67,000
1971	Jean Vianney, Canadá	31
1972	West Virginia, Estados Unidos	400
1972	Honshu, Japón	117
1972	Oimawashi, Japon	80
1974	Mayunmarca, Peru	450

1974	Quebrada Blanca, Colombia	300
1983	Gachalá-Cundinamarca, Colombia	160,000
1983	Piura, Perú	364
1983	Mt. Sale, China	277
1985	Stava, Italia	269
1987	Valtellina, Italia	30
1987	Val Pola, Italia	30
1987	Medellín, Colombia	640
1993	Ambija, Ecuador	250
1996	Yunnan, China	226
1997	Cuzc, Peru	300
1999	Caracas, Venezuela	30,000
2001	Santa Tecla-El Salvador	600
2002	Angra Dos Reis, Brazil	74
2002	San Lucas Toliman, Guatemala	68
2003	Cima, Bolivia	69
2008	Medellín, Colombia	27
2008	Ciudad de Guatemala, Guatemala	27
2008	Huautla de Jiménez, México	22
2008	Taoshi, China	277

Fuente: (González, 2003; Kolymbas, 2007)

2.2.1 Factores influyentes en la estabilidad de taludes

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 del agua) y factores geotécnicos o relacionados con el comportamiento mecánico del terreno (resistencia y deformabilidad).

La combinación de los factores citados puede determinar la condición de rotura a lo largo de una o varias superficies, y que sea cinemáticamente posible el movimiento de un cierto volumen de masa de suelo o roca. La posibilidad de rotura y los mecanismos y modelos de inestabilidad de los taludes están controlados principalmente por factores geológicos y geométricos.

En la tabla 2.2 se muestran los factores condicionantes y desencadenantes en la inestabilidad de taludes.

Tabla 1.2 Factores influyentes en la inestabilidad de los taludes

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

Fuente: (González de Vallejo *et al.*, 2002)

2.3 Métodos de análisis de estabilidad de taludes

La modelación matemática para el análisis de taludes es parte de la práctica de la ingeniería geotécnica, que busca analizar las condiciones de estabilidad de las laderas y la seguridad y funcionalidad del diseño de taludes.

Los objetivos principales del análisis matemático son: a) determinar las condiciones de estabilidad del talud, es decir, si es estable o inestable y el margen de estabilidad, b) investigar los mecanismos potenciales de falla (como ocurre la falla), c) determinar la sensibilidad o susceptibilidad de los taludes a diferentes mecanismos de activación (efecto de lluvias, sismos, etc.), d) comparar la efectividad de las diferentes opciones de remediación o estabilización y su efecto sobre la estabilidad del talud, y e) diseñar los taludes óptimos en termino de seguridad, confiabilidad y economía.

Los procedimientos para investigar laderas y diseñar taludes (dependiendo de su complejidad y costo), se pueden agrupar en las siguientes categorías:

- A. *Empíricos*. Se basan en la observación de campo y la experiencia local; en general no necesitan exploración de campo, ni ensayos de laboratorio, ni cálculos de estabilidad.
- B. *Simplificados*. Se fundamentan en el uso de graficas de estabilidad en combinación con observaciones de campo y un número de sondeos y ensayos de laboratorio.
- C. *Detallados*. Se apoyan en procedimientos detallados de análisis de estabilidad en combinación con un programa de investigación del sitio y ensayos de laboratorio.

Las herramientas disponibles para el análisis de estabilidad de taludes, varían desde:

- A. *Tablas o ábacos.* Se han elaborado tablas y ábacos para calcular en forma rápida y sencilla, los factores de seguridad para una variedad de condiciones.
- B. *Análisis gráficos.* Históricamente, se han utilizado procedimientos gráficos o de polígonos de fuerzas para calcular las condiciones de estabilidad de los taludes.
- C. *Cálculos manuales.* La mayoría de métodos de análisis se desarrollan para cálculos matemáticos manuales o con calculadora, de acuerdo con fórmulas simplificadas.
- D. *Hojas de cálculo.* Algunos autores han desarrollado hojas de cálculo, que pueden utilizarse para el análisis de taludes sencillos o con bajo nivel de complejidad.
- E. *Uso de software.* Teniendo en cuenta la gran cantidad de aplicaciones numéricas disponibles en la actualidad, es esencial que el ingeniero entienda las ventajas y limitaciones inherentes a cada metodología, ya que existen una gran cantidad de herramientas informáticas para el análisis de estabilidad de taludes. Dentro de estas herramientas, los métodos de equilibrio límite son los más utilizados; sin embargo, los métodos esfuerzo-deformación utilizando elementos finitos han adquirido gran importancia y uso en los últimos años. En la actualidad la mayoría de los análisis de estabilidad se realizan utilizando programas comerciales de software, los cuales permiten analizar taludes complejos o con cantidad significativa de información, de forma eficiente.

Los métodos de análisis de estabilidad se basan en un planteamiento físico-matemático en el que intervienen las fuerzas estabilizadoras y desestabilizadoras que actúan sobre el talud y que determinan su comportamiento y condiciones de estabilidad. 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. Consisten en seleccionar los valores adecuados de los parámetros físicos y resistentes que controlan el comportamiento del material para, a partir de ellos y de las leyes de comportamiento adecuadas, definir el estado de estabilidad o el factor de seguridad del talud. 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. Es necesario conocer las funciones de distribución de los diferentes valores considerados como variables aleatorias en los análisis.

2.3.1 Factor de seguridad

De acuerdo con US Army Corps of Engineers (2003), el factor de seguridad se define como la relación de la resistencia al esfuerzo cortante disponible (capacidad) con la requerida para el equilibrio (demanda). El análisis de equilibrio límite asume que el factor de seguridad es el mismo a lo largo de toda la superficie de falla.

Fellenius (1922) presentó el factor de seguridad como la relación entre la resistencia al corte real, calculada del material en el talud y los esfuerzos de corte críticos que tratan de producir la falla, a lo largo de una superficie supuesta de posible falla:

$$F.S. = \frac{\text{Fuerzas estabilizadoras}}{\text{Fuerzas desestabilizadoras}}$$

O expresado en términos de momentos:

$$F.S. = \frac{\text{Momento resistente disponible}}{\text{Momento actuante}}$$

Para definir el concepto de factor de seguridad, se idealiza el movimiento de un bloque de masa M , que se desliza en un plano inclinado con un respectivo ángulo ψ con la horizontal (Figura 2.16). Las fuerzas que actúan sobre el bloque rígido son: el peso del bloque (W), la fuerza normal y la fuerza de rozamiento (R) entre la base del bloque y el plano inclinado. Las fuerzas que actúan en la dirección del plano inclinado son las fuerzas de rozamiento y la componente del peso en esa dirección ($W\sin\psi$). Las fuerzas que actúan en la dirección perpendicular al plano inclinado son la componente del peso en esa dirección ($W\cos\psi$) y la norma (N).

No habrá deslizamiento del bloque a lo largo del plano inclinado mientras la fuerza de rozamiento entre el bloque y el plano sea mayor o igual que la componente del peso en esa

dirección. El factor de seguridad (FS) contra el deslizamiento del bloque es el cociente entre la fuerza (R) y la componente del peso en la dirección del plano inclinado. La fuerza resistente es la resistencia al corte del suelo y las fuerzas desestabilizadoras son las fuerzas gravitacionales o sísmicas. En este caso el FS se calcula con la ecuación:

$$FS = \frac{R}{W \operatorname{sen} \psi}$$

En un talud, el FS se obtiene de la relación entre la resistencia al corte real del suelo calculada del material en el talud (s) y el esfuerzo de corte crítico (τ), que tratan de producir el deslizamiento a lo largo de una superficie de falla, es decir:

$$FS = \frac{s}{\tau} = \frac{\text{resistencia al corte}}{\text{Esfuerzo cortante inducido}} = \frac{c + \sigma \tan \phi}{\sigma}$$

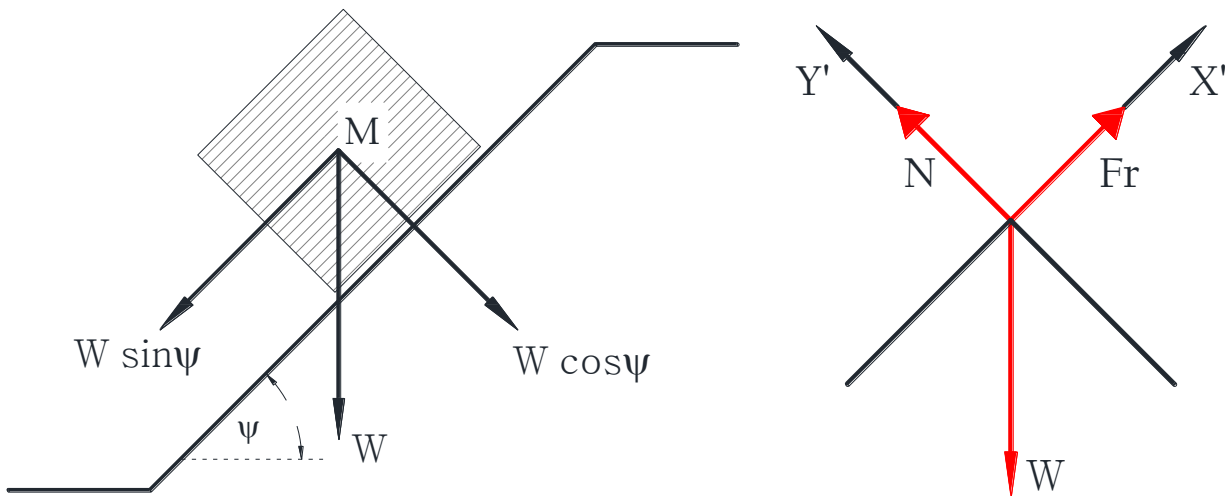


Figura 2.16 Bloque sobre plano inclinado a un ángulo ψ de la horizontal y diagrama de fuerzas

Fuente: (Hassan y Wolff, 1999)

Una vez evaluado el factor de seguridad de la superficie supuesta, es necesario analizar otras superficies de falla, cinemáticamente posibles, hasta encontrar aquella que tenga el menor factor de seguridad, FS_{\min} , la cual se admite como superficie de falla del talud, y FS_{\min} , se toma como el correspondiente al talud en cuestión.

Un valor de factor de seguridad superior a 1 indica que la capacidad excede la demanda y que el talud será estable con respecto al deslizamiento a lo largo de la superficie de falla supuesta. Un valor de factor de seguridad de menos de 1 indica que el talud será inestable (US Army Corps of Engineers, 2003).

La experiencia permite considerar a 1.5 como un valor de FS compatible con una estabilidad practica razonable (Juárez y Rico, 1989). Debe, pues, de cumplirse para la superficie hipotética seleccionada, que:

$$F_s \geq 1.5$$

Por supuesto, no está de ningún modo garantizado que la superficie de falla escogida sea la que represente las condiciones más críticas del talud bajo estudio (círculo crítico). Siempre existirá la posibilidad de que el factor de seguridad resulte menor al adoptar otra superficie de falla.

Una idea general de los factores a emplear se especifican en las tablas siguientes, primeramente en la Tabla 2.3, se hace referencia a los valores recomendados por la Administración Federal de Carreteras por su siglas en inglés (FHWA), de igual forma en la Tabla 2.4 se muestran los valores de factor mínimos especificados por la Asociación Americana de Carreteras Estatales y Transportes Oficiales (AASHTO).

Tabla 2.3 Factores mínimos sugeridos por la FHWA

Condición	Factor de seguridad mínimo recomendado
Terraplén de una carretera	1.25
Taludes que afectan estructuras importantes (estribos de puentes, grandes muros de contención)	1.30

Fuente: (FHWA, 1998)

Tabla 2.4 Factores mínimos sugeridos por la AASHTO

Condición	Factor de seguridad mínimo recomendado	
	Exploración detallada	Exploración limitada
Terraplén y muros de contención de una carretera	1.3	1.5
Taludes soportando estribos o cimientos por encima de muros de contención	1.5	1.8

Fuente: (AASHTO, 1996)

2.4 *Métodos de equilibrio límite*

Los métodos de equilibrio límite (los más utilizados) analizan el equilibrio de una masa potencialmente inestable, y consisten en comparar las fuerzas tendentes al movimiento con las fuerzas resistentes que se oponen al mismo a lo largo de una determinada superficie de rotura. Se basan en:

- La selección de una superficie teórica de rotura en el talud
- El criterio de rotura de Mohr-Coulomb
- La definición de factor de seguridad

Los problemas de estabilidad son estáticamente indeterminados, y para su resolución es preciso considerar una serie de hipótesis de partida diferentes según los métodos. Asimismo, se asumen las siguientes condiciones:

- La superficie de rotura debe ser postulada con una geometría tal que permita que ocurra el deslizamiento, es decir, será una superficie cinemáticamente posible.
- La distribución de las fuerzas actuando en la superficie de rotura podrá ser computada utilizando datos conocidos (peso específico del material, presión de agua, etc.).
- La resistencia se moviliza simultáneamente a lo largo de todo el plano de rotura.

La mayoría de los métodos de equilibrio límite tienen en común, la comparación de las fuerzas o momentos resistentes y actuantes sobre una determinada superficie. Las variaciones principales de los diversos métodos son, el tipo de superficie de falla y la forma de cómo actúan internamente las fuerzas sobre la superficie de falla.

Los métodos de equilibrio límite se clasifican en:

- Métodos que consideran el análisis del bloque o masa total.
- Métodos que consideran la masa dividida en dovelas o fajas verticales.

2.4.1 Características de los métodos de equilibrio límite

Durante muchos años se ha realizado el análisis de los movimientos de los taludes o laderas, haciendo uso de las técnicas de límite de equilibrio. Este sistema supone que en el caso de una falla, las fuerzas actuantes y resistentes, son iguales a lo largo de la superficie de falla y equivalentes a un factor de seguridad de 1.0.

El análisis se puede realizar estudiando directamente la totalidad de la longitud de la superficie de falla o dividiendo la masa deslizada en tajadas o dovelas. Cada día se han ido mejorando los sistemas de dovelas desarrollados por Petterson (1955) y Fellenius (1936). Algunos métodos son precisos y otros, solamente aproximados (Figura 2.17). Los métodos de Bishop (1955) y Janbú (1954) han sido muy utilizados en los últimos 50 años y se han desarrollado métodos de análisis más precisos y complejos como los de Morgenstern y Price (1965) y Spencer (1967), ayudados por programas de software que permiten realizar análisis muy rigurosos. Generalmente, los métodos son de iteración y cada uno de éstos posee un cierto grado de precisión.

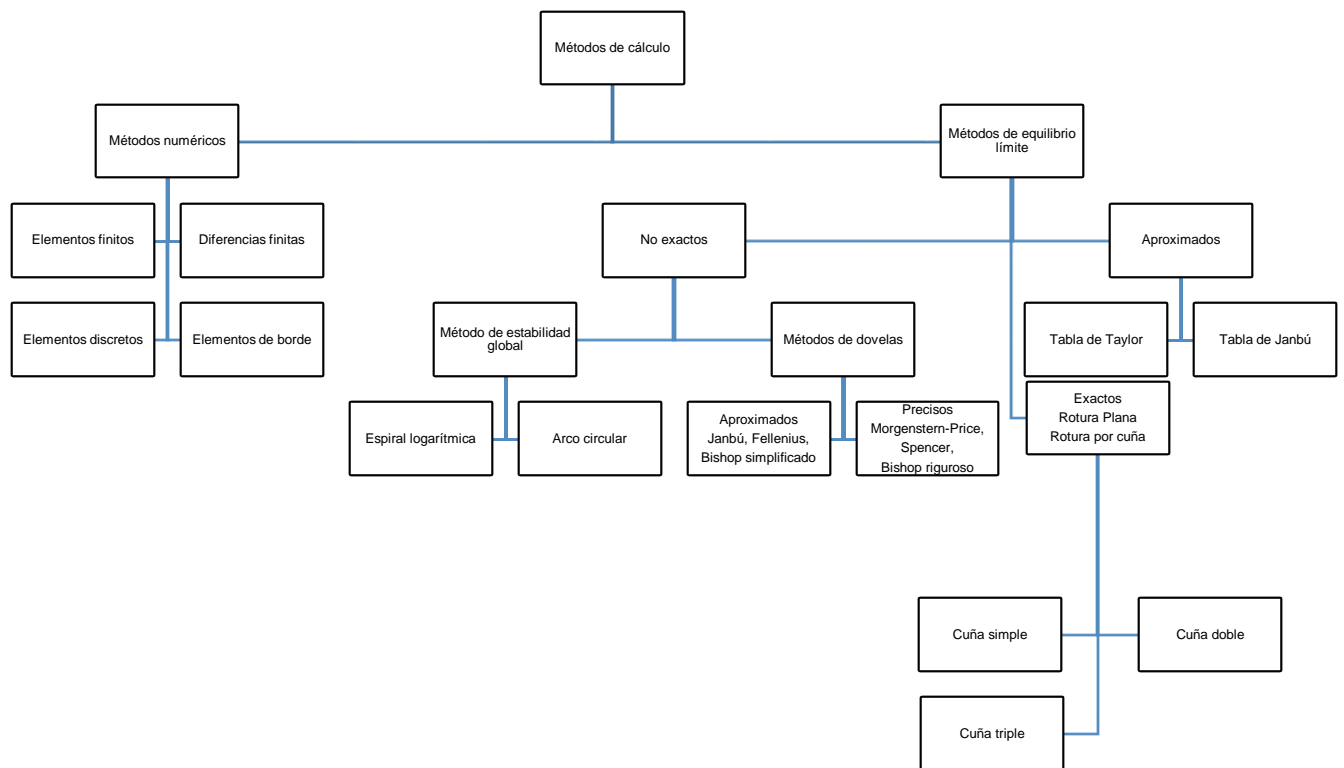


Figura 2.17 Métodos de análisis de estabilidad de taludes

Fuente: (Suárez, 2001)

En la tabla 2.5 se enumeran algunos de los métodos más utilizados.

Tabla 2.5 Métodos de análisis de estabilidad de taludes

Método	Superficies de falla	Equilibrio	Características
Talud infinito	Rectas	Fuerzas	Bloque delgado con nivel freático, falla paralela a la superficie.
Bloques o cuñas	Cuñas con tramos rectos	Fuerzas	Cuñas simples, dobles o triples, analizando las fuerzas que actúan sobre cada cuña.
Espiral logarítmica (Frohlich, 1953)	Espiral logarítmica	Fuerzas y momentos	Superficie de falla en espiral logarítmica. El radio de la espiral varía con el ángulo de rotación.
Arco circular, (Fellenius, 1922)	Circulares	Momentos	Circulo de falla, el cual es analizado como un solo bloque. Se requiere que el suelo sea cohesivo ($\phi = 0$).
Ordinario o de Fellenius (Fellenius 1927)	Circulares	Fuerzas	No tiene en cuenta las fuerzas entre dovelas.
Bishop simplificado (Bishop 1955)	Circulares	Momentos	Asume que todas las fuerzas de cortante, entre dovelas, son cero.
Janbú simplificado (Janbú 1968)	Cualquier forma	Fuerzas	Asume que no hay fuerza de cortante entre dovelas.
Sueco modificado. U. S. Army Corps of Engineers (1970)	Cualquier forma	Fuerzas	Las fuerzas entre dovelas tienen la misma dirección que la superficie del terreno.
Lowe y Karafiath (1960)	Cualquier forma	Fuerzas	Las fuerzas entre dovelas están inclinadas en un ángulo igual al promedio de la superficie del terreno y las bases de las dovelas.
Spencer (1967)	Cualquier forma	Momentos y fuerzas	La inclinación de las fuerzas laterales son las mismas para cada tajada, pero son desconocidas.
Morgenstern y Price (1965)	Cualquier forma	Momentos y fuerzas	Las fuerzas entre dovelas, se asume, que varían de acuerdo con una función arbitraria.
Sarma (1973)	Cualquier forma	Momentos y fuerzas	Utiliza el método de las dovela en el cálculo de la magnitud de un coeficiente sísmico requerido para producir la falla.

Fuente: (Suárez, 2001)

Los métodos disponibles para análisis de estabilidad de taludes que utilizan el concepto de dovelas, se diferenciarán de las suposiciones que hacen para la simplificación del problema y su determinación estática (Tabla 2.6).

Tabla 2.6 Resumen de los métodos y suposiciones

<i>Método</i>	<i>Suposición</i>
Talud infinito	Extensión infinita con superficie de falla paralela a la cara del talud
Espiral logarítmica	La superficie de falla es espiral logarítmica
Sueco	Superficie de falla circular y el ángulo de fricción $\phi = 0$
Fellenius	Superficie de falla circular y las fuerzas en los lados de las dovelas son horizontales. No hay fuerzas cortantes entre dovelas
Spencer	Fuerzas entre dovelas son paralelas y tiene igual inclinación. La fuerza normal actúa en el centro de la base de la dovela
Morgenstern & Price	La fuerza normal actúa en el centro de la base de la dovela
Chen & Morgenstern	La fuerza normal actúa en el centro de la base de la dovela
Sarma	La resistencia cortante depende de la resistencia cortante de los parámetros, presiones de poro y la componente horizontal de la fuerza entre dovela. La fuerza normal actúa en el centro de la base de la dovela.

Fuente: (Duncan y Wright, 2005)

2.4.2 *Métodos de Dovelas*

En la mayoría de los métodos con fallas curvas o circulares, la masa de la parte superior de la superficie de falla se divide en una serie de dovelas verticales. El número de dovelas depende de la geometría del talud y de la precisión requerida para el análisis. Entre mayor sea el número de dovelas, se supone que los resultados serán más precisos. En los procedimientos de análisis con dovelas, generalmente se considera el equilibrio de momentos con relación al centro del círculo para todas y cada una de las tajadas (Figura 2.18).

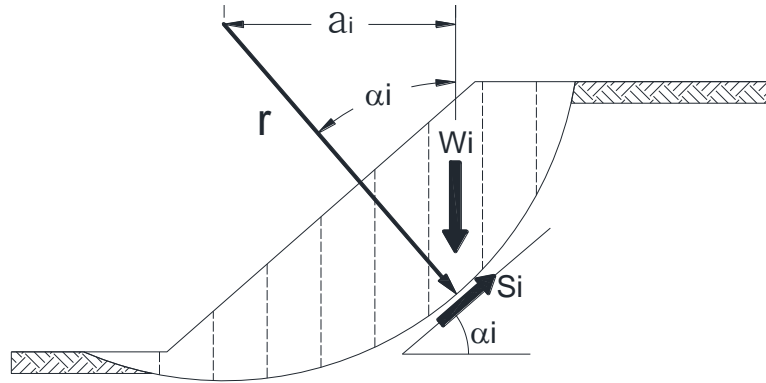


Figura 2.18 Esquema de un sistema típico de análisis con tajadas o dovelas

Fuente: (Duncan y Wright, 2005)

Entre los diversos métodos que utilizan dovelas, hay diferencias, especialmente en lo referente a las fuerzas que actúan sobre las paredes laterales de las tajadas (Figura 2.19). El método ordinario o de Fellenius, no tiene en cuenta las fuerzas entre tajadas.

El método simplificado de Bishop supone que las fuerzas laterales entre tajadas, son horizontales y desprecia las fuerzas de cortante y otros métodos más precisos como los de Morgenstern y Price, que utilizan una función para calcular las fuerzas entre dovelas.

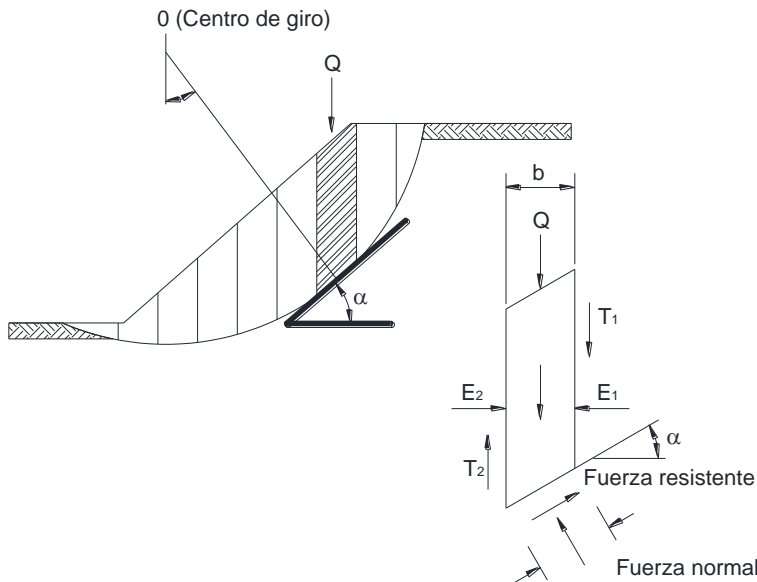


Figura 2.19 Fuerzas que actúan sobre una dovela en los métodos de dovelas

Fuente: (Suárez, 2001)

2.4.2.1 Método ordinario o de Fellenius

El método de Fellenius es conocido también como método ordinario, método sueco, método de las dovelas o método U.S.B.R. Este método asume superficies de falla circulares, divide el área de falla en dovelas verticales, obtiene las fuerzas actuantes y resultantes para cada dovela y con la sumatoria de los momentos con respecto al centro del círculo (producidos por estas fuerzas) se obtiene el factor de seguridad.

Las fuerzas que actúan sobre una dovela son (Figura 2.20):

- El peso o fuerza de gravedad, la cual se puede descomponer en una tangente y una normal a la superficie de falla.
- Las fuerzas resistentes de cohesión y fricción que actúan en forma tangente a la superficie de falla.
- Las fuerzas de presión de tierra y cortante en las paredes entre dovelas, no son consideradas por Fellenius.

Al realizar la sumatoria de momentos con respecto al centro del círculo, se obtiene la siguiente expresión:

$$F.S. = \frac{\sum [c' \Delta L + (W \cos \alpha - u \Delta L \cos^2 \alpha) \tan \phi']}{\sum W \sin \alpha}$$

Donde:

α = Ángulo del origen del círculo de falla con la vertical bajo el centroide de cada dovela

W = Peso total de cada dovela

u = Presión de poro

ΔL = Longitud del arco de círculo en la base de la tajada

c', ϕ' = Parámetros de resistencia del suelo

La ecuación anterior se conoce como ecuación de Fellenius.

El método ordinario o de Fellenius solamente satisface los equilibrios de momentos y no satisface el equilibrio de fuerzas. Para el caso de $\phi = 0$, el método ordinario da el mismo valor del factor de seguridad que el método del arco circular.

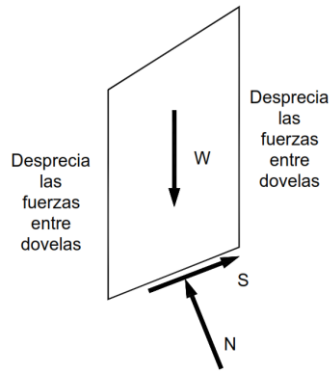


Figura 2.20 Fuerzas que actúan sobre una dovela en el método ordinario o de Fellenius

Fuente: (Duncan y Wright, 2005)

El método de Fellenius permite determinar el factor de seguridad directamente (sin hacer iteraciones como en otros métodos). Los análisis de este método son muy sencillos y se pueden realizar con métodos manuales o mediante un software

2.4.4.2 Método de Bishop

Bishop (1955) presentó un método utilizando dovelas y teniendo en cuenta el efecto de las fuerzas entre las dovelas. Bishop asume que las fuerzas (E_i) entre dovelas son horizontales (Figura 2.21); es decir, que no tiene en cuenta las fuerzas de cortante. La condición de equilibrio se satisface por la suma de momentos sobre el centro del equilibrio del círculo, y el de la suma de fuerzas en la dirección vertical para cada dovela.

La solución rigurosa de Bishop es muy compleja y por esta razón, se utiliza una versión simplificada de su método, de acuerdo con la expresión:

$$F.S. = \frac{\sum \left[\frac{c' \Delta L \cos \alpha + (W u' \Delta L \cos \alpha) \tan \phi'}{\cos \alpha + (\sin \alpha \tan \phi') / FS} \right]}{\sum W \sin \alpha}$$

Donde:

ΔL = Longitud de arco de la base de la dovela

W = Peso de cada dovela

c', ϕ' = Parámetros de resistencia del suelo

u' = Presión de poro en la base de cada dovela

α = Ángulo del origen y la vertical en cada dovela

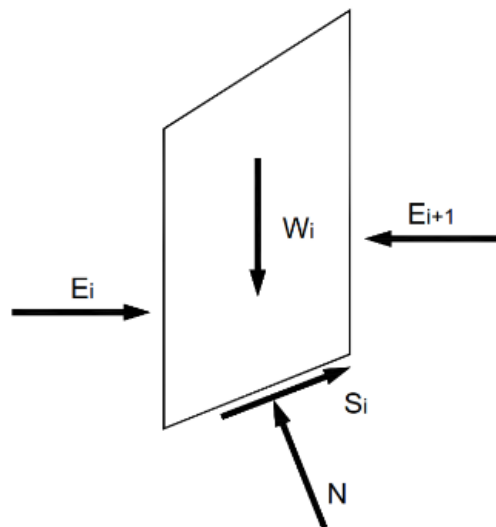


Figura 2.21 Esquema de fuerzas sobre una dovela en el método de Bishop simplificado

Fuente: (Duncan y Wrigth, 2005)

Como se puede observar en la ecuación, el término factor de seguridad FS se encuentra tanto en la izquierda como en la derecha de la ecuación; se requiere un proceso de iteración para calcular el factor de seguridad.

El método simplificado de Bishop es uno de los métodos más utilizados actualmente para el cálculo de factores de seguridad de los taludes. La principal restricción del método de Bishop simplificado, es que solamente considera las superficies circulares.

2.4.4.3 Método de Janbú

El método simplificado de Janbú (1968) se basa en la suposición de que las fuerzas entre dovelas son horizontales y no tienen en cuenta las fuerzas de cortante. Janbú considera que las superficies de falla no necesariamente son circulares (Figura 2.22a) y establece un factor de corrección f_o . Las fuerzas que actúan sobre una dovela son como se muestra en la Figura 2.22b. El factor f_o depende de la curvatura de la superficie de falla. Estos factores de corrección son solamente aproximados y se basan en análisis de 30 a 40 casos.

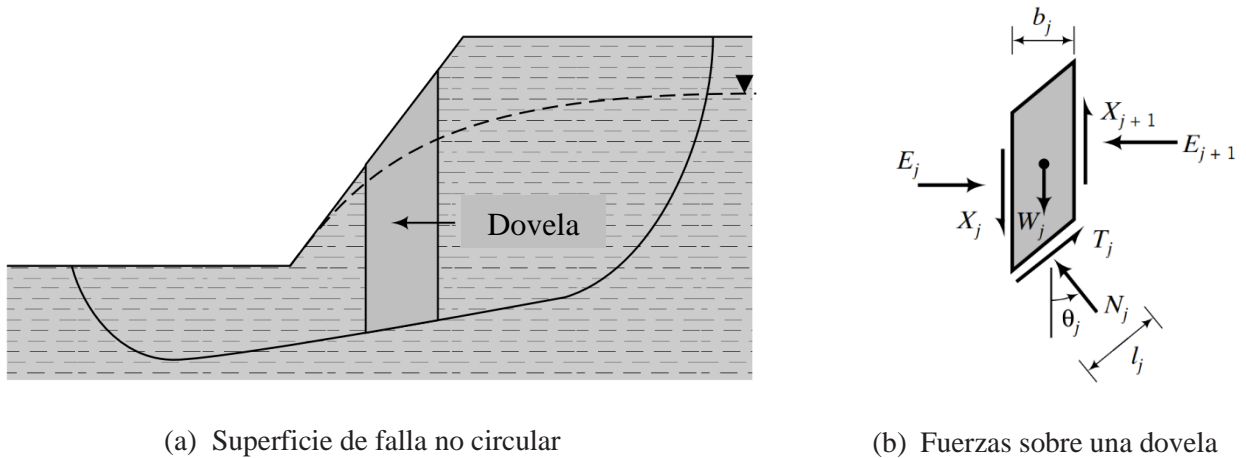


Figura 2.22 Superficie de falla propuesta por Janbú y las fuerzas sobre una dovela de suelo

Fuente: (Budhu, 2011).

El método de Janbú solamente satisface el equilibrio de esfuerzos y no satisface el equilibrio de momentos. De acuerdo con Janbú (ecuación modificada):

$$F.S. = \frac{f_o \sum \left\{ [c'b + (W - ub)\tan\theta] \frac{1}{\cos\alpha ma} \right\}}{\sum(W\tan\alpha)}$$

En algunos casos, la suposición de f_o puede ser una fuente de inexactitud en el cálculo del factor de seguridad. Sin embargo, para algunos taludes la consideración de este factor de curvatura representa el mejoramiento del análisis, Figura 2.23.

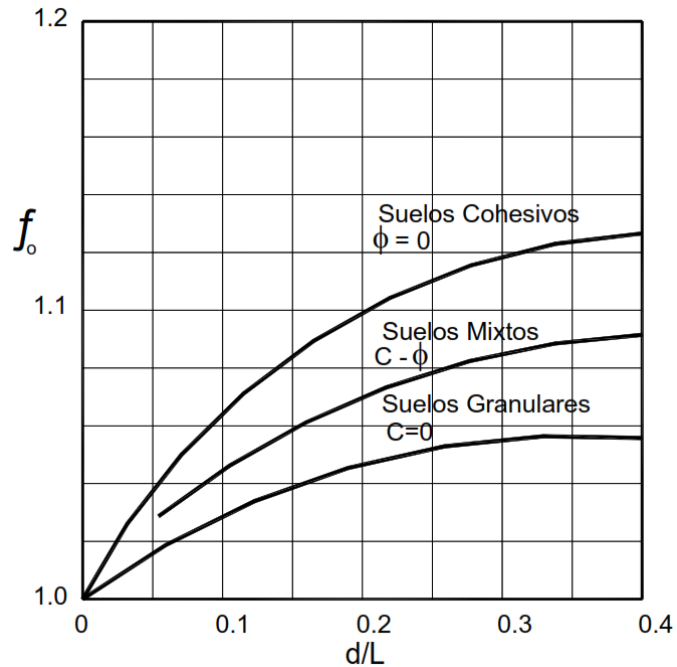


Figura 2.23 Diagrama para determinar el factor f_o para el método de Janbú

Fuente: (Suárez, 2001).

2.5 Agentes que intervienen en la erosión

Lluvia. La lluvia o precipitación es considerada la principal fuente de agua sobre el terreno, de su cantidad, intensidad y frecuencia depende el volumen de flujo que se desliza en capas uniformes. De las características de la lluvia al parecer la que menor peso tiene en la explicación de las pérdidas de suelo es la cantidad, por ello el desarrollo de investigación atiende en forma especial a las otras dos: intensidad y frecuencia.

Intensidad de la lluvia. Es el factor primordial del fenómeno, ya que la velocidad de penetración del agua en el suelo es frecuentemente insuficiente cuando esta cae con gran intensidad; la llegada al suelo de una elevada cantidad de agua en un periodo corto de tiempo, produce rápidamente escurrimiento. No es entonces tan importante el total de la lluvia como la intensidad misma. La relación más importante entre las características de la precipitación y de los suelos que condicionan la aparición de escurrimiento, es aquella existente entre la intensidad de la lluvia y la rapidez de infiltración del suelo, tal que:

$$\text{Escurrimiento} = \text{Intensidad de lluvia} - \text{Velocidad de infiltración}$$

Así, conforme lo describe Horton (1945), si la intensidad de la precipitación es inferior a la capacidad de infiltración, no tendrá lugar la escurrimiento, y la tasa de infiltración será igual a la intensidad de la lluvia; por otra parte, si la intensidad de la precipitación excede la capacidad de infiltración, la tasa de infiltración igualara la capacidad de infiltración y el excedente de la precipitación formara escurrimiento superficial.

En general puede afirmarse que mientras que la velocidad de infiltración $>$ intensidad de lluvia, no habrá escurrimiento que produzca erosión, observándose que lluvias de intensidad moderada producen erosión cuando el suelo ya se encuentra saturado.

Frecuencia de la lluvia. La respuesta de suelo en términos de erosión a la recepción de la lluvia, podría estar determinado por las condiciones meteorológicas previas (Morgan, 1986); de tal forma, dos eventos de lluvia que se sucedan sin haberse alcanzado a secar el suelo puede llevar a que la segunda lluvia no se infiltre, o lo haga mínimamente, y gran parte de ella escurra. El fenómeno es análogo a, que se produce cuando una lluvia de larga duración satura el suelo: la desaparición de la infiltración genera escurrimiento. A este respecto, Suárez (2001) expone que la

frecuencia de las lluvias es crítica de acuerdo a las condiciones de los terrenos, así cuando los intervalos entre lluvias son cortos, el contenido de humedad del suelo es alto al comenzar aquellas, y por tanto, aumenta la posibilidad de que se origine la escorrentía aun con eventos de baja intensidad; lo contrario ocurrirá en caso de tenerse periodos largos.

Pendiente del terreno. En condiciones normales, sería de esperar que la erosión se incrementa conforme lo hicieran el grado y la longitud de la pendiente, como resultado de los respectivos incrementos en velocidad y volumen de la escorrentía superficial. Además, mientras en una superficie plana el golpeteo de las gotas de lluvia arroja las partículas de suelo al azar en todas direcciones, en condiciones de pendiente inclinada más suelo es salpicado hacia debajo de ella que hacia arriba incrementándose la proporción conforme lo hace el grado (Morgan, 1986)

Grado de la pendiente. Regula la velocidad de circulación del agua sobre la superficie de forma casi exclusiva

Longitud de la pendiente. Influye en la velocidad por las alturas de agua acumuladas en la parte baja de las pendientes; tales alturas son mayores cuanto más extensas son las vertientes en la parte superior.

Material parental. La importancia del material parental en el análisis del fenómeno erosivo estriba en los rasgos hereditarios que de él se derivan en los suelos conforme avanza el proceso de meteorización.

Características internas de los suelos. Si bien han sido mencionados algunos de los factores de primer importancia en la explicación del fenómeno erosivo, es indudable el papel que cumplen algunas propiedades de los suelos, principalmente físicas. Debe destacarse entonces el efecto que tienen sobre el proceso de infiltración la textura, el contenido de materia orgánica y la estructura del suelo, al imprimirle diferentes características de permeabilidad y erodabilidad.

La textura y la estructura del suelo han sido usualmente consideradas las características físicas relevantes, dado que son a su vez las que condicionan otras características del suelo inherentes a la erosión. La estructura condiciona en gran medida la velocidad y el tipo de movimiento vertical del agua en el perfil edáfico, así, estructuras laminares propician movimientos de agua muy lentos, en tanto que estructuras de tipo columnar favorecen el rápido tránsito de ella, aun cuando se tengan estructuras de tipo columnar favorecen e rápido tránsito de ella, aun cuando

se tengan texturas arcillosas (Henao, 1988). La importancia de esta característica radica además en que condiciona el desarrollo de las raíces, así, suelos con estructura granular favorecen su crecimiento y desarrollo, contrario a lo que ocurre bajo condiciones de estructura laminar.

Vegetación. La cubierta vegetal se desempeña como agente regulador en los fenómenos erosivos, controlando los excesos de agua en el perfil del suelo, disminuyendo las velocidades del flujo de escurrimiento e integrando el suelo como masa unitaria, entre otros beneficios. Sin embargo, su papel es variable de acuerdo a las características de porte, enraizamiento, hábito y velocidad de crecimiento, etc., incluso en ocasiones puede favorecer las condiciones de inestabilidad de las laderas.

En términos generales, las formas o mecanismos a través de los cuales las plantas defienden el suelo son los siguientes (Suárez, 2001):

- Dispersión directa: intercepción por el follaje y evaporación de gotas de agua de lluvia.
- Transpiración: humedad que pasa de estratos profundos al aire.
- Protección directa: contra el impacto de las gotas de lluvia.
- Efecto sujetador: del sistema radicular sobre las partículas de suelo.
- Penetración de raíces a través del perfil: al morir dejan espacios que favorecen los procesos de infiltración y de aireación.
- Mejoramiento de estructura del suelo: principalmente por aporte de materia orgánica, y con ello la infiltración.
- Aumento del coeficiente de rugosidad y dispersión lateral de la escorrentía: reduciéndose con ello el volumen y la velocidad de flujo.

Además del efecto amortiguador que tienen las coberturas vegetales contra el impacto directo de las gotas de lluvia, y los demás recién listados, es de gran interés el efecto relacionado con el mejoramiento del proceso infiltración. En tal sentido, este proceso es favorecido por el crecimiento y desarrollo de las raíces a través del perfil del suelo, incrementando su porosidad y con ello la infiltración. Asimismo, el paso del material muerto al suelo incrementando el contenido de materia orgánica y humus, favorece a su vez la porosidad y la capacidad de retención de agua de los terrenos, retardando con ello la aparición de la escorrentía superficial.

2.6 Métodos de estabilización

2.6.1 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 acciones más frecuentes son (Figura 2.24):

- Disminuir la inclinación del talud
- Eliminar peso de la corona del talud
- Incrementar el peso en el pie del talud
- Construir bancos y bermas (escalonar el talud)

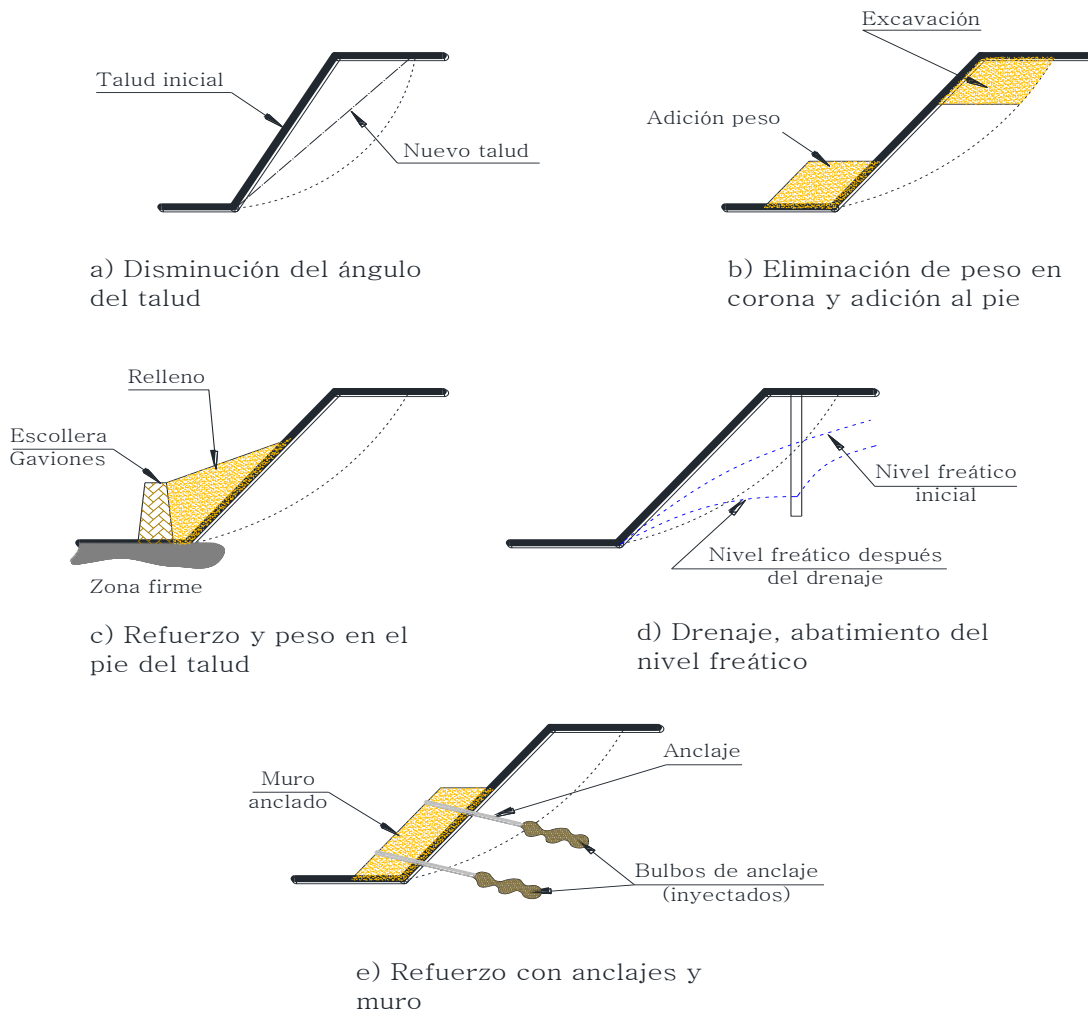


Figura 2.24 Métodos para aumentar el factor de seguridad de taludes en suelos

Fuente: (Vallejo *et al.*, 2002)

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

La disminución del ángulo del talud y el retiro de peso en su corona no siempre pueden llevarse a cabo por las dificultades de acceso a la parte superior del talud, los grandes volúmenes de material que es necesario mover para que las medidas sean efectivas, el impacto ambiental que supone el vertido del material excavado, las expropiaciones en la zona de la corona del talud, la presencia de instalaciones que impidan esta solución. 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, donde el espacio disponible suele ser escaso. La construcción de escolleras 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.

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

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, muy utilizada en el caso de inestabilidades superficiales en materiales arcillosos.

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. Además las bermas sirven para retener bloques que se desprendan y roturas locales del talud, para instalación de medidas de drenaje y accesos para las obras de saneamiento y control del talud.

2.6.2 Terraceo del talud

El terraceo se puede realizar con el propósito de controlar la erosión y facilitar el establecimiento de a vegetación, o para aumentar el factor de seguridad (Figura 2.25).

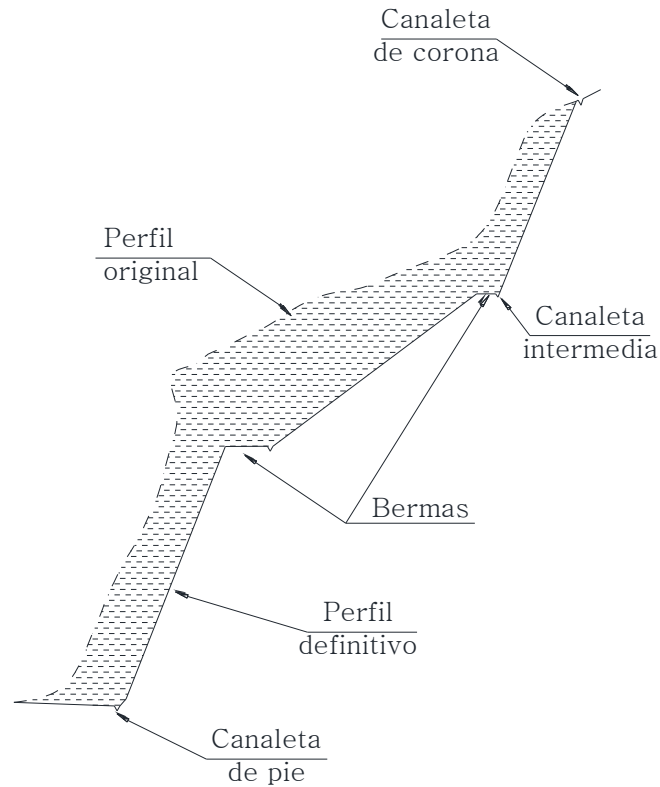


Figura 2.25 Estabilización por conformación del talud y bermas

Fuente: (Suárez, 2001)

La altura de las gradas es generalmente de 5 a 7 m y cada grada debe tener una cuneta revestida para el control de agua superficial. El sistema de cuneta a su vez debe de conducir a una estructura de recolección y entrega con sus respectivos elementos de disipación de energía.

Generalmente, en suelos residuales la grada superior debe tener una pendiente menor, teniendo en cuenta que el suelo subsuperficial es usualmente, el menos resistente. Las terrazas son

muy útiles para el control de aguas de escorrentía. Al construir terrazas, el talud puede quedar dividido en varios taludes de comportamiento independiente, produciéndose taludes estables.

El sistema de bermas es una forma de terraceo. Se construyen bermas intermedias en los sitios de cambio de pendiente y en los sitios donde se requiera para garantizar un factor de seguridad adecuado contra deslizamiento. La localización y ancho de las bermas depende del propósito de las bermas.

Rico y Del Castillo (1992) muestran dos escalonamientos típicos, uno en suelos puramente cohesivos y otro en suelos con resistencia cohesiva y friccionante, demuestran en el caso del escalonamiento en arcilla su principal objetivo es transformar el talud en una combinación de varios otros de altura menor, pues para este tipo de suelos, éste es el factor determinante en la estabilidad, mientras que para el caso de taludes con cohesión y fricción, el escalonamiento se hace sobre todo para provocar un abatimiento del talud; recoger caídos y coleccionar aguas son funciones secundarias, pero a veces muy importantes.

De igual manera Rico y Del castillo (1992) mencionan que no existen reglas fijas para proyectar el escalonamiento de un corte y éste deberá ser propuesto para cada caso particular. En el caso de suelos con cohesión y fricción, el perfil del escalonamiento debe ser tal que se llegue a una inclinación razonable para todo el corte considerando un talud simple que promedie a todos los escalones.

2.7 Control de la erosión en taludes carreteros

Como resultado de la construcción de carreteras son generadas a lo largo de estas estructuras, superficies expuestas formadas de suelo y roca con pendientes fuertes e inicialmente desprovistas de cualquier tipo de vegetación; así, los taludes son áreas altamente vulnerables a la erosión hídrica y sobre todo a súbitos movimientos en masa. Para su control, los taludes usualmente han sido protegidos mediante estructuras civiles y tratamientos con vegetación, siendo los primeros muy costosos, pudiendo superar incluso el costo unitario de construcción de la misma. Dentro de las principales causas de la erosión en vías se tienen las siguientes (Marín, 1992):

- Eliminación o reducción de la cobertura protectora
- Destrucción o deterioro de la estructura y fertilidad natural del suelo
- Incremento en condiciones de pendiente
- Disminución en la tasa de infiltración por efecto de la compactación
- Interceptación de flujos superficiales por los cortes de la pendiente
- Disminución de la resistencia al cortante por efectos del corte

2.7.1 Papel de la vegetación en la estabilidad de taludes

La construcción de vías de comunicación terrestre, en especial las carreteras, son de gran importancia para el desarrollo económico de un país, puesto que es el medio por el cual se da el 70% de los canales de comercialización de mercancías y el 98% del tránsito de gente (Ovalle, 1997). En relación a lo anterior se demuestra que la construcción de estas estructuras dará lugar a un impacto de valor positivo, sin embargo, desde la perspectiva del medio natural este impacto va a ser casi siempre negativo (Rodés, 1995) dado que conlleva la modificación de la topografía, debido a el movimiento de grande volúmenes de tierra y la formación de taludes con problemas de inestabilidad, así como el manejo inadecuado o nulo de estas áreas, provoca la erosión y deslave de tierras en los taludes de orillas de carretera como se muestra en la Figura 2.26.

Hasta hace unas décadas, las carreteras se construían adaptándose a la topografía del terreno, respetando las curvas de nivel de los accidentes geográficos que atravesaban. De esta

manera el trazado se adecuaba al relieve y, en cierto sentido, al paisaje circundante, minimizando el impacto medioambiental de estas infraestructuras (Suárez Cardona, 1992).



Figura 2.26 Caminos de bajo impacto comparados con los de alto impacto

Fuente: (Keller y Sherar, 2005)

Sin embargo, en los últimos años se ha producido un cambio no solo cuantitativo, sino también cualitativo, de los impactos medioambientales asociados a las grandes infraestructuras.

La desaparición de la cubierta vegetal y la generación de extensas superficies con una elevada pendiente y prácticamente estériles, generan un considerable incremento de la erosión. Los taludes de reciente formación como consecuencia de la construcción de una moderna autopista pueden erosionarse a un ritmo entre 20,000 y 40,000 veces superior al que correspondería a la misma extensión de terreno cubierto de vegetación (Wolman, 1964).

El movimiento de materiales derivado de estos procesos erosivos reduce la capacidad de colonización de vegetación, con el consiguiente impacto ambiental, sino que además incrementa los gastos de mantenimiento y conservación de la infraestructura carretera, así como el riesgo de movimientos en masa que pueden llegar a colapsar la autopista e incluso poner en peligro la seguridad de personas y vehículos. La sedimentación en cunetas, alcantarillas, bordillos, etc., se

ha convertido en un problema no solo ambiental, sino también económico, debido a los costos que acarrearán el mantenimiento de estas estructuras (Martin Duque *et al.*, 2011).

Debido a que en nuestro país el 80% de los vehículos de carga circula por la llamada red básica, se traduce que en esta red se mueve el comercio del país, lo que nos lleva a destacar la importancia de que los presupuestos asignados a la Dirección General de Conservación de Carreteras (DGCC) a programas de conservación se ejerzan de la manera más eficiente (Escalante, 1996).

Una de las causas primordiales por las que no existe una repoblación natural en los taludes carreteros, puede deberse a que las plantas colonizadoras no encuentran las condiciones óptimas para establecerse, como: humedad, pendiente del talud, contenido de materia orgánica, nutrientes disponibles, sitios adecuados de germinación, compactación del suelo, entre otros.

El efecto de la vegetación sobre la estabilidad de los taludes ha sido muy debatido en los últimos años. El estado del arte actual deja muchas dudas e inquietudes y la cuantificación de los efectos de estabilización de las plantas sobre el suelo no ha tenido una explicación universalmente aceptada. Sin embargo, la experiencia ha demostrado el efecto positivo de la vegetación (Suárez, 2001).

La mayoría de la literatura coincide en destacar que para reducir el riesgo de erosión, evitar la inestabilidad e incluso el colapso de estas estructuras, las medidas más eficaces y eficientes en términos costo-beneficio pasan por la siembra, hidrosiembra, plantación o cualesquiera otras técnicas encaminadas a dotar a los taludes de una cubierta vegetal estabilizadora en el menor tiempo posible (Henensal, 1993; Aguilar *et al.*, 1994; Tongway y Ludwig, 2011). Por otra parte, las siembras y plantaciones desempeñan funciones muy relevantes en el entorno de la carretera, además del control de la erosión, tales como la mejora de la calidad visual de la carretera tanto desde la perspectiva del usuario como del observador externo (Ramos *et al.*, 1974; Muñoz, 1990), o la mejora de la seguridad vial (Clare, 1961; Ramos *et al.*, 1974; Borrajo, 1994). No obstante, hay ciertas limitaciones como la susceptibilidad a las quemaduras y sequías, la dificultad de establecimiento en taludes de alta pendiente y la imposibilidad de resistir fuerzas de socavación o acción del oleaje, así como su lentitud de germinación y crecimiento (Abramson, 1996).

Las técnicas de ingeniería ecológica enfatizan el uso de sistemas autosostenibles y efectivos, en particular plantas y materiales vegetales, para proteger los taludes de la erosión y mejorar su estabilidad, como alternativa o complemento a ciertas soluciones de la ingeniería civil (López, 1999; Kangas, 2003).

La selección de las especies vegetales debe realizarse teniendo en cuenta las características ambientales intrínsecas del talud donde pretenden usarse (Brown, 1999; Montalvo, 2003).

2.7.1.1 Efectos de la vegetación sobre el talud

Para analizar los fenómenos del efecto de la vegetación sobre el suelo, se requiere investigar las características específicas de la vegetación en el ambiente natural que se esté estudiando.

En este aspecto, la abundante bibliográfica técnica concede a la vegetación en el entorno de las infraestructuras carreteras una multiplicidad de papeles y funciones más o menos importantes, a continuación se enuncian las principales categorías:

1. Estabilidad estructural de taludes (Ramos, 1970; Ramos *et al.*, 1974; Cano *et al.*, 1998)
2. Funciones estético-paisajísticas, de confortabilidad y seguridad vial (Bello, 1986; Tongway *et al.*, 2011)
3. Funciones como reservorios biológicos y corredores ecológicos (Van Dorp *et al.*, 1997; Tikka *et al.*, 2001; Auestad *et al.*, 2011)

Entre los factores importantes se sugiere analizar los siguientes: volumen y densidad de follaje, tamaño, ángulo de inclinación y aspereza de las hojas, altura total de la cobertura vegetal, presencia de varias capas diferentes de cobertura vegetal, tipo, forma, profundidad, diámetro, densidad, cubrimiento y resistencia del sistema de raíces.

El tipo de vegetación tanto en el talud como en el área arriba del talud es un parámetro importante para su estabilidad. De igual manera, (Rico y Del Castillo, 1992) aceptan que la vegetación cumple dos funciones importantes; en primer lugar, disminuye el contenido de agua en

la parte superficial, y en segundo, da consistencia a esa parte por el entramado mecánico de sus raíces.

Asimismo, funciona como controlador de infiltraciones tiene efecto directo sobre el régimen de aguas subterráneas y actúan posteriormente como secador del suelo al tomar el agua que requiere para vivir (Suárez, 2001).

Factores más importantes (Figura 2.27):

- Intercepta la lluvia
- Aumenta la capacidad de infiltración
- Extrae la humedad del suelo
- Grietas por desecación
- Raíces refuerzan el suelo, aumentando la resistencia al cortante
- Anclan el suelo superficial a mantos más profundos
- Aumentan el peso sobre el talud
- Transmiten al suelo fuerza del viento
- Retienen las partículas del suelo, disminuyendo susceptibilidad a la erosión

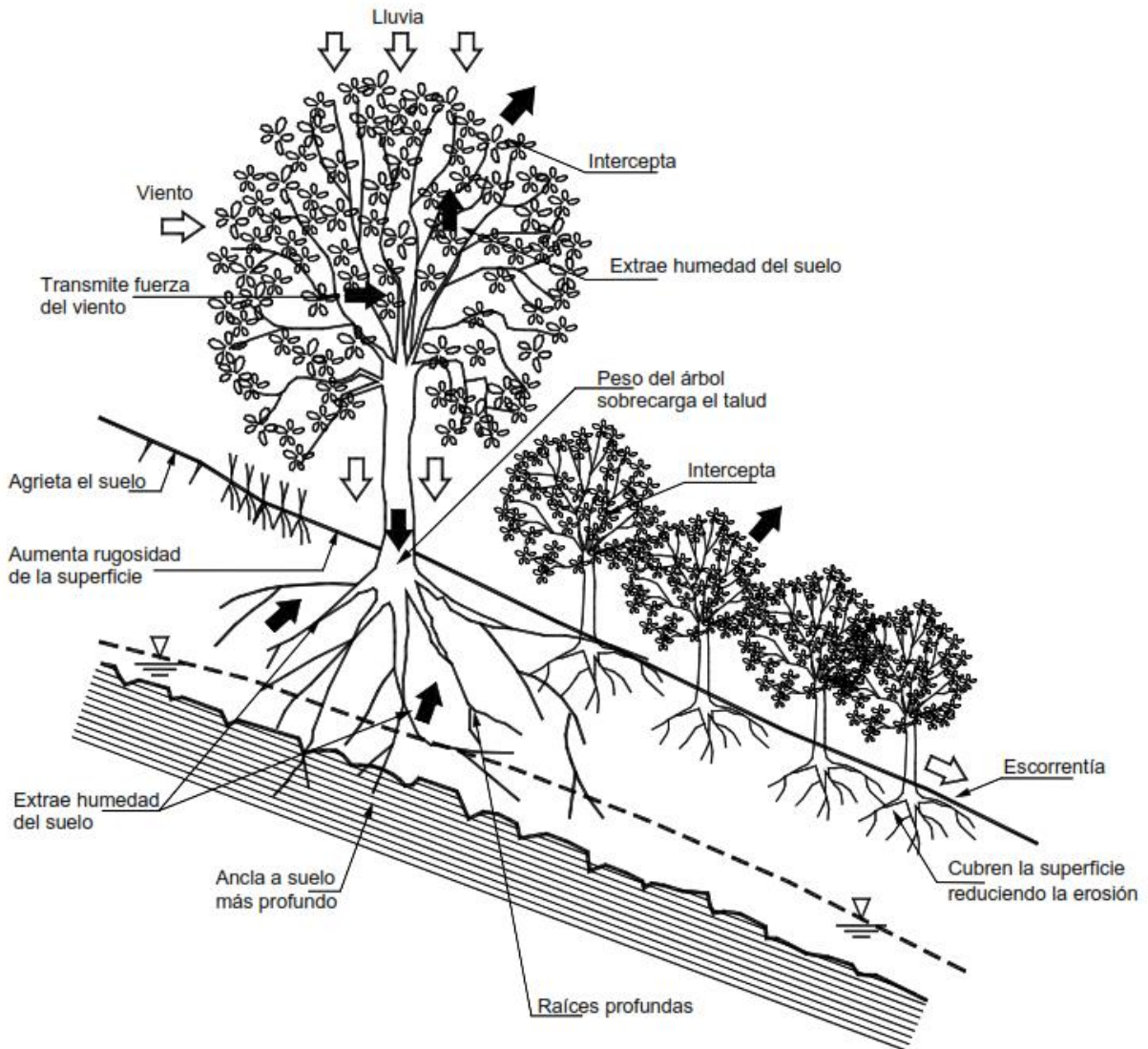


Figura 2.27 Efectos de la vegetación sobre la estabilidad de un talud

Fuente: (Suárez, 2001).

2.7.1.2 Efectos hidrológicos de la vegetación

La vegetación afecta las condiciones hidrológicas de un talud de varias formas (Figura 2.28).

2.7.1.2.1 Intercepción de la lluvia

De acuerdo con Styczen *et al.* (1996), la lluvia se divide en dos partes, la lluvia que cae directamente sobre el suelo y la lluvia que es interceptada por el follaje de la vegetación, esto se puede expresar mediante la siguiente expresión.

$$\text{Lluvia interceptada} = \text{Lluvia} \times \% \text{ \textit{área de follaje}}$$

Según Gregory y Walling (1973), dependiendo de la intensidad de la lluvia y del cubrimiento y tipo de vegetación en un bosque tropical, puede interceptarse hasta un 60% del total de la lluvia anual.

Parte de la lluvia interceptada es retenida y evaporada, y parte alcanza finalmente la tierra por goteo o por flujo sobre las hojas y troncos. Es importante determinar el tiempo entre la lluvia y el goteo para analizar el efecto hidrológico de cada tipo de vegetación.

2.7.1.2.2 Retención de agua

La retención de agua en el follaje demora o modifica el ciclo hidrológico en el momento de una lluvia. Debido a éste fenómeno decrece la escorrentía superficial disminuyendo su poder erosivo, pero puede aumentar la tasa de infiltración.

La retención de agua en el follaje depende del tipo de vegetación, sus características y la intensidad de la lluvia. Los árboles de mayor volumen o densidad de follaje demoran más el ciclo hidrológico, en razón a que retienen por mayor tiempo las gotas de lluvia.

En el caso de lluvias muy intensas la retención de agua es mínima, pero en el caso de lluvias moderadas a ligeras, la retención puede ser hasta de un 30%, dependiendo de las características de la vegetación.

El clima determina el efecto relativo de la vegetación para prevenir deslizamientos. En los climas para los cuales la precipitación es muy grande, el efecto de la cobertura vegetal sobre la

estabilidad es mínimo y en áreas de clima árido la cobertura vegetal puede afectar en forma significativa la ocurrencia de deslizamientos (Rice *et al.*, 1970).

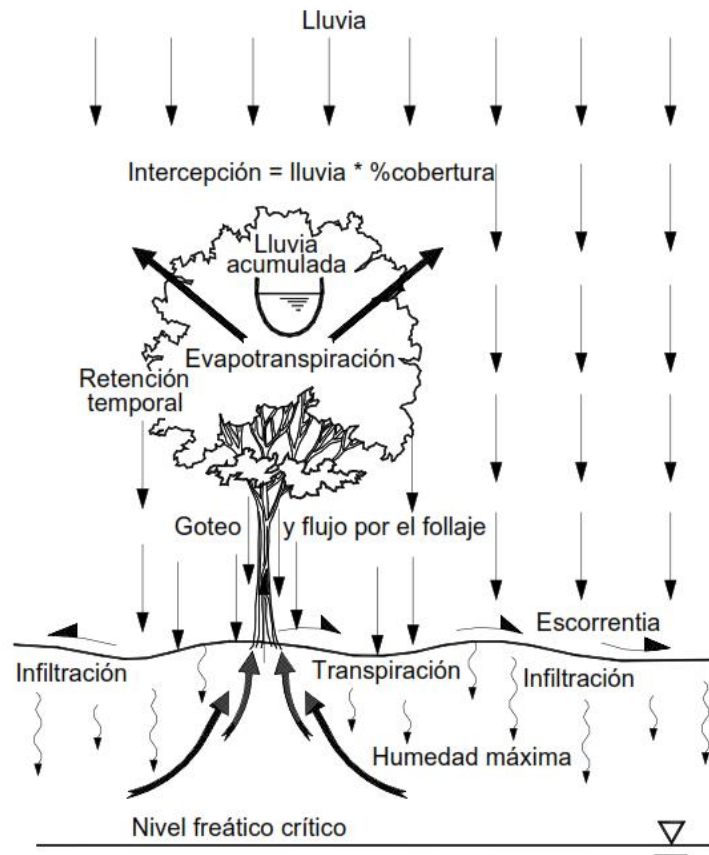


Figura 2.28 Esquema del efecto de la vegetación sobre el modelo hidrológico subsuperficial

Fuente: (Suárez, 2001)

2.7.1.2.3 Acumulación de agua

Parte del agua retenida es acumulada en el follaje para luego ser evaporada. Algunas especies vegetales como el maíz poseen espacios importantes para almacenamiento de agua. Existe experiencia con especies vegetales, la cual permite determinar el volumen total de agua acumulada, teniendo en cuenta la densidad de área total y el volumen del follaje.

2.7.1.2.4 Goteo o Flujo por el Follaje

El agua retenida no acumulada retorna a la tierra por goteo o flujo por el follaje. La rapidez de flujo depende de la aspereza de las superficies de las hojas y tronco, y los diámetros y ángulos de las hojas con la vertical.

2.7.1.2.5 Evapotranspiración

La evapotranspiración es un efecto combinado de evaporación y transpiración. Su efecto es una disminución de la humedad en el suelo. Cada tipo de vegetación en un determinado tipo de suelo, tiene un determinado potencial de evapotranspiración y se obtiene generalmente una humedad de equilibrio, dependiendo de la disponibilidad de agua lluvia y nivel freático.

Greenway (1987) reporta que la capacidad de una planta para consumir humedad del suelo depende del tipo y tamaño de la especie, clima, factores ambientales y características del suelo.

2.7.2 Estabilidad de taludes con vegetación

De acuerdo con las investigaciones (Yagi *et al.*, 1994), para fallas a poca profundidad para dos casos específicos en Japón, el factor de seguridad de acuerdo al modelo de análisis propuesto por Enoki aumento de 10% a 13.5%, para niveles altos de densidad de vegetación.

Un caso específico es Hong Kong, (Greenway, 1987) reporta un aumento del 33% en el factor de seguridad para un talud con árboles de aproximadamente 10 m de altura y 3 m de profundidad de raíces, utilizando el método de análisis de Janbú. El efecto analizado en este caso fue el de profundización de la superficie crítica de falla de 1 a 2.5 m.

Dependiendo del modelo que se utilice, los factores de seguridad varían. Generalmente se obtienen valores de aumento inferiores al 30% para casos normales de vegetación densa y superficies de falla hasta de 2m de profundidad.

En los casos de superficies de falla profundas, el efecto es menor y para fallas de más de 5 m de profundidad, el efecto es muy pequeño, en razón de que en taludes de pendiente alta, las raíces de los árboles generalmente alcanzan profundidades menores a 5 m.

2.8 Efecto del agua

El agua es el factor que más comúnmente es asociada con las fallas de los taludes, debido a que la mayoría de los deslizamientos ocurren después de lluvias fuertes o durante períodos lluviosos; de igual forma el control del agua subterránea es uno de los sistemas más efectivos para la estabilización de los deslizamientos.

La interpretación más frecuente del efecto del agua es que las lluvias por infiltración, saturan el talud y la presión de poros, induce a una disminución de la resistencia al cortante, la cual a su vez, puede activar un deslizamiento.

Sin embargo, el proceso no es siempre tan simple y la activación de un deslizamiento por acción del agua, es un fenómeno complejo con una gran cantidad de variables. En general, las fallas estructurales de taludes son el producto de una combinación de factores tales como el relieve, la geología, la historia tectónica, así como el intemperismo y la erosión a la que ha estado sometida la zona. Las fallas en taludes durante periodos prolongados de infiltración, son atribuidas al avance del humedecimiento dentro del cuerpo del talud. Como consecuencia de esto la resistencia al esfuerzo cortante producida por la succión se ve disminuida significativamente (Cho y Lee, 2001, 2002).

El agua lluvia al caer sobre el suelo, trata de infiltrarse, desplazando el agua existente hacia abajo por los macro poros y formando una especie de onda de presión de agua dentro del suelo, la cual produce un frente húmedo de infiltración. El porcentaje de infiltración corresponde a la proporción de lluvia que se infiltra. La infiltración a su vez, puede dividirse entre aquella parte que contribuye a aumentar el contenido de agua de la zona no saturada y aquella que recarga el sistema saturado de agua subterránea.

2.8.1 El ciclo hidrológico y su influencia en derrumbes

Los cuatro componentes principales del ciclo hidrológico son: 1) Infiltración, 2) Evapotranspiración, 3) Escorrentía, y 4) Interceptación y/o Encharcamiento. Para el estudio de derrumbes inducidos por lluvia, la infiltración es la consideración más importante. Esto es debido a que la infiltración causa cambios en el nivel de la saturación y presiones del agua en el suelo. Este cambio del contenido en agua del suelo afecta la presión efectiva, y por lo tanto también la resistencia al corte del suelo. Este último es un parámetro muy importante que es usado en los cálculos de la estabilidad de taludes. La infiltración es la cantidad de agua que penetra dentro del suelo (Dingman, 1993). Para una localización espacial dada el índice de la infiltración cambia sistemáticamente con el tiempo y nivel de saturación del suelo. Diversos investigadores han propuesto varias maneras de computar la velocidad de infiltración del agua en el suelo.

Los factores que afectan el índice o grado de infiltración son (Dingman, 1993):

1. La cantidad de agua que llega a la superficie del suelo debido a precipitación, derretido de nieve, irrigación, etc.
2. La conductividad hidráulica saturada y parcialmente saturada del suelo en la superficie.
3. El grado de saturación de la superficie del suelo.
4. Las características químicas y físicas de la superficie del suelo.
5. Las características químicas y físicas del agua.

2.8.1.1 Secuencia hidrológica del proceso de inestabilización

Generalmente las investigaciones muestran una secuencia hidrológica para a activación de los deslizamientos, según Dhakal *et al.* (2004):

- **Una lluvia acumulada anterior.** Esta lluvia genera las condiciones propias de humedad para propiciar la formación de niveles de agua colgados en sitios inestables.

- **Un periodo prolongado de lluvia.** La lluvia en las últimas 24 horas, o menos, aumenta las presiones de poros y asciende los niveles freáticos (Figura 2.29).
- **Un evento de alta intensidad.** Se aumenta, de forma rápida, la saturación del perfil y un incremento brusco de la presión de poros, lo cual activa los deslizamientos.

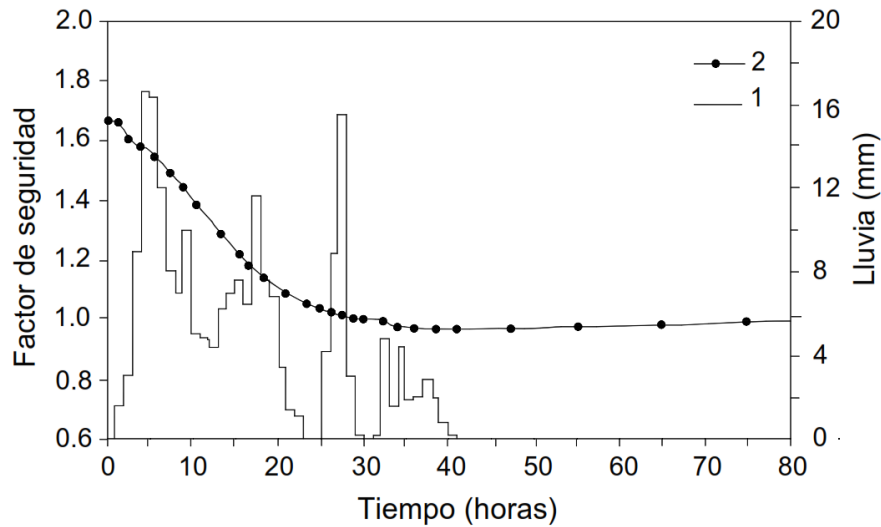


Figura 2.29 Modelación por elementos finitos de la disminución del factor de seguridad durante un evento lluvioso

Fuente: (Tofani *et al.*, 2005)

Sin embargo, en los perfiles de suelos permeables poco profundos, se pueden obviar las dos primeras etapas y los deslizamientos pueden activarse por un evento de gran intensidad, sin que exista lluvia antecedente o acumulada.

Existe un valor crítico de lluvia que activa un deslizamiento pero su cuantificación previa es muy difícil. Generalmente, los valores por encima del promedio de lluvias, son los que generan la mayoría de los problemas. Entre más lenta sea la lluvia, habrá más volumen de infiltración y menos escorrentía. La proporción escorrentía-infiltración depende de la intensidad de la lluvia, la pendiente, la cobertura vegetal y la conductividad hidráulica (permeabilidad) del suelo subsuperficial.

2.9 *Suelos residuales*

Suelo, es el producto de la desintegración mecánica o descomposición química en las rocas (Juárez y Rico, 1989; Lambe y Whitman, 1994; Rico y Del Castillo, 1992). Sin embargo, tal producto puede ser o no removido del lugar de formación. Así, si el producto del ataque de los agentes de intemperismo queda en el lugar directamente sobre la roca madre que les dio origen, el suelo formado recibe el nombre de residual. Por otro lado, los agentes geológicos pueden remover este producto del lugar de su formación y depositarlos en otro sitio; por ello, estos suelos son conocidos como transportados (Rico y Del Castillo, 1992; Bowles, 1988).

La definición de “suelo residual” varía de un país a otro pero una definición razonable podría ser la de un suelo derivado por la meteorización y descomposición de la roca in situ, el cual no ha sido transportado de su localización original (Blight, 1997).

La estabilidad de taludes en suelos residuales presenta algunas peculiaridades que son dignas de comentarios por separado, existen tres conceptos que desempeñan un papel muy importante; estos son el perfil de meteorización, las estructuras heredadas y, naturalmente, el efecto del agua subterránea. El primero es la secuencia de capas de materiales con diferentes propiedades que se ha formado en el lugar donde se la encuentra y que sobreyace a la roca no meteorizada, este perfil se forma tanto por ataque mecánico como por descomposición química; a su vez las estructuras heredadas consisten en diaclasas, exfoliaciones, juntas, grietas, fallas y otros defectos estructurales que muestra el suelo como herencia de los que tenía la roca original (Rico y Del Castillo, 1992; Bowles, 1988), la meteorización afecta principalmente las juntas y fracturas (Jaboyedoff *et al.*, 2004).

Un suelo residual puede variar considerablemente de un punto a otro, sobre todo por variaciones locales en el tipo y estructura de la roca, topografía, condiciones de erosión, régimen de aguas subterráneas y clima; así entonces hay una relación muy íntima entre el suelo residual y el medio físico que se encuentra (IMT, 1996).

Los suelos residuales son particularmente abundantes en países tropicales, es decir, aquellos comprendidos entre los trópicos de Cáncer y Capricornio; es por ello que a los suelos

residuales también se les conoce como suelos tropicales, dando origen a una confusión (Suárez 2001).

En México, es usual calificar con el termino residual a todos aquellos suelos producto de la descomposición de las rocas que se conservan sobre la roca original; la mayor de las veces su connotación es la de un suelo fino, resultado de una alteración química predominante en un ambiente tropical húmedo (IMT, 1996).

Probablemente la mejor manera de diseñar taludes en suelos residuales es con el ejercicio de un criterio basado en experiencia previa, que tenga en cuenta el perfil de meteorización, la naturaleza de las estructuras heredadas y el régimen local de aguas subterráneas (Rico y Del Castillo, 1992)

2.9.1 Deslizamiento en suelos residuales

Laderas formadas por suelos residuales tienden a ser estables, a no ser que ocurran ciertos eventos que alteren sus condiciones de estabilidad ya sea por interferencia al ser humano o por eventos de carácter natural. Los eventos naturales que provocan deslizamientos en los taludes naturales se suelo residual son:

- *Las precipitaciones pluviales prolongadas:* muchos autores han reportado los efectos que tienen en la estabilidad de taludes que están expuestos a lluvias prologadas (Mora y Rojas, 2011); las fallas en taludes durante periodos prolongados de infiltración, son atribuidas al avance del humedecimiento dentro del cuerpo del talud. Como consecuencia de esto la resistencia al esfuerzo cortante producida por la succión se ve disminuida significativamente (Cho y Lee, 2001, 2002) y por ende su colapso (Figura 2.30).

Es importante señalar que una gran parte de los deslizamientos de taludes tiene lugar en zonas tropicales, es decir, con precipitaciones frecuentes durante el año (Bujang, 2006); y pueden ocurrir en una gran variedad de suelos en climas tropicales y subtropicales (Tohari *et al.*, 2007).



Figura 2.30 Fotografía aérea del deslizamiento de talud

Fuente: Comisión Federal de Electricidad (CFE)

- *Eventos sísmicos:* los sismos pueden provocar deslizamientos de todo tipo, dependiendo de las características de los suelos, de la magnitud del sismo y de la distancia al foco. Derrumbes, deslizamientos y flujos pueden ocurrir durante la sacudida sísmica. Algunos ejemplos de deslizamientos causados por sismicidad son los más de 10,000 deslizamientos provocados por el terremoto de Guatemala de 1976 (Magnitud 7.6), el devastador deslizamiento de Las Colinas de Santa Tela, causado por el terremoto del 13 de enero de 2001 en El Salvador y los numerosos deslizamientos inducidos por el terremoto en Sichuan, al suroestes de China de 2008 (Figura 2.31).



Figura 2.31 Vista panorámica de la destrucción de viviendas y de los deslizamientos inducidos tras la ocurrencia de un terremoto.

- *Interferencias del ser humano:* existen muchos tipos de interferencias humanas que pueden afectar la estabilidad de taludes naturales en suelos residuales. De estos tipos, los mencionados a continuación son probablemente los casos más comunes:
 1. Remoción de la base de apoyo del talud provocado por el corte o erosión.
 2. Cambios en el régimen hidráulico del suelo.
 3. Aumento en los niveles de agua en los taludes naturales inducidos por las obra de una presa, por ejemplo.
 4. Efecto de la deforestación en el talud.

2.9.2 Fallas de cortes en taludes

Muchos de los agentes que provocan la falla de los taludes naturales también afectan la estabilidad de los cortes en taludes. Sin embargo, la estabilidad de estos cortes parece estar dominada por las características estructurales del suelo. Los taludes en suelos residuales (que no poseen características estructurales pronunciadas tales como estratificación o superficies de deslizamiento) pueden ser diseñados para ser estables con cortes muy empinados. Los

deslizamientos causados por la presencia de juntas superficiales, espejos de falla, etc., son muy difíciles de predecir o diseñar contra estas características debido a que en general no son visibles en los especímenes de exploración y sería difícil detectarlas aun en los sondeos. Incluso si fueran identificadas las características potencialmente peligrosas durante la exploración del sitio o ruta, es prácticamente imposible el valuar su extensión, frecuencia, variación de la inclinación y otros factores que podrían ser utilizados para el diseño de un corte de talud. En cuanto al diseño y análisis de deslizamientos, debido a la naturaleza desconocida y traicionera de los efectos de las discontinuidades en un suelo residual, el diseño es difícil de desarrollarlo sobre una base completamente racional (IMT, 1996). En situaciones como un camino, los taludes son muchas veces cortados a un ángulo nominal y si el deslizamiento ocurre se toman medidas de corrección tales como la remoción de escombros.

2.9.3 Análisis de deslizamientos en suelos residuales

Cuando una masa de talud es isotrópica, la forma de la superficie de falla posee una tendencia de superficie circular a logarítmica. Sin embargo, en las rocas blandas (Sancio *et al.*, 2000) y en los suelos residuales, el talud puede tender a fallar a lo largo de las discontinuidades o superficies de debilidad, generándose superficies de falla no circulares (Figura 2.32).

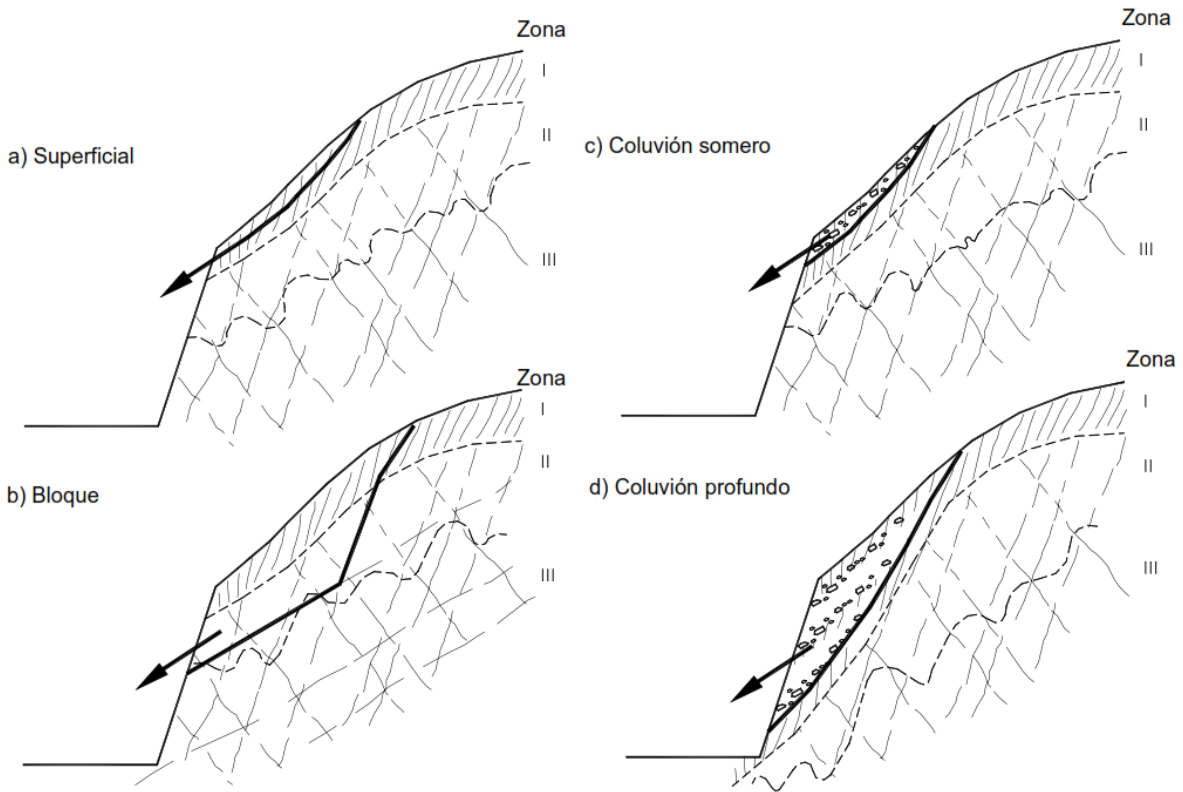


Figura 2.32 Tipos de deslizamiento en suelos residuales

Fuente: (Deere *et al.*, 1971)

En la Figura 2.33 se indican las formas de análisis de estabilidad en taludes de suelos residuales.

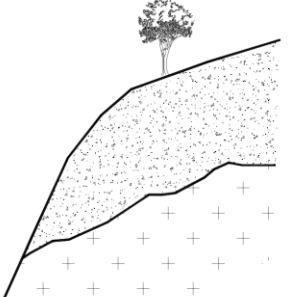



<i>Opción</i>	<i>Diagrama esquemático</i>	<i>Enfoque</i>
1. Suponer suelo uniforme		Los parámetros de ensayos de laboratorio o pruebas in situ se consideran representativos
2. Suponer masa uniforme, pero debilitada por discontinuidades		Se puede tener o no en cuenta la influencia de las discontinuidades sobre las propiedades de la masa (No hay control estructural)
3. Suponer masa heterogénea		Se tiene en cuenta la influencia de las inclusiones de roca más significativas
4. Suponer que está controlado por las discontinuidades		Control estructural. Debe tenerse en cuenta el efecto de la meteorización sobre las propiedades de las discontinuidades

Figura 2.33 Opciones de análisis de taludes en suelos residuales

Fuente: (Suárez, 2001)

2.9.4 Superficies preferenciales de falla

En las formaciones de suelos residuales generalmente existen superficies preferenciales por las cuales el talud tiende a fallar. Se pueden indicar las siguientes:

- **Las discontinuidades heredadas**

Las juntas, fracturas, foliaciones, planos de estratificación, laminaciones, diques, orientaciones de los minerales y demás discontinuidades de la roca original, se convierten en discontinuidades dentro de la masa de suelo residual, las cuales actúan generalmente como superficies de debilidad por su baja resistencia, relacionadas no sólo por la fractura en sí, sino también, con la meteorización preferencial a lo largo de éstas, ya que actúan como conductos del agua y demás agentes meteorizantes que facilitan no solo el transporte y depósito de subproductos, sino la formación de redes de presión de agua y de disipación de succión a lo largo de los planos de discontinuidad.

En la mayoría de los deslizamientos que ocurren en los suelos residuales, la superficie de falla coincide en áreas importantes con grupos de discontinuidades heredadas, las cuales algunas veces están rellenas de materiales débiles, comúnmente arcillas, las cuales absorben agua, se expanden y se ablandan muy fácilmente y es común que su existencia y significancia solo se identifica después de que ha ocurrido una falla (Massey y Pang, 1988).

- **Zonas de cambio de permeabilidad**

El proceso de meteorización o las características de formación de los materiales, puede generar la presencia de superficies de alta permeabilidad dentro de un perfil de suelos residuales menos permeables. El agua al atravesar el perfil, trata de fluir preferencialmente a través de las zonas de mayor permeabilidad, generándose una red diferencial de presiones de poros concentradas. El flujo del agua y las presiones preferenciales a lo largo de las zonas de alta permeabilidad, puede convertirlas en superficies de falla (Suárez, 2001).

- **Espejos de falla**

Los espejos de falla son discontinuidades lisas, las cuales pueden ser el producto de movimientos tectónicos en la roca original, que se preservan en el suelo residual o pueden ser causados también por movimientos diferenciales, ocurridos dentro del saprolito por acción del proceso de meteorización (Irfan y Woods, 1988).

- **Los contactos suelo – roca**

Los fenómenos que ocurren en la interfase suelo - roca, están relacionados con la formación de niveles colgados de agua permanentes o temporales, los cuales generan no sólo una presión hidrostática sino también, un proceso de disolución y lavado de llenantes y cementantes por acción de corrientes de agua.

- **Falla, planos de estratificación**

Es común encontrar en las formaciones residuales contactos o fallas que generan superficies de debilidad, abiertas o rellenas de sedimentos o intrusiones de materiales muy diferentes a los normales de la formación.

La presencia de estos puede generar un cambio substancial en el régimen de aguas subterráneas y en el comportamiento del talud. El material (a lado y lado de la falla) o intrusión, puede producir superficies de inestabilidad dentro de una formación considerada como estable. En ocasiones, la presencia de fracturas relacionadas con fenómenos tectónicos relativamente recientes, afecta la posibilidad de ocurrencia de deslizamientos, pero su evaluación es difícil porque generalmente no ha transcurrido tiempo suficiente para producir cambios geotécnicos visibles y la localización e identificación de los fenómenos neo-tectónicos es compleja.

- **Los suelos subsuperficiales o poco profundos**

Es muy común que se produzcan fallas de los mantos más subsuperficiales de suelo relacionados con varios factores:

La presencia de coluviones o suelos sueltos subsuperficiales. La mayor abertura de las discontinuidades poco profundas y la resultante, baja resistencia al cortante.

La meteorización y permeabilidad del manto de suelo más subsuperficial. Sancio *et al.* (2000), observan el desarrollo de grietas de tensión en la superficie superior de un talud de roca blanda antes de que ocurran movimientos apreciables a lo largo de la superficie de falla.

- **Contactos coluvión – suelo residual**

Como lo indicaron Deere y Patton (1971), los suelos residuales se encuentran con mucha frecuencia, relacionados con la presencia de coluviones. Estos depósitos se localizan sobre los suelos residuales y es muy común la ocurrencia de deslizamientos del coluvión sobre el suelo residual (Figura 2.32, c y d).

Sobre este contacto, se pueden depositar capas o lentes de arcillas blandas, las cuales facilitan los desplazamientos y se concentran las corrientes de agua. La falla puede ocurrir por el coluvión, por la superficie de contacto entre el coluvión y el suelo residual, o por el suelo residual.

3. MODELACIÓN HIDRAULICA

La modelación se ha desarrollado notablemente en el campo de la hidráulica, existen evidencias de estudios de diseños hidráulicos realizados desde tiempos antiguos, mediante pequeñas representaciones de estructuras y máquinas, por los cuales se ha llegado a enunciar principios fundamentales en la hidráulica; sin embargo hasta hace poco tiempo la experimentación hidráulica se llevaba a cabo habitualmente a escala real ya sea en vertederos, canales, tuberías y presas construidas sobre el terreno, en esta investigación se pretende construir modelos de taludes de 3 diferentes configuraciones.

Es durante el último medio siglo, cuando se han desarrollado métodos por los cuales, como resultado de experimentos realizados en modelos a escala reducida, es posible predecir la conducta de una estructura o prototipo.

El sistema semejante reducido o simplificado es lo que llamamos modelo, frente a la realidad que llamamos prototipo.

Los principios en que se basa este procedimiento incluyen las teorías de similitud hidráulica. El análisis de las relaciones básicas de las diversas cantidades físicas incluidas en el movimiento y la acción dinámica del fluido denominada análisis dimensional.

En la actualidad, se diseñan y construyen pocas o ninguna estructura hidráulica importante, sin estudios preliminares de modelos, más o menos extensos.

3.1 Aplicación y aporte de los modelos hidráulicos

En hidráulica, la modelación se usa para la simulación de situaciones reales que se producen en el prototipo y cuyo comportamiento se desea conocer; puesto que modelo y prototipo están ligados el uno con el otro, las observaciones y estudio del modelo constituyen la información necesaria para comprender la naturaleza del prototipo, debiendo para ello, estar ambos relacionados.

Debido a que las simulaciones se producen bajo condiciones controladas de laboratorio los modelos hidráulicos tienen múltiples aplicaciones.

Tenemos que los modelos hidráulicos, se usan para la solución de problemas relacionados con las estructuras hidráulicas, fenómenos de infiltración o tramos de ríos y recientemente con el transporte de sedimentos. Las principales características de cada uno de estos grupos son indicadas por sus nombres.

El grupo de modelos de infiltración es creado para el estudio de fenómenos de infiltración en suelos y en medios granulares en general. Pertenecen a este grupo también el estudio en modelo de infiltraciones en el subsuelo de una variedad de diques y de terraplenes, en la vecindad de los huecos excavados para la construcción en suelos granulares, bajo o alrededor de estructuras cimentadas en tales suelos.

3.2 Teoría de modelos

Muchos de los fenómenos que ocurren en la naturaleza son tan complejos que no es posible tratarlos únicamente a través de métodos analíticos o bien matemáticos.

Debido a la dificultad que se presenta en la solución de ecuaciones, existen problemas para los que la teoría no proporciona ayuda suficiente, siendo la experimentación la única vía de investigación (Vergara, 1993).

Los **modelos matemáticos** plantean soluciones casi siempre idealizadas, ya que están basados en hipótesis y relaciones de las variables que describen un fenómeno, con todo ello se forma un modelo matemático (ecuaciones) que conduce a un problema matemático y que necesita resolverse con técnicas matemáticas.

En la mayoría de los casos las ecuaciones que rigen los fenómenos físicos no pueden resolverse analíticamente, por lo que se emplean métodos aproximados mediante un proceso de computación, siendo los más utilizados el de elementos finitos y el de diferenciales finitas, que se basan en sustituir los sistemas de ecuaciones que rigen el fenómeno por otro medio en el que tiene lugar el fenómeno.

La precisión de los modelos matemáticos está basado en la exactitud de los datos iniciales, el tipo de fenómeno, la exactitud de las ecuaciones y su forma de aproximarlas.

Como se ha dicho los modelos matemáticos tienen la ventaja de la gran flexibilidad y la capacidad de cálculo de las computadoras digitales, por ello puede incluirse una gran variedad de alternativas de valores de datos sin gran costo comparado con el de los modelos físicos, pero tienen la inconveniencia de la complejidad misma de los fenómenos hidráulicos, lo que obliga a emplear ecuaciones que los rigen para en forma simplificada, de ahí que frecuentemente se pueden obtener resultados absurdos que expresan influencias secundarias importantes pero desconocidas parcial o totalmente.

Se llama **modelos analógicos** cuando dos fenómenos de diferente naturaleza son semejantes y las ecuaciones que los describen son idénticas en su expresión matemática aun cuando los símbolos de cada una de ellas tengan significado diferente.

Es muy común que uno de los dos fenómenos sea de menor dificultad, por lo que este se emplea para resolver el otro lo que ofrece la ventaja de resolver problemas hidráulicos con base en mediciones hechas sobre modelos análogos.

Estos modelos tienen la ventaja de facilitar el estudio de un problema sustituyéndolo por otro análogo que sea más accesible y económico.

Los **modelos reducidos, modelos físicos o modelos hidráulicos** son una herramienta muy valiosa en la solución a los problemas de ingeniería hidráulica, estos consisten en una simulación a escala reducida del problema al cual llamamos **modelo**, frente a la obra real que corresponde al **prototipo**; el modelo reducido, aunque es caro y necesita tiempo de construcción y ensayo, conlleva a un ahorro mucho mayor gracias a las mejoras que se pueden lograr, a la corrección de defectos que hubieran obligado a obras futuras de reparación, a un mejor conocimiento y a la mayor seguridad que se consigue del prototipo.

El modelo para serlo, debe poseer cualidades tales que permitan transferir las observaciones, resultados y conclusiones obtenidas de él a escala y magnitud del prototipo que pretende representar.

El empleo de los modelos se debe a que existen problemas que no son accesibles para resolverse total o satisfactoriamente por la vía analítica, por ello se tiene la necesidad de recurrir a la investigación experimental.

La base de los modelos reducidos es la **teoría de la similitud**, la semejanza completa entre modelo y prototipo.

Los modelos hidráulicos reducidos se pueden clasificar en:

- Modelos de estructuras hidráulicas
- Modelos de fondo fijo y/o modelos hidráulicos
- Modelos de fondo móvil y/o modelos fluviales y/o modelos marítimos

Los **modelos de fondo fijo** se emplean para reproducir fenómenos en donde la variación de niveles y las velocidades de flujo son parámetros determinantes, como el control de avenidas y de navegación, entre otros casos se estudian fenómenos locales sobre estructura y conocer el comportamiento hidráulico de vertedores, compuerta, obras de toma y de descarga, estructuras sumergidas, agitación de oleaje, corrientes, etc., en donde el patrón de flujo y niveles de agua son fundamentales.

Los **modelos de fondo móvil**, se emplean para estudiar los problemas relacionados con la estabilización de cauces de ríos o canales y playas. Por este motivo es importante reproducir las variables del flujo combinadas con las del sedimento y la mecánica del transporte.

Todos los estudios llevados a cabo sobre **modelos** tienen sus limitaciones derivadas de las simplificaciones realizadas al construirlos y operarlos o bien de los factores que no es posible tomar en consideración por su complejidad: así, un fenómeno real en el cual interviene determinado número de fuerzas, solo una, la fundamental, es tomada en cuenta, pasando a segundo plano otras y despreciándose unas terceras por sus efectos insignificantes o nulos.

Debido a estas simplificaciones existe una diferencia entre lo observado en el modelo y lo que realmente pasa en el prototipo; a esto se le conoce con el nombre de **efecto de escala**, el cual puede ser reducido al mínimo si el modelo es construido de un tamaño suficientemente grande si el modelo es construido de un tamaño suficientemente grande o si se hacen ajustes e

interpretaciones adecuados, de esa manera los resultados obtenidos serán satisfactorios para los fines prácticos perseguidos.

Atendiendo lo anterior lo lógico sería construir modelos grandes, pero los costos se incrementarían notablemente con el tamaño. La mejor solución es construir el modelo con el tamaño mínimo suficiente para que el estudio dé los resultados con la precisión buscada.

El estudio comparativo entre modelo y prototipo han mostrado frecuentemente resultados excelentes, y así, lo han verificado muchas estructuras diseñadas a partir de su estudio a través de **modelos** reducidos.

Existen técnicas que es necesario conocer para estudiar eficientemente un problema específico a través de un modelo hidráulico estas son:

- **Análisis dimensional:** Sirve para establecer las variables fundamentales que intervienen en un fenómeno dado y determinar que fuerza es la predominante. De esta forma, se define la Ley de similitud a emplear. También permite presentar los resultados de la investigación de una manera resumida y fácil de comprender y de aplicar en cualquier sistema de unidades.
- **Materiales y técnicas de construcción:** Es importante estar actualizado con respecto a los productos que salen del mercado; tales como pegamentos, aditivos de cemento, plásticos, selladores, impermeabilizantes, etc., y de las técnicas constructivas de elementos de plástico, modelado, fundición, ajuste, etc., ya que un modelo requiere de un trabajo especializado, fino y de precisión.
- **Teoría de las mediciones:** A través de a se adquieren los conceptos de error, precisión, exactitud, etc., y se conoce en general los fundamentos básicos del funcionamiento de los instrumentos de medición, sean estos mecánicos, eléctricos, electrónicos u ópticos.
- **La estadística:** Muy útil para el manejo de interpretación de datos. Con el auxilio de esta disciplina se ajustan curvas, se correlacionan datos, se determinan los intervalos de confianza de los resultados, etc.

3.3 *Análisis dimensional*

Al estudio de las funciones dimensionalmente homogéneas se le denomina **análisis dimensional**.

Cuando en un fenómeno identificamos un conjunto de magnitudes o variables que intervienen, con el análisis dimensional es factible encontrar las relaciones entre las variables mediante una ecuación homogénea.

Como sabemos en un modelo hidráulico identificamos un conjunto de variables y magnitudes que intervienen en él, con el análisis dimensional encontramos las relaciones entre las variables llegando a una ecuación que debe ser dimensionalmente homogénea que es aquella donde la dimensión de cada uno de los miembros de la ecuación son iguales y válidos para cualquier sistema de unidades, es decir, una ecuación es dimensionalmente homogénea si su forma no depende del sistema de unidades que se utilice.

Las leyes que rigen los fenómenos físicos se expresan con ecuaciones en las que intervienen magnitudes físicas (Fuerza, presión, viscosidad, etc.) que es preciso medir.

Las magnitudes físicas se derivan en dos grupos las fundamentales en las que encontramos la longitud (L), masa (M), tiempo (T) y las derivadas que son área (a), volumen (V), velocidad (v), gastos (Q), fuerza (F), viscosidad (μ), densidad (ρ), tensión superficial (τ), etc.

La elección de las magnitudes fundamentales es arbitraria, la longitud, masa y tiempo se han tomado por simplicidad, no hay nada fundamental en ellas, estos son solo puntos de partida convenientes, pero de igual manera se pueden escoger tres magnitudes físicas cualesquiera y declarárseles magnitudes fundamentales asignándoles una unidad a cada una de ellas, las magnitudes restantes podrán expresarse en función de estas tres, y sus unidades en función de las unidades básicas (Giles, 1987).

3.4 *Similitud*

Es posible predecir la conducta de una estructura o un prototipo a través de un modelo a escala. Los principios en que se basan estos métodos incluyen la teoría de similitud entre modelo y prototipo que pueden tener tres formas distintas: geométrica, cinemática y dinámica.

La **similitud geométrica** implica similitud de forma. Esto se da cuando el modelo es geoméricamente similar al prototipo, es decir, si todas las relaciones de longitudes homólogas entre modelo y prototipo son iguales.

Los parámetros en la similitud geométrica son la longitud, el área y el volumen.

La razón de las longitudes homólogas en el prototipo y el modelo se expresa como sigue:

$$\frac{L_p}{L_m} = E_L$$

Donde los subíndices p y m indican respectivamente prototipo y modelo y E_L es la escala de líneas del modelo con relación al prototipo.

El área A implica el cuadrado de una longitud, por ende la razón de áreas homólogas se puede expresar:

$$\frac{A_p}{A_m} = \frac{L_p^2}{L_m^2} = E_L^2 = E_A$$

Donde E_A es la escala de áreas.

Un volumen V implica el cubo de una longitud, por ende, la razón de volúmenes homólogos se puede expresar:

$$\frac{V_p}{V_m} = \frac{L_p^3}{L_m^3} = E_L^3 = E_V$$

Donde E_V es la escala de volúmenes.

La **similitud cinemática** implica similitud de movimientos, es decir, si las trayectorias de las partículas homólogas en movimiento son geoméricamente similares y si las razones de las velocidades de las diversas partículas son iguales (King, 1980).

La similitud cinemática introduce el concepto tiempo, junto al de la longitud. La razón de los tiempos necesarios para que las partículas homólogas recorran distancias homólogas en el modelo y prototipo es:

$$\frac{T_p}{T_m} = E_T$$

Donde E_T es la escala de tiempos.

Las cantidades involucradas por lo común son la velocidad lineal y la aceleración, la descarga, la aceleración y la velocidad angular. La velocidad lineal V se expresa en función de la longitud por unidad de tiempo, teniendo así:

$$\frac{V_p}{V_m} = \frac{L_p/T_p}{L_m/T_m} = \frac{L_p \cdot T_p}{L_m \cdot T_m} = \frac{E_L}{E_T} = E_L \cdot E_T^{-1}$$

La aceleración lineal a se expresa como longitud por unidad de tiempo al cuadrado, por lo que se tiene:

$$\frac{a_p}{a_m} = \frac{L_p/T_p^2}{L_m/T_m^2} = \frac{L_p \cdot T_p^2}{L_m \cdot T_m^2} = \frac{E_L}{E_T^2} = E_L \cdot E_T^{-2}$$

Las unidades de descarga Q son de volumen por unidad de tiempo, es decir:

$$\frac{Q_p}{Q_m} = \frac{V_p/T_p}{V_m/T_m} = \frac{L_p^3 \cdot T_m}{L_m^3 \cdot T_p} = \frac{E_L^3}{E_T} = E_L^3 \cdot E_T^{-1}$$

La velocidad angular ω se expresa en radianes por unidad de tiempo y es igual a la velocidad lineal tangencial dividida entre la longitud del radio R de la curva en el punto de tangencia, por ende, las unidades de w son:

$$\frac{\omega_p}{\omega_m} = \frac{V_p/R_p}{V_m/R_m} = \frac{V_p \cdot R_m}{V_m \cdot R_p} = \frac{1}{E_T}$$

Como las revoluciones por minuto, N , son una medida de la velocidad angular, tenemos:

$$\frac{N_p}{N_m} = \frac{1}{E_T}$$

La aceleración angular ω se expresa en radianes de ángulo por unidad de tiempo al cuadrado, por ende tenemos que:

$$\frac{\alpha_p}{\alpha_m} = \frac{1}{E_T^2}$$

La **similitud dinámica** implica similitud de fuerzas, y se satisface cuando el modelo es cinemáticamente similar y si las razones de las masas homólogas en movimiento y fuerzas que producen el movimiento son respectivamente iguales (King, 1980).

Para la similitud dinámica es necesario que las razones de las fuerzas homólogas en el modelo y el prototipo sean iguales es decir:

$$\frac{F_p}{F_m} = E_F$$

La fuerza es igual a la masa M por la aceleración,

$$E_F = \frac{F_p}{F_m} = \frac{M_p \cdot a_p}{M_m \cdot a_m} = E_M = \frac{E_L}{E_T^2} = E_M \cdot E_L \cdot E_T^{-2}$$

La fuerza definida por la ecuación $F = ma$ se denomina fuerza inercial por lo que la ecuación anterior define la razón de las fuerzas inerciales homólogas en el modelo y el prototipo.

A partir de la ecuación anterior, la razón de las masas homólogas del modelo y el prototipo se hace:

$$E_M = E_F = \frac{E_T^2}{E_L}$$

Como el trabajo es igual a la fuerza por la distancia, la razón del trabajo realizado por fuerzas homólogas es:

$$\frac{\text{Trabajo}_p}{\text{Trabajo}_m} = \frac{F_p L_p}{F_m L_m} = E_F E_L$$

Potencia es la rapidez de realización de trabajo, por ende:

$$\frac{\text{Potencia}_p}{\text{Potencia}_m} = \frac{F_p L_p / T_p}{F_m L_m / T_m} = \frac{E_F E_L}{E_T}$$

El peso unitario ω es la fuerza de atracción de la tierra sobre cada unidad de volumen de una sustancia por lo que tenemos que:

$$\frac{\omega_p}{\omega_m} = \frac{F_p / V_p}{F_m / V_m} = \frac{F_p / V_p}{F_m / V_m} = \frac{E_F}{E_L^3}$$

La densidad de masa ρ es la masa por unidad de volumen así (King, 1980):

$$\frac{\rho_p}{\rho_m} = \frac{(F_p T_p^2 / L_p) / V_m}{(F_m T_m^2 / L_m) / V_p} = \frac{E_F E_T^2}{E_L^4}$$

3.4.1 Ley de similitud de Froude

Siempre que exista un flujo a superficie libre como es nuestro caso, la gravedad juega un papel importantísimo. No solo es necesario cumplir con la semejanza geométrica entre modelo y prototipo, sino también que sean dinámicamente semejantes. El número de Froude es el parámetro adimensional de semejanza, que se tiene que satisfacer en los problemas con predominio de la fuerza de gravedad.

El criterio de similitud de Froude se satisface, si el número de Froude en el prototipo es igual al número de Froude en el modelo esto es: $F_p = F_m$

Si el número de Froude es igual a:

$$F = \frac{v}{\sqrt{gL}}$$

Entonces tenemos:

$$\frac{V_p}{\sqrt{g_p L_p}} = \frac{V_m}{\sqrt{g_m L_m}}$$

Y despejando convenientemente

$$\frac{V_p}{V_m} = \frac{\sqrt{g_p} \sqrt{L_p}}{\sqrt{g_m} \sqrt{L_m}}$$

$$E_v = E_g^{1/2} \cdot E_L^{1/2} \text{ si, } E_g = 1$$

$$E_v = E_L^{1/2}$$

Esta ecuación deducida para la condición en la que se puede suponer que las fuerzas de inercia y la gravedad controlan el flujo, se le conoce como **Ley de similitud de Froude**.

En lo general el valor de la gravedad (g) en la ecuación anterior se puede considerar igual en el modelo como en el prototipo. Entonces, $E_g=1$ y la ecuación resulta:

$$E_T = E_L^{1/2}$$

Si $\sqrt{E_L}$ se sustituye en vez de E_T , las razones de las cantidades dadas por las ecuaciones anteriores se pueden expresar en función de la escala de longitudes E_L , si además $\omega_r = 1$, como se sucede al usar agua tanto en el modelo como en el prototipo las razones de las cantidades involucradas en la similitud dinámica se pueden expresar también en función de E_L , como se muestra en la Tabla 3.1.

Tabla 3.1 Componentes geométricos, cinemáticos y dinámicos en la modelación hidráulica

Similitud geométrica	Similitud cinemática	Similitud dinámica
Longitud E_L	Tiempo $E_L^{1/2}$	Peso unitario E_ω
Área E_L^2	Velocidad $E_L^{1/2}$	Densidad de masa E_ω
Volumen E_L^3	Aceleración 1	Fuerza E_ω
	Descarga $E_L^{1/2}$	Masa $E_\omega E_L^3$
	Velocidad angular $E_L^{1/2}$	Trabajo $E_\omega E_L^4$
	Aceleración angular $E_L^{1/2}$	Potencia $E_\omega E_L^{7/2}$

Cuando en un modelo hidráulico las escalas de magnitudes lineales, horizontales, verticales e inclinadas son iguales, se dice que el modelo es similarmente geométrico y no distorsionado.

En algunos estudios de modelos, la similitud geométrica da como resultado una profundidad demasiado pequeña del flujo en el modelo, entonces, será preciso hacer la escala vertical del modelo mayor que la horizontal. Entonces, se dice que el modelo es distorsionado.

Las causas que ocasionan la distorsión de un modelo son diferentes pudiendo ser: la rugosidad, el flujo, por razones de espacio o por equipo de medición.

3.5 *Efectos de escala*

Al no darse las condiciones de completa semejanza mecánica, pueden aparecer “efectos de escala” en los modelos donde en razón de la magnitud de la transformación adoptada existen fuerzas que cobran importancia, fundamentalmente, las fuerzas moleculares que son, por lo general, insignificantes en el prototipo y que en cambio, por el reducido tamaño del modelo se hacen relevantes los fenómenos observados en éste.

Tales fuerzas se asocian, principalmente, con las fuerzas capilares derivadas de la tensión superficial y con las fuerzas viscosas o de fricción interna.

Es por ello, que en el diseño del modelo se deben considerar ciertos límites para evitar o minimizar estos efectos de escala.

4. METODOLOGÍA

4.1 Zona de estudio

La zona de estudio está ubicada dentro de la Universidad Autónoma de Querétaro Campus Amealco, en el municipio de Amealco de Bonfil, con las coordenadas geográficas de latitud igual a $20^{\circ} 10' 30''$ N y longitud $100^{\circ} 08' 09''$ W y con una elevación de 2668 metros sobre el nivel medio del mar, Figura 4.1.

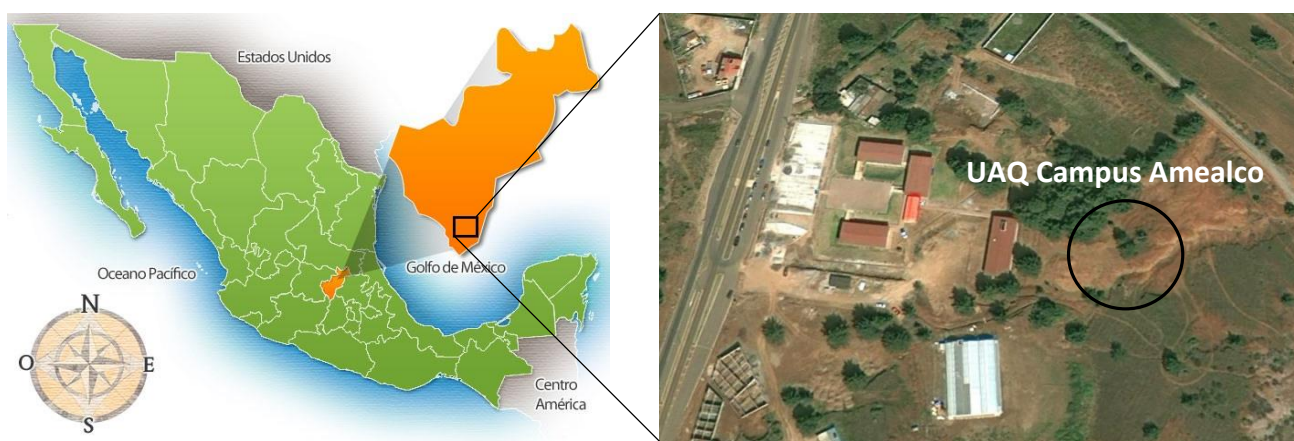


Figura 4.1 Ubicación de la zona de estudio, Amealco de Bonfil, Querétaro

Fuente: (Google Earth, 2013)

Se realizó la extracción del suelo en la zona de estudio para llevar a cabo la caracterización de manera física y mecánica del material, se obtuvieron muestras del tipo inalterado y alterado, el método utilizado para muestrear fue el de pozo a cielo abierto (Juárez y Rico, 1989). El lugar donde se extrajeron las muestras de suelo, fue de un talud al cual se despalmó la capa erosionada a una profundidad de 1.50 m como se observa en la Figura 4.2. Para cada muestra obtenida se determinó el contenido de humedad de acuerdo a la norma ASTM D 2216–05.



Figura 4.2 Extracción de muestra inalterada

4.2 Caracterización y clasificación del suelo

Las pruebas índice se utilizan para evaluar las relaciones volumétricas y gravimétricas de los suelos y para efectos de clasificación.

4.2.1 Límites de Atterberg

Los límites de Atterberg tienen por objeto determinar la plasticidad de la porción del material que pasa la malla N° 40 y que forma parte de un suelo. La plasticidad es una propiedad de las arcillas que les permite cambiar su forma sin agrietarse, cuando se le sujeta a una presión, reteniendo una nueva forma cuando desaparece el esfuerzo aplicado, esta propiedad es útil para clasificar suelos y tiene relación con las propiedades fisicoquímicas determinantes del comportamiento mecánico (Juárez y Rico, 1989).

Esta prueba se realizó con base en lo especificado en la norma ASTM D 4318-05 (Standart Test Methods for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils). De este ensaye se va a determinar el limite liquido (LL), limite plástico (LP), contracción lineal (CL) y límite de contracción (LC), estos valores se requieren ser obtenidos para clasificar el suelo usando la carta de plasticidad del SUCS.

4.2.2 Densidad de sólidos

La densidad de sólidos de los suelos se define como el peso volumétrico relativo de los sólidos dividido entre el peso volumétrico del agua destilada a la presión atmosférica y a 4 °C. La fórmula que se aplica para calcular la densidad de sólidos es la siguiente:

$$S_s = \frac{\gamma_{\text{sólido}}}{\gamma_{\text{agua a 4° C}}}$$

La densidad de sólidos se requiere para calcular la relación de vacíos; se emplea en el análisis por medio del hidrómetro y para el cálculo de pesos volumétricos. Se puede obtener a partir de la relación entre el peso de la sustancia y el peso del agua cuando se pesan volúmenes iguales, esto se representa a continuación:

$$S_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_w} = \frac{W_s/V}{W_w/V} = \frac{W_s}{W_w}$$

Por definición la temperatura del agua afecta la densidad de sólidos ya que el peso volumétrico del agua cambia con la temperatura.

Con base a la norma ASTM D 854-06 se determina la densidad de sólidos, necesaria para determinar el grado de saturación, relación de vacíos, es decir, calcular las relaciones volumétricas y gravimétricas,

4.2.3 Granulometría

El análisis granulométrico de un suelo, tiene el propósito de determinar la relación entre los tamaños de las partículas sólidas que lo constituyen y el por ciento del peso total que representa cada porción de un mismo tamaño, dicho en otras palabras, consiste en separar y clasificar por tamaño los granos que lo componen.

El tamaño se fija por una longitud representativa de las partículas que se denomina diámetro. El por ciento se obtiene relacionando el peso de todo el material menor que cierto diámetro con el peso total de la muestra que se analiza, esta prueba se realizó con base en lo

referente en la norma ASTM D 422-63.

4.3 Resistencia al esfuerzo cortante

4.3.1 Pruebas de compresión triaxial

Las pruebas de compresión triaxial son las más usadas para determinar las características de esfuerzo-deformación y de resistencia de los suelos. Estas pruebas consisten en aplicar presiones laterales y axiales diferentes de un espécimen cilíndrico, y estudiar su comportamiento.

Las pruebas triaxiales usuales se realizan en dos etapas: consolidación y ruptura. La primera consiste, generalmente, en aplicar a un espécimen cilíndrico una presión hidrostática (consolidación isotrópica); en ocasiones, simultáneamente se aplica una carga o descarga vertical (consolidación anisotrópica). Durante la segunda etapa, el espécimen se lleva a la falla por carga (prueba de compresión) o descarga vertical (prueba de extensión), manteniendo constante la presión confinante.

Las pruebas triaxiales se clasifican en función de las condiciones de drenaje durante las dos etapas de la prueba. Las pruebas más usuales son:

1. No consolidada - No drenada (Prueba rápida), en ella se impide el drenaje durante las dos etapas de la prueba.
2. Consolidadas - No drenadas (Prueba rápida consolidada), en la que se permite el drenaje durante la primera etapa solamente.
3. Consolidadas - drenadas (Prueba lenta). En ella se permite el drenaje durante toda la prueba, y no se dejan generar presiones de poro, aplicando las cargas con una velocidad adecuada durante la segunda etapa.

La prueba no consolidada - no drenada (Rápida) permite determinar la resistencia de una arcilla saturada sometida a carga o descargas aplicadas a una velocidad tal que no haya disipación de las presiones de poro generadas. Esta prueba se presta, por tanto, al estudio de la estabilidad al final de la construcción.

Se aplicó la prueba triaxial no consolidada – no drenada, es también llamada prueba rápida (se abrevia como “UU”) de acuerdo a la norma ASTM D 2850-03a (Standart Test Method for Unconsolidated-Undrained Triaxial Compression Test on Cohesive Soils).

4.3.1.1 Muestras compactadas

Con material suelto (alterado), se prepararon muestras en el laboratorio. El suelo fue disgregado hasta pasar la malla #40 y dejando secar al aire libre, antes de determinar su humedad. Se calculó la cantidad de agua necesaria para alcanzar las humedades de estudio, se agregó agua al material, luego se colocó en un recipiente hermético y se dejó reposar 3 días para lograr que la humedad se distribuyera en todo el material y finalmente determinar la humedad para la elaboración de probetas.

Con un molde como el mostrado en la Figura 4.3, se elaboraron probetas con diámetro de 3.67 cm, altura de 8.44 cm, y un volumen de 89.15 cm³.



Figura 4.3 Molde para elaboración de probetas

Se reprodujeron probetas con grados de iniciales de saturación de 75% y hasta el 95%, esto con el fin de reproducir en laboratorio el efecto que tiene el agua en las características mecánicas del material simulando lo que puede ocurrir en tiempos de lluvia.

Las probetas se conformaron mediante 3 capas, mediante la aplicación de una carga estática, hasta obtener el peso volumétrico y humedad del sitio. En la tabla 4.1 se muestran las propiedades índice teóricas de las probetas a diferentes grados de saturación. En la Figura 4.4 se observan las muestras elaboradas bajo diferentes grados de saturación.

Tabla 4.1 Propiedades índice de muestras compactadas

Ws (gr)	Ww (gr)	Wm (gr)	Vm (cm³)	γ_m (gr/cm³)	w (%)	Ss	Vs (cm³)	Vw (cm³)	e	Gw (%)
129.90	31.18	161.40	89.15	1.81	24.00	2.73	47.58	31.18	0.87	75
129.90	33.25	163.47	89.15	1.83	25.60	2.73	47.58	33.25	0.87	80
129.90	35.33	165.55	89.15	1.86	27.20	2.73	47.58	35.33	0.87	85
129.90	37.41	167.63	89.15	1.88	28.80	2.73	47.58	37.41	0.87	90
129.90	39.49	169.71	89.15	1.90	30.40	2.73	47.58	39.49	0.87	95

Fuente: Elaboración propia



Figura 4.4 Muestras compactadas a diferentes grados de saturación.

Al tratar de reproducir en laboratorio las condiciones a que el suelo estará sometido en la obra al igual que sus propiedades como humedad, peso volumétrico principalmente, no es posible pensar que mediante muestras compactadas se pueden reflejar las propiedades mecánicas reales, por el hecho de que no se puede obtener la misma estructura del suelo in situ. Sin embargo, mediante muestras compactadas se puede disminuir la influencia de raíces y grietas que se tienen en muestras inalteradas y poder así atribuir las diferencias en los parámetros de resistencia a las condiciones de drenaje.

4.3 Consolidación unidimensional

Se llama consolidación a la reducción paulatina de la relación de vacíos que sufre el suelo de baja permeabilidad sometido a cargas de larga duración. El fenómeno de consolidación puede atribuirse a la compresión y expulsión del aire contenido en los poros de los suelos parcialmente saturados y a la expulsión de agua.

Dos aspectos del fenómeno de consolidación son de interés en mecánica de suelos: La magnitud de las compresiones totales que pueden presentarse bajo distintas cargas, y la evolución con el tiempo de la compresión sufrida por un suelo bajo una carga determinada.

La prueba de consolidación estándar consiste en comprimir verticalmente un espécimen de material, confinado en un anillo rígido, de acuerdo con una secuela de carga establecida de antemano (Figura 4.5).

Para cada incremento de carga, el espécimen sufre una primera deformación, atribuible al proceso de expulsión de agua o de aire, que se llama consolidación primaria o hidrodinámica, y una segunda deformación debida a fenómenos de flujo plástico en el suelo, cuyos efectos son más notables después de que se ha determinado el proceso de consolidación primaria.

La extrapolación de los datos de laboratorio a problemas de evaluación de asentamientos en el campo, mediante la teoría de la consolidación secundaria.

Las pruebas de consolidación se realizan con el objeto de tener información sobre los dos aspectos mencionados. La relación entre reducciones de relación de vacíos y presiones efectivas

aplicadas, obtenidas durante la prueba, permite estimar los asentamientos totales que pueden esperarse.

Por otra parte, la relación de deformación contra tiempo, obtenida por un incremento de carga dada durante la prueba, permite, por medio de la teoría de consolidación unidimensional de Terzaghi, prever la evolución de los asentamientos con el tiempo.

La prueba de consolidación se realizó mediante la norma ASTM D 2435-09 (Standard Test Methods for One-Dimensional Consolidation Properties of Soils Using Incremental Loading).



Figura 4.5 Consolidómetro donde se realizó la prueba.

4.4 Compactación

Se llama compactación al proceso de aumento rápido del peso volumétrico de un suelo, mediante la aplicación de cargas transitorias de corta duración. La compactación permite aumentar la resistencia y reducir la deformabilidad, la permeabilidad y la susceptibilidad a la erosión de los suelos por el agua. Se sabe que, para una energía de compactación dada, el máximo peso volumétrico seco del suelo compactado se obtiene para ciertos contenidos de agua, llamado "contenido de agua óptimo".

La función de las pruebas de compactación de laboratorio (Figura 4.6) es permitir la especificación racional y el control de los trabajos de campo, mediante el estudio de las propiedades mecánicas de los suelos compactados. Los procedimientos de laboratorio deben por lo tanto, permitir reproducir las condiciones de campo, principalmente el mecanismo y la energía de compactación.



Figura 4.6. Prueba proctor estándar

Existe la tendencia de referir todo trabajo de compactación a algunos patrones en el laboratorio, independientemente de los requerimientos particulares de la obra. La compactación no se debe considerarse como un fin en sí misma sino como un medio para lograr las propiedades mecánicas adecuadas.

Los patrones de compactación en el laboratorio, que deben emplearse con la flexibilidad y el enfoque que implica las observaciones anteriores, son por lo general, de dos tipos: compactación

por amasado y por impactos. Esos patrones se han fijado con el objeto de reproducir las condiciones de compactación de campo obtenidas por medio de rodillos pata de cabra o llantas neumáticas.

El ensaye que se seleccionó para la compactación del suelo, fue la prueba proctor estándar la cual se realizó mediante la norma ASTM D698-07e1 “Standard Test Methods for Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using Standard Effort (12 400 ft-lbf/ft³ (600 kN-m/m³))”.

4.5 Modelación analítica

Para la modelación analítica se utilizó el Slide 5.0 que es un software disponible para el análisis de estabilidad de taludes. Con este programa en 2D, se puede evaluar la estabilidad de falla circular y no circular en taludes de suelos y roca.

Fácilmente se modela la geometría de un talud complejo, se dibuja como se haría en cualquier CAD o importamos una imagen y digitalizamos encima de ella. Los taludes artificiales y naturales con estratos complejos, lentes de arcilla, se planean e incorporan fácilmente. Con el Slide 5.0, se puede muy rápidamente y fácilmente crear un modelo, realizar el análisis de estabilidad, e interpretar los resultados, Figura 4.7.

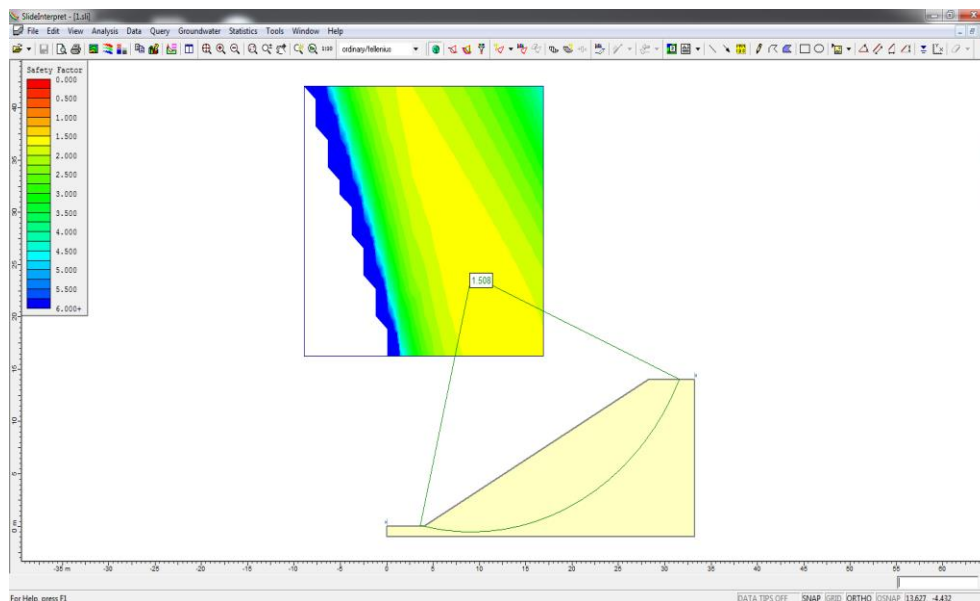


Figura 4.7 Interfaz del Slide 5.0

Slide analiza la estabilidad en superficies de deslizamientos usando métodos de equilibrio límite con dovelas verticales. Analiza superficies de deslizamientos individuales o los métodos pueden ser aplicados para buscar y localizar la superficie de deslizamiento crítica para un talud dado.

Características:

- Métodos de búsqueda de la superficie crítica para superficies de deslizamiento circular o no circular
- Bishop, Janbú, Spencer, GLE/Morgenstern-Price y otros métodos de análisis.
- Múltiples materiales, anisotrópicos, materiales no lineales y otros.
- Agua subterránea a presión, red de presiones de poro, o el análisis de infiltración.
- Carga externa lineal, distribuida o sísmica.
- Soportes, geotextiles, pilotes. Análisis de fuerzas de apoyo requeridas.
- Vista de cualquiera o todas las superficies generadas por la búsqueda. Los resultados individuales detallados pueden trazarse para las superficies de deslizamiento.

4.4.1 Modelación analítica mediante el Slide 5.0

- Para la simulación de los modelos de taludes de pendientes constantes y escalonados se utilizó el software Slide 5.0 del cual sus características se enunciaron anteriormente. El primer paso a realizar es calcular las coordenadas del perfil del talud, en la Tabla 4.2, se muestran las coordenadas de los puntos del perfil del talud de 10° de inclinación. Cabe mencionar que la altura del talud fue de 10 m y este valor se toma como constante.

Tabla 4.2 Coordenadas del perfil del talud de 10°

<i>No.</i>	<i>x</i>	<i>y</i>
1	0	0
2	5	0
3	61.713	10

4	66.713	10
5	66.713	-1
6	0	-1
7	0	0

Fuente: Elaboración propia

- Posteriormente la tabla de las coordenadas de los puntos del perfil del talud, se ingresa en el software Slide 5.0 como se muestra en la Figura 4.8, para que el programa en automático dibuje el perfil del talud correspondiente, como se observa en la Figura 4.9.

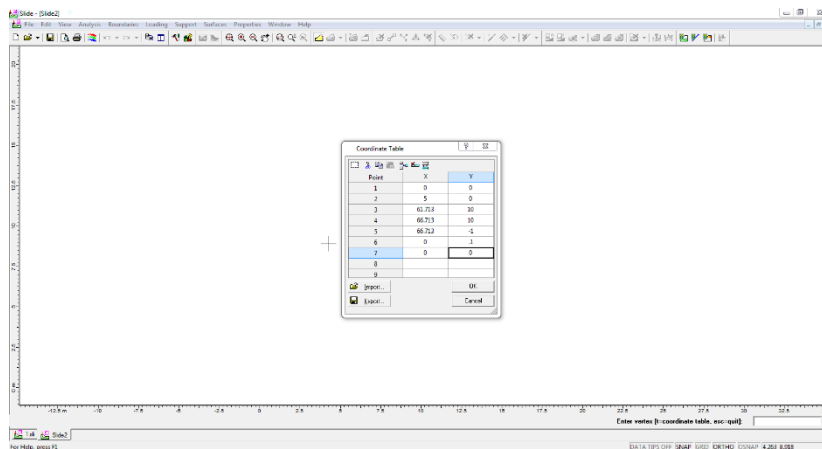


Figura 4.8 Coordenadas de los puntos del perfil del talud

Fuente: Elaboración propia

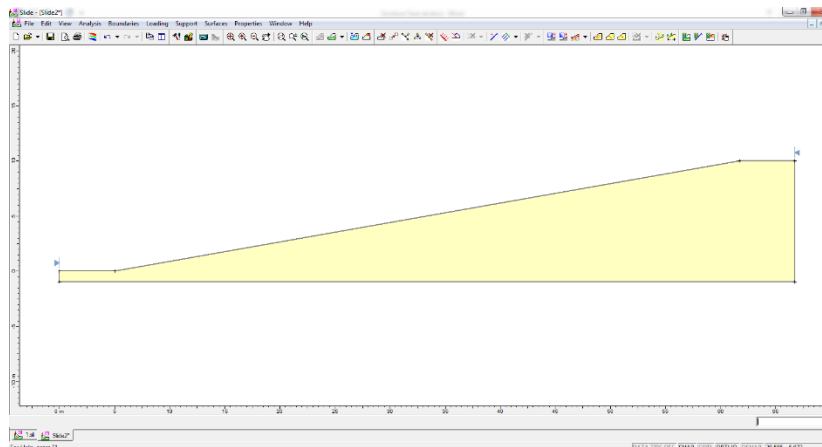


Figura 4.9 Perfil del talud introducido

Fuente: Elaboración propia

- El procedimiento anterior se reproduce de manera similar para los taludes de pendiente constante con ángulos de inclinación de 20°, 30°, 40°, 50°, 60°, 70°, 80° y 90° como se ilustra en la Figura 4.10.

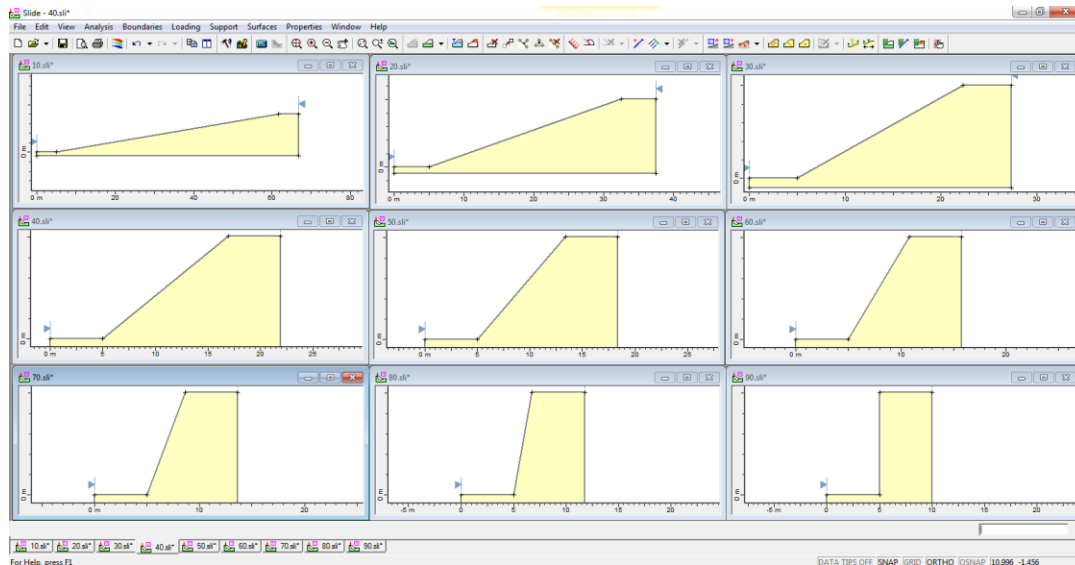


Figura 4.10 Taludes con diferentes ángulos de inclinación

Fuente: Elaboración propia

- Para los taludes escalonados, similarmente se realizó el mismo procedimiento que para los taludes de pendiente constante, sin embargo, como ahora se trata de una conformación diferente del talud, primeramente se tiene que calcular las dimensiones del escalón. Para esta investigación, se realizó la evaluación para escalones de huella desde 1m hasta 5m con una variación de 50 cm; en función del ángulo de inclinación del talud, se determinó el valor del peralte, es decir, se respetó el ángulo de inclinación inicial (Figura 4.11).

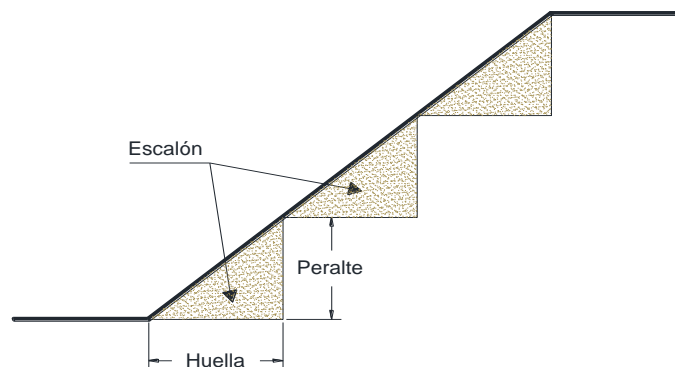


Figura 4.11 Conformación de un talud escalonado

Fuente: Elaboración propia

En la Tabla 4.3, se muestran las dimensiones de los escalones para un talud con un ángulo de inclinación de 10°. Cabe mencionar que así como describió anteriormente el proceso de cálculo para obtener el peralte, se realizó para los taludes restantes, es decir, con ángulo de inclinación de 20° y hasta 90° de inclinación.

Tabla 4.3 Dimensiones de escalones para un talud con ángulo de inclinación de 10°

Huella	Peralte
1.0 m	0.18 m
1.5 m	0.26 m
2.0 m	0.35 m
2.5 m	0.44 m
3.0 m	0.53 m
3.5 m	0.62 m
4.0 m	0.71 m
4.5 m	0.79 m
5.0 m	0.88 m

Fuente: Elaboración propia

- Habiendo calculado las dimensiones de cada escalón para cada uno de los taludes con diferentes ángulos de inclinación, se procede a ingresar las coordenadas de los puntos del perfil del talud para cada una de las conformaciones de los diferentes valores de huella. A continuación en la Figura 4.12 se muestran los taludes desde 10° hasta 90° de inclinación correspondientes a huellas de 1 m.

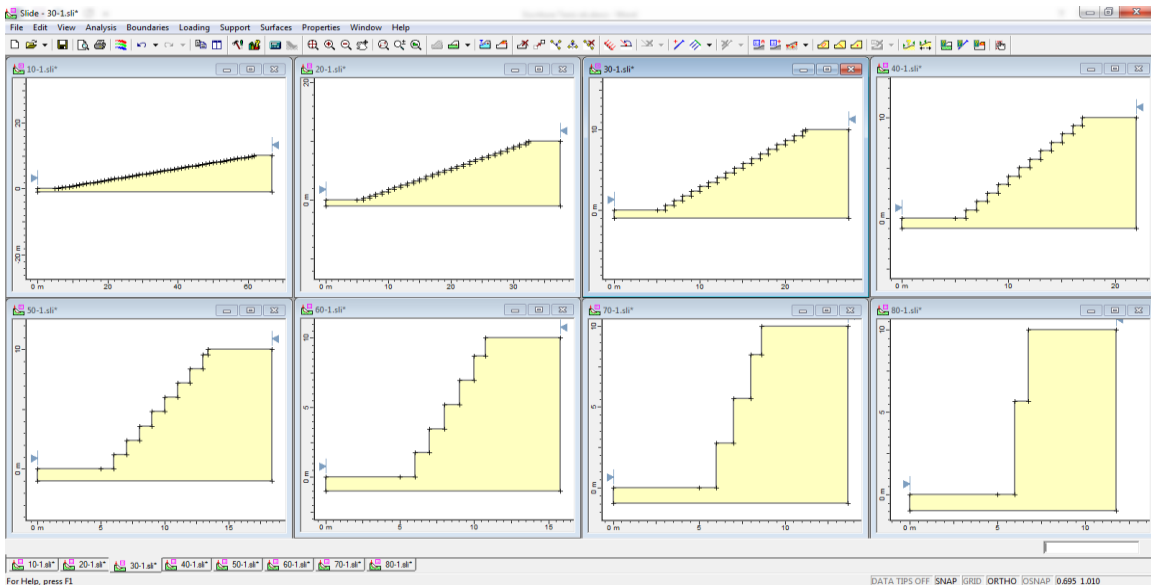


Figura 4.12 Perfiles de taludes escalonados con valor de huella de 1m mediante el software 5.0

Fuente: Elaboración propia

- Subsiguiente a lo anterior, el siguiente paso implica seleccionar el método mediante el cual el software calculara el factor de seguridad mínimo para cada uno de las estructuras en particular, para esta selección en la configuración del proyecto se enlistan todos los métodos que el software contiene precargados, para este proyecto, el método que se utilizó fue el de Fellenius (Figura 4.13).

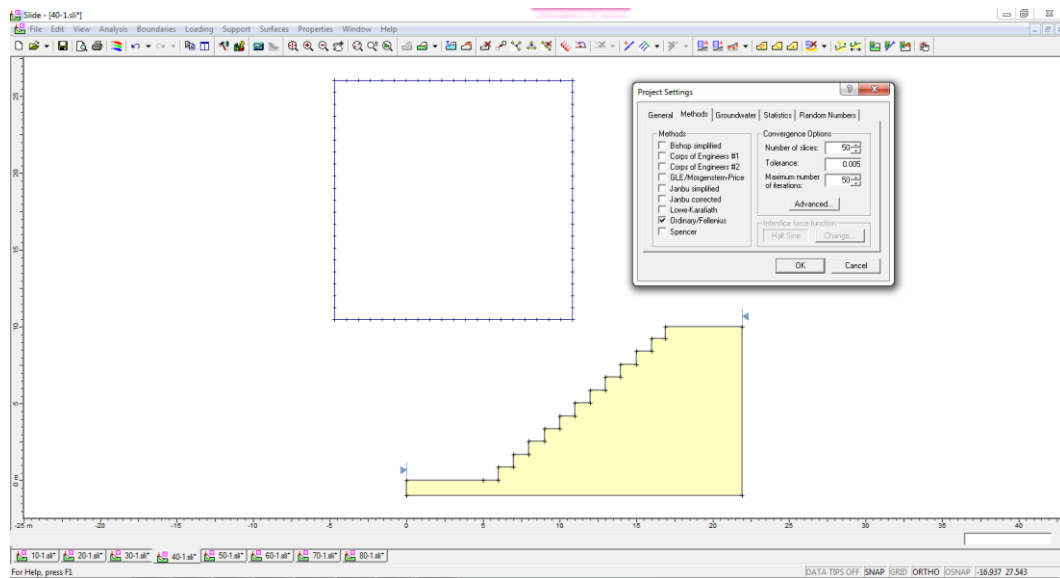


Figura 4.13 Selección del método para el cálculo de estabilidad

Fuente: Elaboración propia

Asimismo, es en la configuración del proyecto que podemos modificar el número de dovelas, la tolerancia y el número máximo de iteraciones, para la modelación analítica de los taludes de pendiente constante y escalonados, se determinó utilizar 50 dovelas y una tolerancia de 0.005 con 50 iteraciones como número máximo.

- La siguiente actividad consiste en localizar los círculos de falla por medio de una rejilla de puntos para centros de origen de los círculos (Figura 4.14) y desde esos puntos, se trazan los círculos utilizando alguno de los siguientes criterios:
 - Círculos de igual diámetro
 - Círculos que pasan por un mismo punto
 - Círculos tangentes a una o varias líneas determinadas

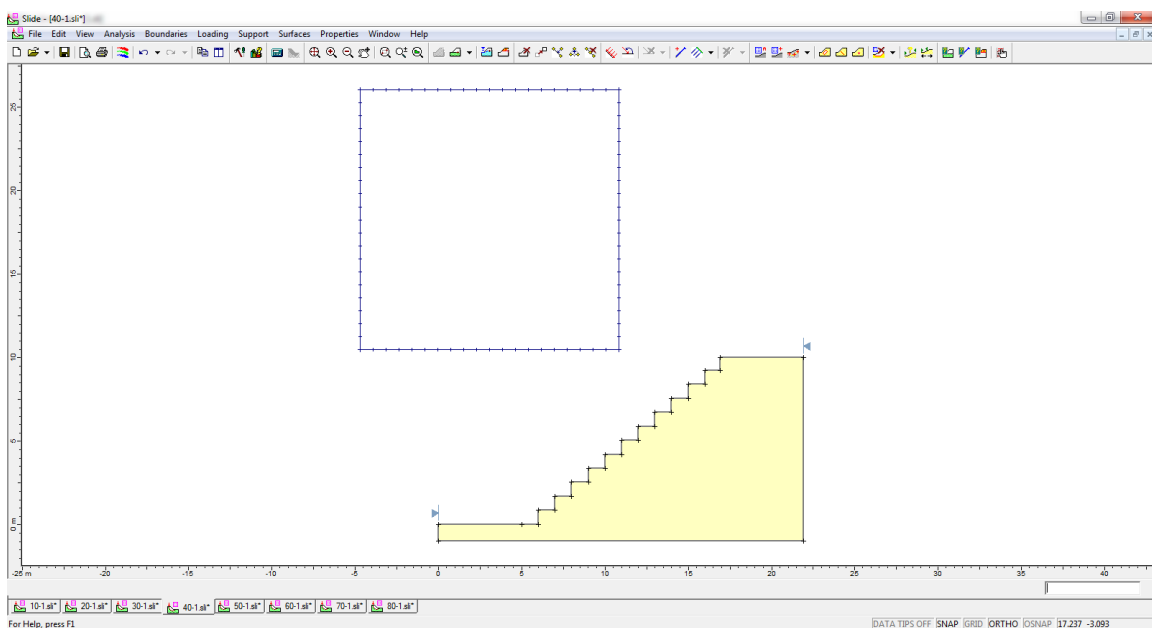


Figura 4.14 Rejilla para la localización de círculos de falla

Fuente: Elaboración propia

- Colocada la rejilla donde se evaluarán los círculos de falla para obtener el FS_{min} , se procede a definir las propiedades del material, es en este apartado donde se ingresan características del o de los materiales que conforman el talud, algunas de las particularidades son el nombre, color, sombreado, teorías de resistencia al corte de suelos, y lo más importante,

los parámetros mecánicos del suelo (Figura 4.15). Como se mencionó anteriormente, se le realizaron pruebas triaxiales al suelo con el objetivo de obtener la variación de estos parámetros a diferentes grados de saturación para evaluar el comportamiento mecánico del talud, simulando el escenario de que agua de lluvia se infiltre hacia este; en la Tabla 4.4 se muestran los valores que se ingresaron al software para realizar el análisis de estabilidad para cada uno de los diferentes grados de saturación.

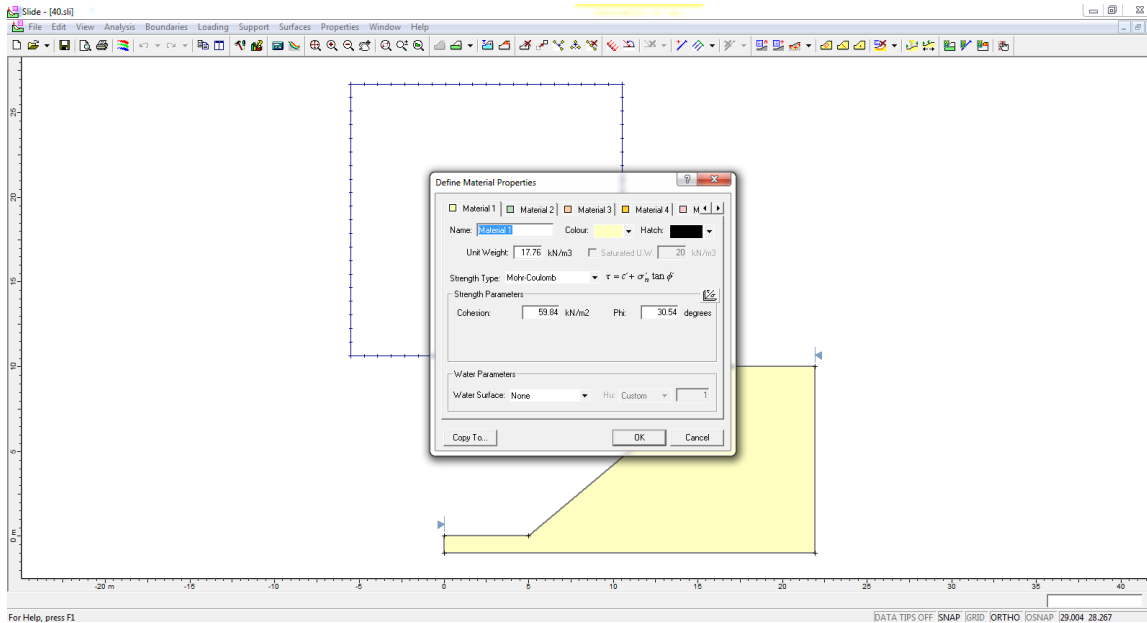


Figura 4.15 Definición de las propiedades del material

Fuente: Elaboración propia

Tabla 4.4 Parámetros de resistencia del suelo a diferentes grados de saturación utilizados para el cálculo de estabilidad de taludes

Gw (%)	γ_m (t/m ³)	c (kg/cm ²)	ϕ
75	1.81	6.1	30.54
80	1.83	5.2	33.02
85	1.86	4.6	28.07
90	1.88	2.4	21.80
95	1.90	1.3	13.13

Fuente: Elaboración propia

- El software Slide 5.0 calcula los factores de seguridad para todos y cada uno de los círculos de falla que tienen el centro de origen ubicado dentro de la rejilla, este cálculo lo realiza por medio del método de Fellenius como ya se indicó anteriormente, el valor de factor de seguridad que muestra el software es el mínimo obtenido de todos los círculos analizados como se observa en la Figura 4.16.

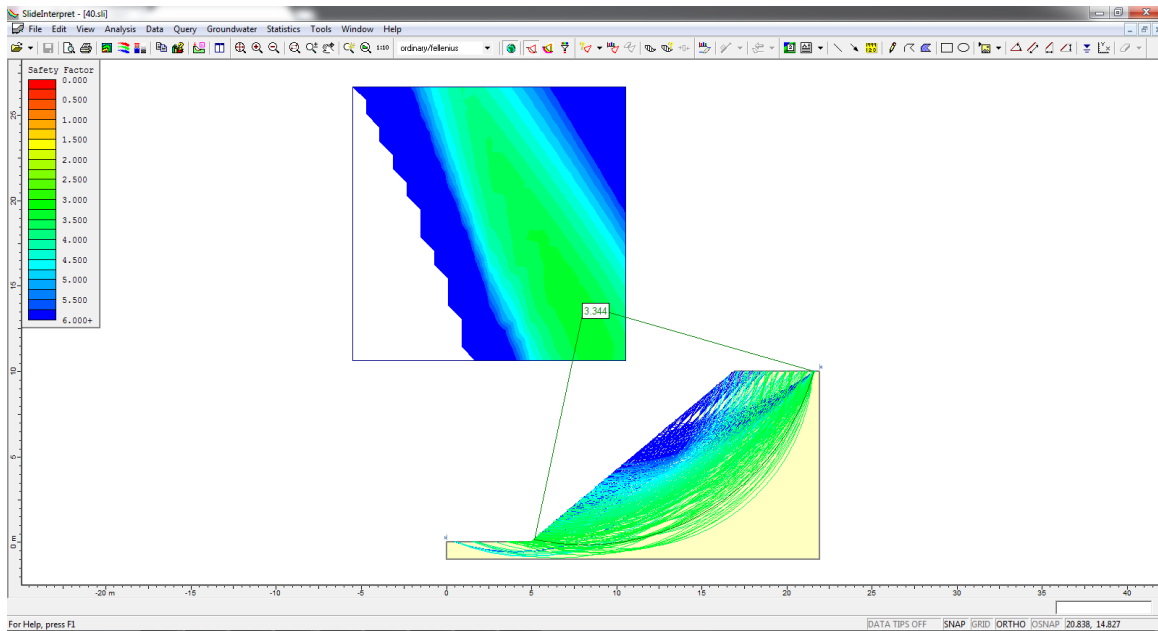


Figura 4.16 Factor de seguridad mínimo obtenido mediante el software

Fuente: Elaboración propia

4.5 Dimensionamiento del modelo

Uno de los puntos más importantes a la hora de realizar un modelo físico reside en la escala que se debe proponer para el estudio del mismo. A escalas grandes (1:20) el modelo resulta ser muy parecido a la realidad pero también el costo es elevado y en cambio a escalas pequeñas (1:100) comienzan a generarse efectos de escala que introducen errores a la hora de analizar los resultados, pero lo más importante es que a estas escalas las magnitudes a medir pueden ser en exceso pequeñas y resulten imposibles de medir. En este estudio se pretendió disminuir el costo de la estructura a diseñar sin permitir el deterioro de las medidas y ajustarse a un estado de flujo lo bastante turbulento para admitir condiciones favorables de representación a escala.

El objetivo del modelo es desarrollar el flujo dinámicamente y cinemáticamente similar al del prototipo. Por lo que, como se ha discutido la similitud geométrica debe mantenerse.

Junto con la similitud, el análisis dimensional constituye la base teórica para el diseño del modelo. Siendo la identidad del número de Froude en modelo y prototipo importante para los objetivos del estudio, porque garantiza la similitud dinámica entre las fuerzas de inercia y las gravitatorias.

La relación modelo prototipo determinada como más factible para el estudio sobre erosión y escurrimiento de las 3 diferentes conformaciones del talud (pendiente constante, escalonado y escalonado con vegetación), fue de 1:10, de manera que 1.0 m de modelo indica 10 metros de prototipo; esta relación prácticamente se tomó como obligatoria debido a las dimensiones de las parcelas que ya están construidas.

Según la ley de semejanza de Froude, las escalas de traslación de los valores del modelo a los valores del prototipo se muestran en la Tabla 4.5, en la Tabla 4.6 se muestra la escala de relación modelo-prototipo.

Tabla 4.5 Escalas de traslación según la Ley de Froude

Parámetro	Símbolo	Escala
Longitud, ancho, altura	L, B, H	$L_r = 10$
Área	A	$L_r^2 = 100$
Volumen	V	$L_r^3 = 1000$
Tiempo	T	$L_r^{1/2} = 3.162$
Velocidad	V	$L_r^{1/2} = 3.162$
Caudal	Q	$L_r^{5/2} = 316.228$
Coefficiente de rugosidad	η	$L_r^{1/6} = 1.468$
Numero de Reynolds	Re	$L_r^{3/2} = 31.623$

Fuente: Elaboración propia

Tabla 4.6 Escala de relación modelo prototipo

Parámetro	Relación escala		Magnitudes	
	Escala	Relación numérica	Prototipo	Modelo
Longitud	L_r	10	10 m	1 m
Área	L_r^2	100	15.84 m ²	0.158 m ²
Velocidad	$L_r^{1/2}$	3.162	1 m/s	0.316 m/s
Descarga	$L_r^{5/2}$	316.228	0.885	0.279 l/s
Tiempo	$L_r^{1/2}$	3.162	1 min	18.98

Fuente: Elaboración propia

4.5.1 Descripción del modelo

A continuación se describen mediante esquemas las características principales de los modelos.

El modelo a escala 1:10 de los prototipos de las 3 diferentes conformaciones del talud; pendiente constante (Figura 4.17), escalonado (Figura 4.18) y escalonado con vegetación (Figura 4.19).

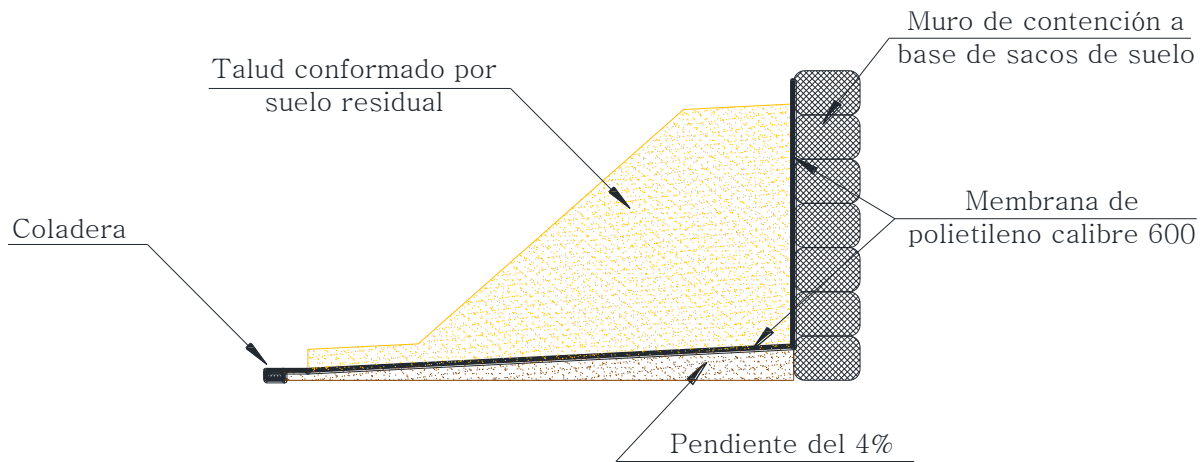


Figura 4.17 Corte transversal de la parcela de experimentación de talud de pendiente constante

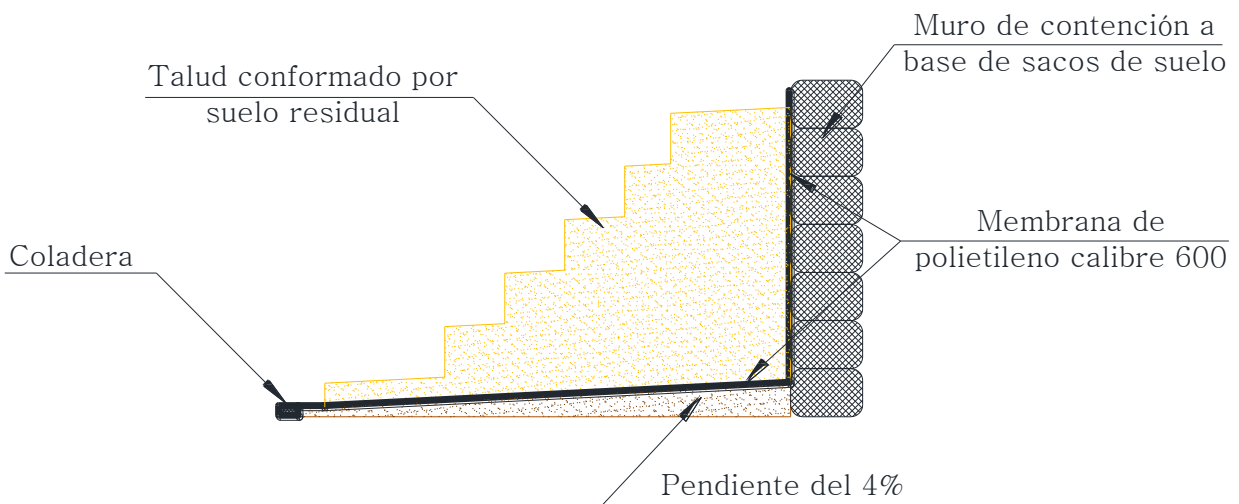


Figura 4.18 Corte transversal de la parcela de experimentación de talud escalonado

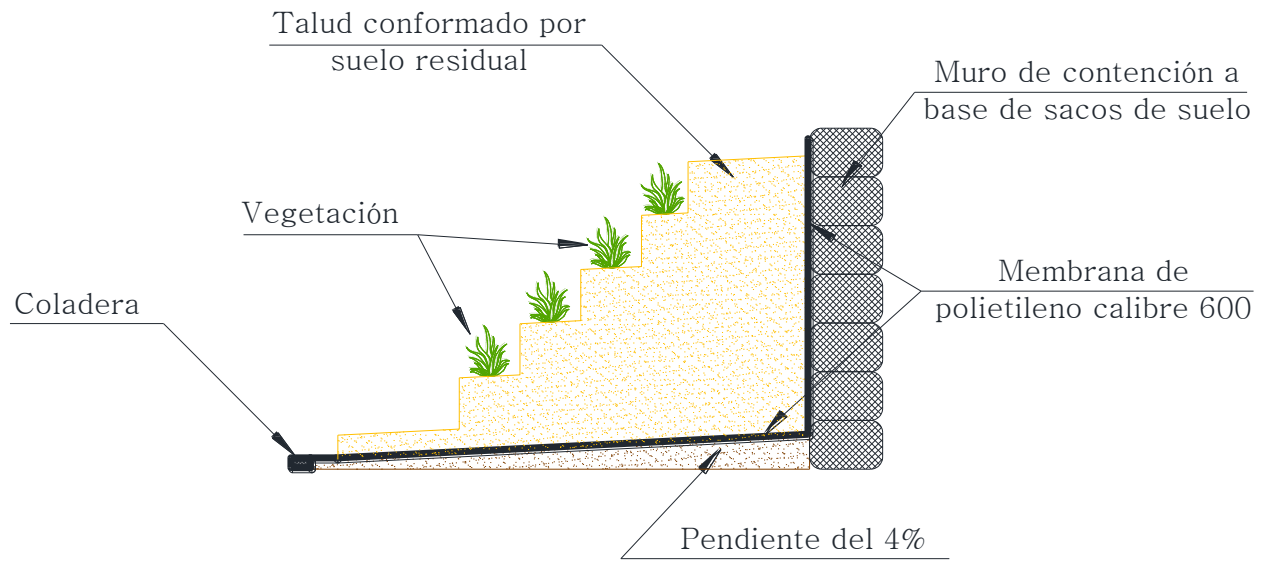


Figura 4.19 Corte transversal de la parcela de experimentación de talud escalonado con vegetación

4.6 Construcción del área de experimentación

El área de experimentación está situada a un costado del edificio CEDIT, dentro de la Universidad Autónoma de Querétaro en las instalaciones de la Facultad de Ingeniería. Geográficamente se encuentra localizada a $20^{\circ} 35' 24.99''$ de latitud y $100^{\circ} 24' 44.81''$ de longitud, con una elevación sobre el nivel medio del mar de 1819 m. La superficie total del área es de 100 m², en la Figura 4.20 se muestra en planta el sitio de experimentación.



Figura 4.20 Ubicación del área de experimentación

Fuente: (Google Earth, 2013)

El área de experimentación está conformada de la siguiente manera:

- Consta de cuatro parcelas de 10.67 m de largo por 2.42 m de ancho con una altura de 1.3 m y 5.5% de pendiente, la distribución se muestra en la Figura 4.21. Se encuentran divididas por un muro de tabicón, como se observa en la Figura 4.22.

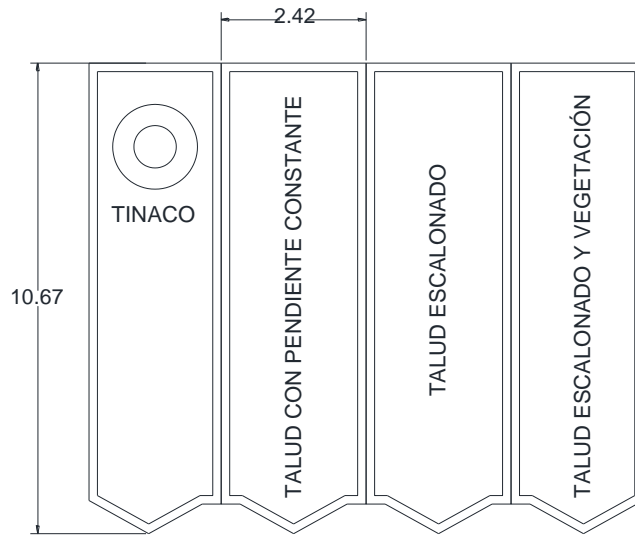


Figura 4.21 Distribución de parcelas de experimentación



Figura 4.22 División por muros de tabicón

Se le colocó una membrana de polietileno de calibre 600 a cada una de las parcelas con una profundidad de 50 cm. En la Figura 4.23 se aprecia la profundidad de colocación de la membrana. Junto con la membrana se colocó una coladera para medir la cantidad de agua que se infiltra, tal como se muestra en Figura 4.24.



Figura 4.23 Membrana de polietileno



Figura 4.24 Coladera para recolección de agua infiltrada

4.6.1 Construcción del simulador de lluvia

Con el propósito de reproducir bajo condiciones controladas los efectos de la precipitación e intensidad, y en especial el impacto de las gotas de lluvia sobre las propiedades físicas del suelo superficial y las consecuencias que ello provoca en la infiltración, escorrentía y erosión, se procedió a la construcción de un simulador de lluvia con el objetivo de evaluar el comportamiento de los parámetros anteriores en cada uno de los tres taludes.

En condiciones tropicales, por lo general, las lluvias son convectivas (lluvias de gran intensidad y corta duración), es por esto que de gran importancia estudiar y evaluar la lluvia desde un punto de vista cuantitativo para conocer la distribución del agua que llega a los suelos y así poder identificar las principales causas de la erosión y las posibles prácticas de manejo que se le puede dar a un terreno para que sufra la menor erosión cuando se impacta por un evento de gran precipitación e intensidad.

La simulación de una lluvia natural es todo un reto, pero con el estudio de los diferentes factores que presenta la lluvia y con la utilización de principios físicos y constructivos es posible llegar a obtener una lluvia artificial con diferentes condiciones “similares” a las de una natural.

En la Tabla 4.7 se indican las características del simulador:

Tabla 4.7 Características del simulador de lluvia

Propiedad	Valor
Alto	Rango variable desde 1 a 2.5 m
Ancho	2.8 m máximo
Largo	Para un máximo de 3 aspersores
Distancia entre aspersores	2.70 m
Tipo de boquilla	Spray nozzles (boquilla de aspersión de cono lleno cuadrado)
Superficie a cubrir	Se requiere una superficie máxima de 20 m ²
Intensidades de lluvia requerida	La intensidad requerida es de 180 mm/h, durante 10 minutos

Potencia de la bomba	Motobomba eléctrica marca Siemens de 1.0 hp de potencia
Presión de trabajo del sistema	El sistema debe trabajar en un rango de presiones de 0.5 a 2.9 kg/cm ² , dependiendo de la intensidad de la lluvia

Fuente: Elaboración propia

Como se puede observar en la Figura 4.25, el simulador está formado principalmente por dos partes, las cuales son:

- Sistema hidráulico
- Estructura metálica

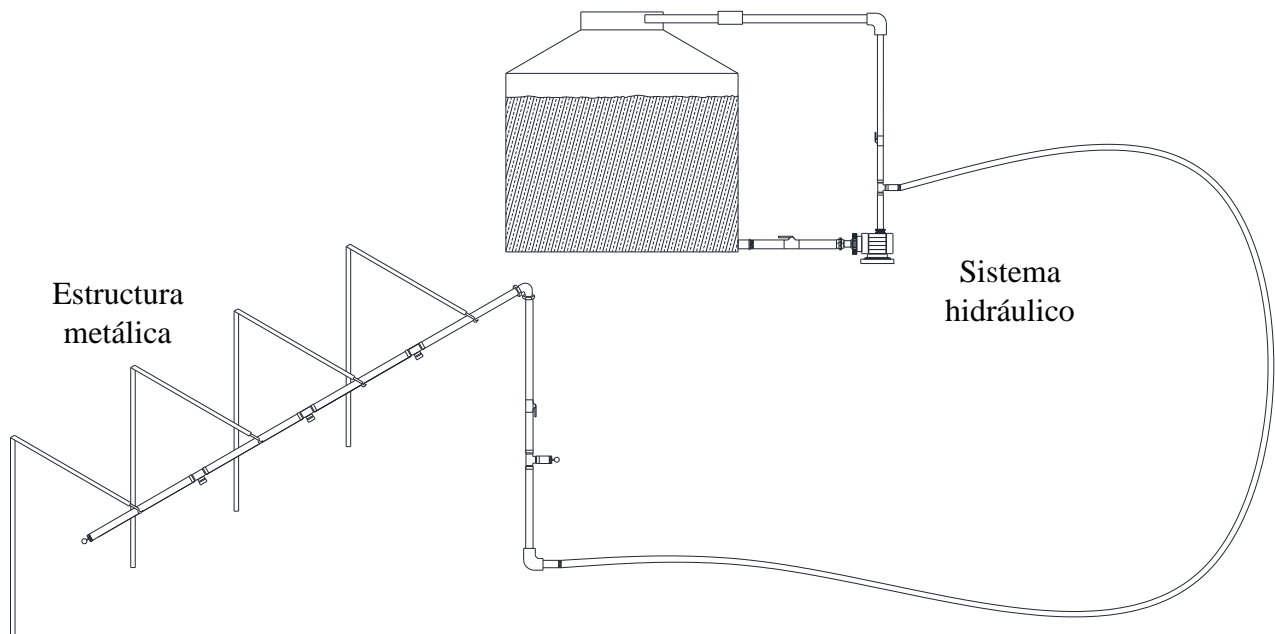


Figura 4.25 Bosquejo general del simulador de lluvia

4.6.1.1 Sistema hidráulico

El sistema hidráulico fue construido con los requerimientos citados en la tabla anterior, la tubería principal fue diseñada con un número máximo de 3 boquillas en línea, lo anterior se realizó con el objeto de evaluar las 3 conformaciones del talud.

El simulador fue probado a diferentes presiones, empezando de 0.5 hasta 2.9 kg/cm², que fue la presión máxima que soporto la bomba, la diferencia de caída de presión entre la entrada de caudal al primer aspersor y el último, fue prácticamente nulo, por lo que no existen pérdidas significativas y por lo tanto los aspersores funcionan uniformemente sin variaciones en el gasto.

Como se mencionó anteriormente, el sistema hidráulico está constituido por tubería de PVC RD-26 de 32 mm de diámetro y cubre una longitud de 8.5 m. La fuente de alimentación proviene desde un tinaco de 2500 l, ubicado sobre la parcela 4 como se observa en la Figura 4.26.



Figura 4.26 Sistema hidráulico

El caudal y la presión necesaria para cada parcela es generada mediante una motobomba de 1 hp de potencia, que conecta el tinaco con las boquillas (aspersores) por medio de la tubería de PVC flexible de 1/4" de diámetro de alta presión, como se puede observar en la Figura 4.27.



Figura 4.27 Instalación del sistema hidráulico

4.6.1.2 Estructura metálica

Los apoyos del simulador de lluvia consisten en 4 torres metálicas independientes. Cada una de ellas se conforma por tubería galvanizada de 1" de diámetro con un vástago regulable a diferentes alturas en la parte inferior del mismo y un brazo metálico extensible en la parte superior donde se encuentra el soporte central de la tubería del sistema hidráulico. Las torres metálicas se empotraron en los muros de concreto que delimitan las parcelas (Figura 4.28).



Figura 4.28 Estructuras metálicas

4.6.2 Calibración del simulador de lluvia

El simulador de lluvia pese a que busca propiciar el comportamiento lo más próximo a una lluvia natural, esto no puede obtener un dato real pero permite obtener información para ser valorada y determinada bajo condiciones de campo (Mongue y Aguilar, 2008).

Para efectuar el proceso de calibración del simulador de lluvia se dividió cada una de las 3 parcelas en cuadros de 40 x 40 cm (Figura 4.29), dentro de los cuales se colocaron recipientes de plástico dentro de los cuales se acumulaba una fracción del volumen llovido, como se muestra en la Figura 4.30. Las presiones que se emplearon en la calibración del simulador fueron las siguientes:

- 0.5 kg/cm²
- 1.0 kg/cm²
- 1.5 kg/cm²
- 2.0 kg/cm²
- 2.5 kg/cm²
- 2.9 kg/cm²



Figura 4.29 División de áreas para el proceso de calibración



Figura 4.30 Colocación de recipientes para captación de volumen llovido

Para determinar la precipitación generada por las presiones de trabajo en cada uno de los puntos en que se dividió cada parcela, se utilizó una pequeña probeta de 200 ml para medir el volumen captado por cada uno de los recipientes durante un lapso de 5 minutos (Figura 4.31). Posteriormente como ya era conocida el área del recipiente, se calculó el espesor de la lámina de agua originado por el volumen llovido, obteniendo así el valor de la precipitación en cada punto. Finalmente para calcular la intensidad de lluvia se dividió el espesor de lámina obtenido entre el tiempo de captación.



Figura 4.31 Calibración de simulador de lluvia

Calculado el valor de intensidad en cada punto de la cuadrícula conformada en cada una de las parcelas, se procedió a realizar una interpolación con el método Kriging mediante el software Arc Gis 10.0. De la interpolación generada se obtuvieron los mapas de distribución espacial de la intensidad simulada para cada una de las 6 presiones empleadas, como se presentan en las Figuras 4.32, 4.33, 4.34, 4.35, 4.36, 4.37.

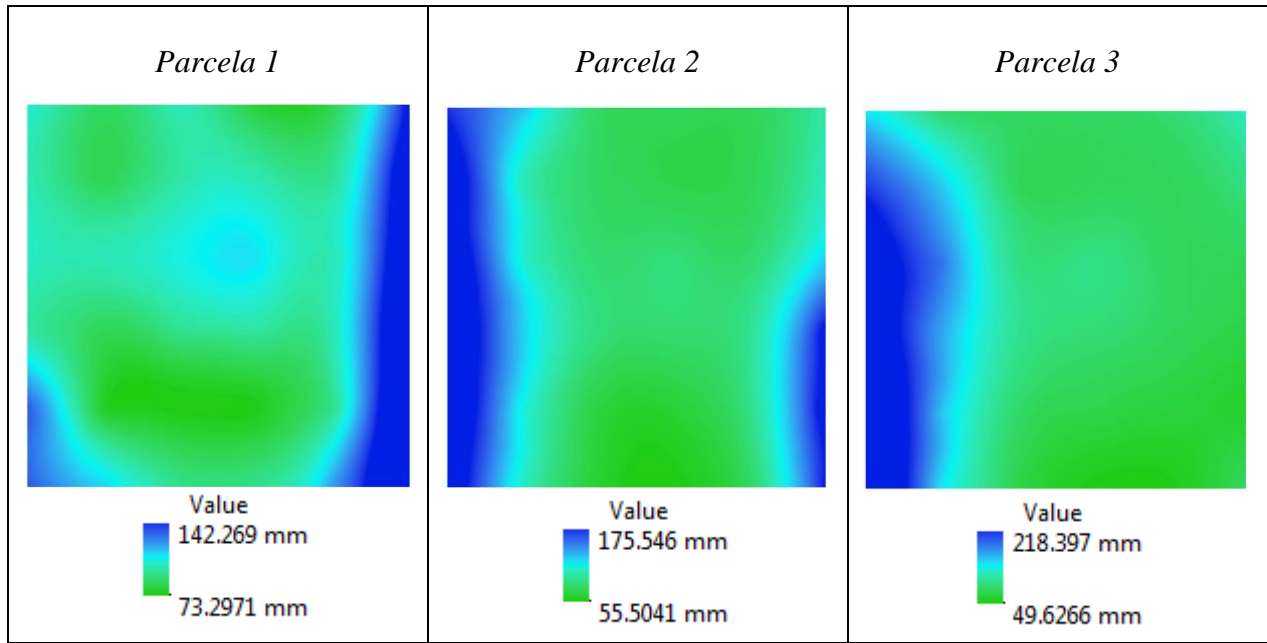


Figura 4.32 Presión de 0.5 kg/cm²

Fuente: Elaboración propia

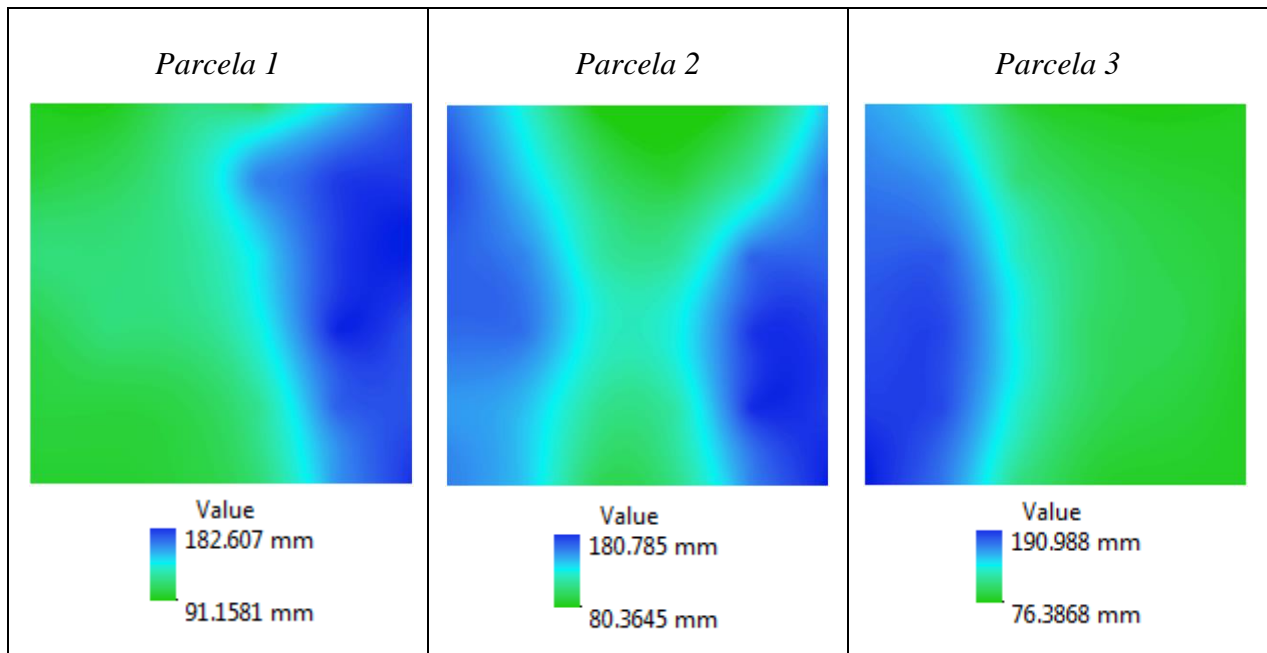


Figura 4.33 Presión de 1.0 kg/cm²

Fuente: Elaboración propia

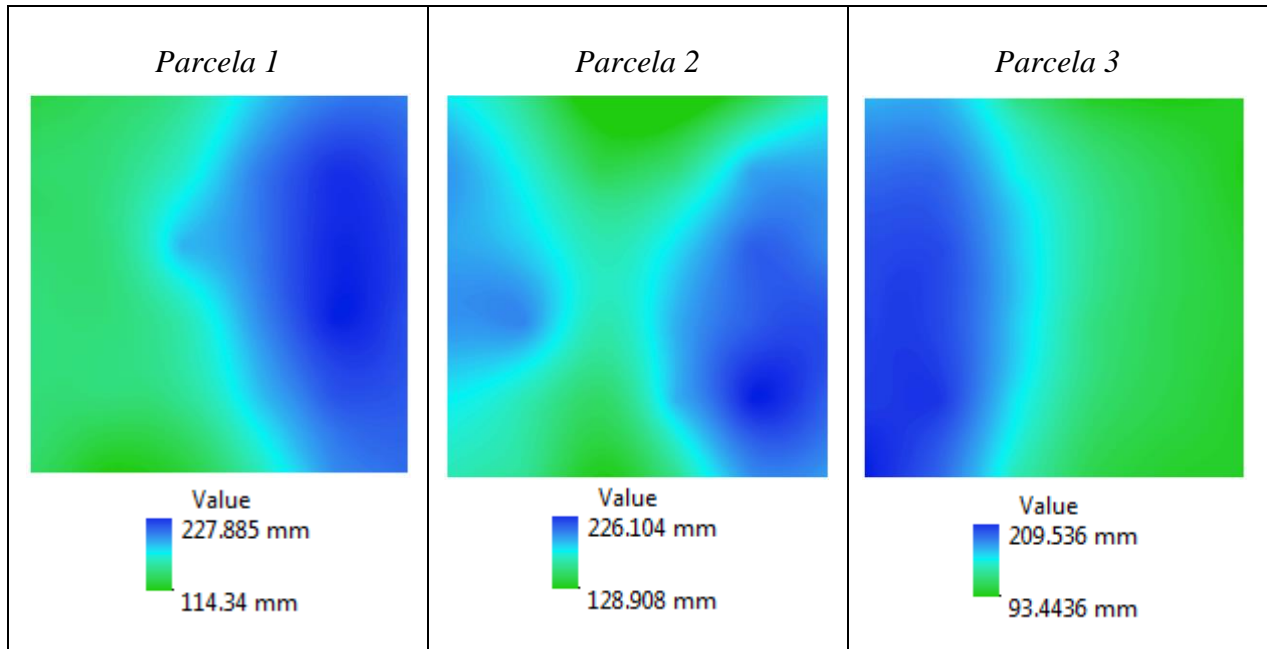


Figura 4.34 Presión de 1.5 kg/cm²

Fuente: Elaboración propia

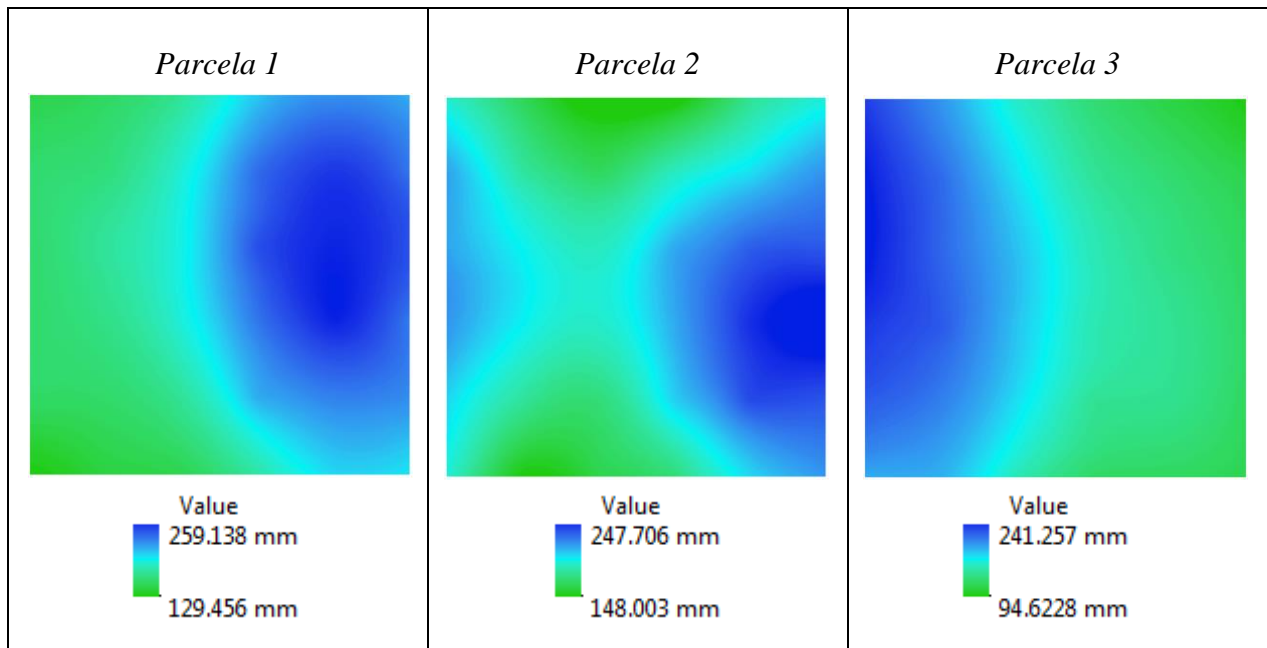


Figura 4.35 Presión de 2.0 kg/cm²

Fuente: Elaboración propia

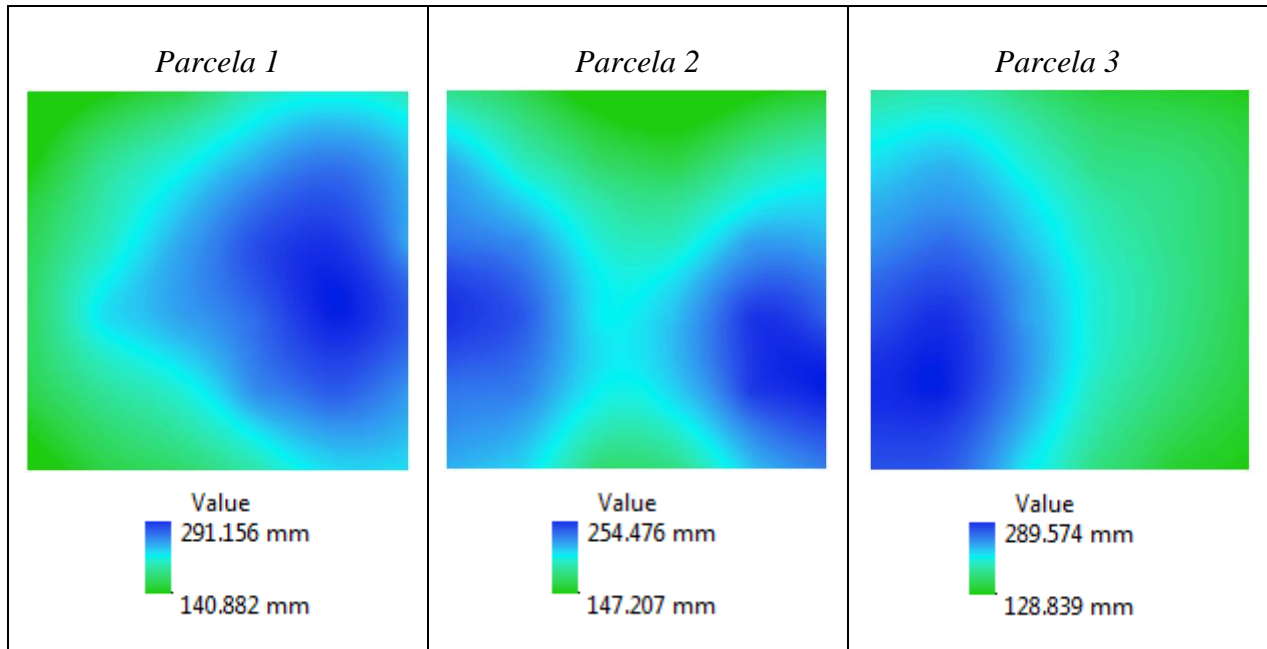


Figura 4.36 Presión de 2.5 kg/cm²

Fuente: Elaboración propia

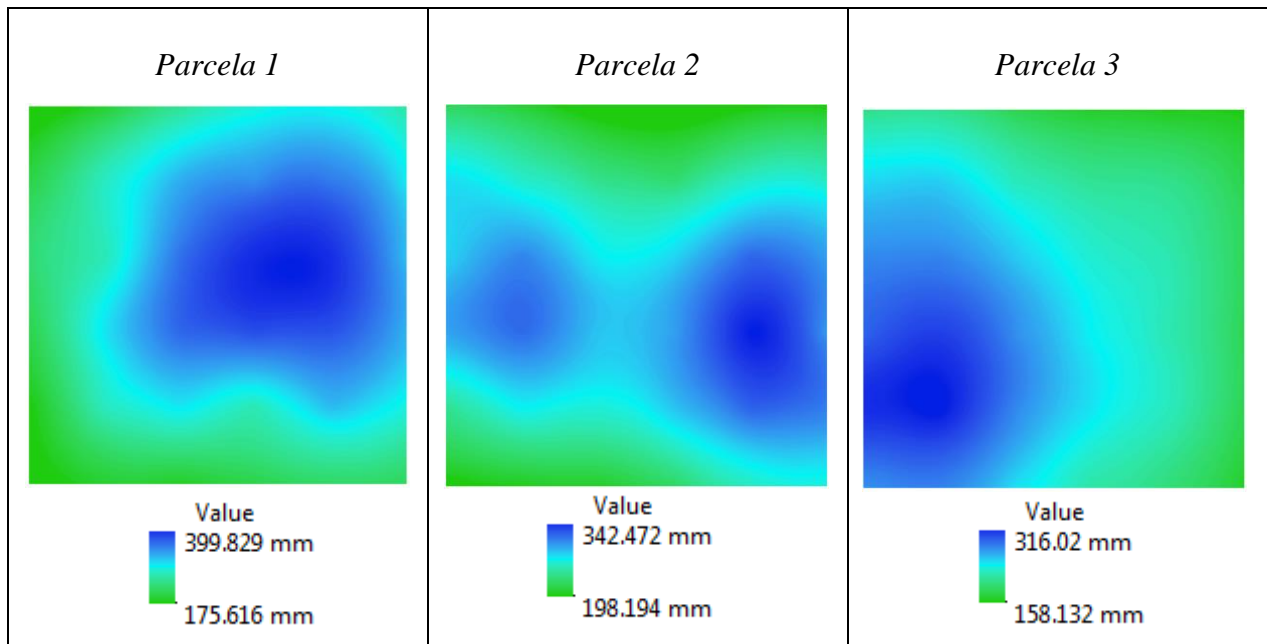


Figura 4.37 Presión de 2.9 kg/cm²

Fuente: Elaboración propia

La distribución espacial de la lluvia simulada muestra en todos los mapas que en los extremos de la parcela 2 se presentan los valores más altos, así como también en los extremos pertenecientes a la parcela 1 y 3 colindantes hacia la parcela 2, lo anterior es debido al traslape de lluvia que generan los aspersores.

Obtenidos los valores de intensidades en las simulaciones realizadas para la calibración del simulador de lluvia, se calcularon los valores de intensidad promedio correspondientes a cada presión, como se muestran en la Tabla 4.8.

Tabla 4.8 Intensidades promedio obtenidas de simulaciones para diferentes presiones

Presión kg/cm²	Intensidad promedio mm/h
0.5	95.65
1	129.41
1.5	166.42
2.0	184.20
2.5	209.72
2.9	258.81

Fuente: Elaboración propia

Con los valores anteriores se obtiene la siguiente curva de calibración para las presiones simuladas como se muestra en la Figura 4.38, dicha curva se utilizara para determinar la presión necesaria que será empleada en la etapa de experimentación.

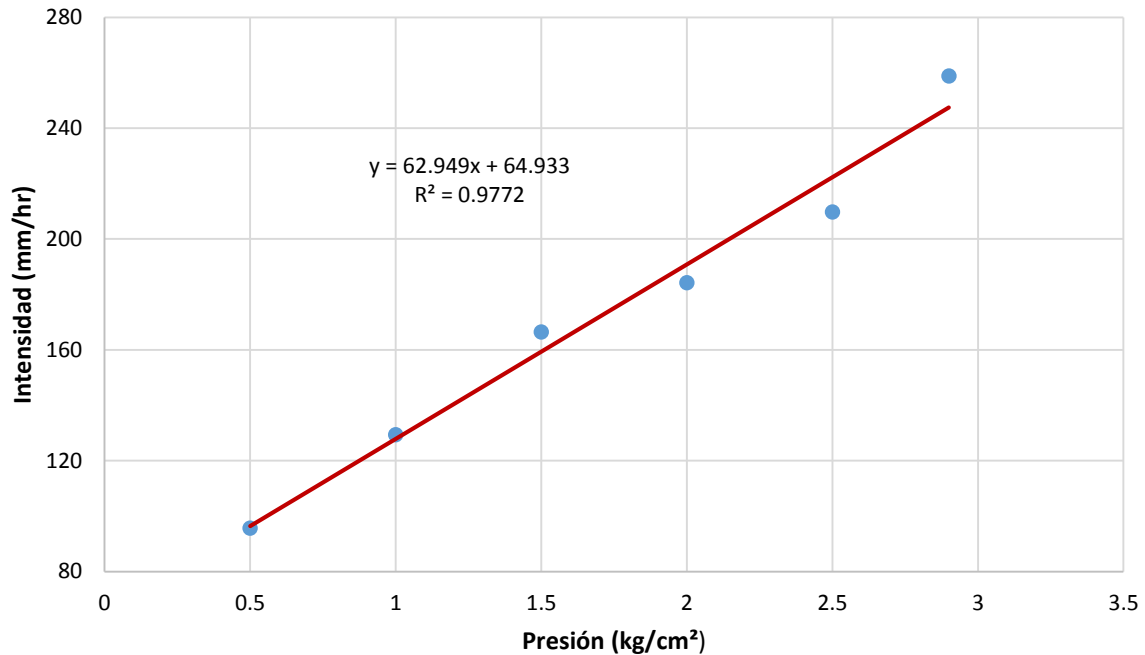


Figura 4.38 Curva de calibración del simulador de lluvia

Fuente: Elaboración propia

4.6.3 Determinación de intensidades para experimentación

Obtenida la curva de calibración para el simulador de lluvia construido, se procede a determinar las intensidades requeridas para representar las tormentas típicas en el municipio de Amealco de Bonfil. Primeramente, se determinó el periodo de retorno que se consideró para determinar la intensidad que será reproducida con el simulador (Tabla 4.9), el valor correspondiente al periodo de retorno se realizó con base en la norma N·PRY·CAR·1·06·004/00 que contiene los criterios generales para ejecutar los análisis hidrológicos en puentes, en la Cláusula D de esta norma se determinan los periodos de retorno según las características de la estructura por diseñar.

Tabla 4.9 Periodos de retorno de acuerdo a las características del puente por diseñar

Longitud de Puente	Tipo de carretera	Periodo de retorno
< 100 m	C Y D	50 años
> 100 m	ET, B Y A	100 años

Posteriormente, de acuerdo a las isoyetas proporcionadas por la SCT (2000), se obtuvieron las intensidades medias de la zona de estudio de acuerdo al periodo de retorno que fue considerado, en la Tabla 4.10 se muestran las intensidades de lluvia correspondientes a diferentes duraciones con un periodo de retorno de 100 años.

Tabla 4.10 Intensidades correspondientes a diferentes duraciones para un periodo de retorno de 100 años

Duración (min)	Intensidad (mm/h)
5	200
10	180
20	120
30	100
60	75
120	45
240	22

Fuente: (Isoyetas SCT, 2000)

4.6.4 Experimentación

4.6.4.1 Preparación del material

De acuerdo a los resultados generados por la modelación analítica, se eligió el dimensionamiento del talud escalonado, así como el valor del ángulo para el de pendiente constante, para posteriormente poder construir el modelo a escala en las parcelas de experimentación.

La preparación del material consistió en las siguientes actividades:

- Primeramente se cribó el material en greña por medio de la malla #40 (Figura 4.39), lo anterior debido a que los parámetros de resistencia del suelo fueron obtenidos mediante pruebas triaxiales con probetas elaboradas a partir de material que pasó la malla #40 (0.425mm); para no desperdiciar el material que fue retenido, fue necesario el empleo de un rodillo compactador de 1 Ton. para disgregar el suelo hasta que pasará la malla con se muestra en la Figura 4.40. Posteriormente se acumuló el material que paso la malla y el que fue disgregado por medio del rodillo para su preparación para compactarlo (Figura 4.41).



Figura 4.39 Cribado de material mediante malla #40



Figura 4.40 Rodillo compactador para disgregado de material



Figura 4.41 Material que pasa la malla #40

- Teniendo el material, la propiedad de que el tamaño de sus partículas fueran inferiores de 0.425 mm, se acumuló en un montículo y sobre la parte central de este, se abrió un hueco para adicionarle agua con el objetivo de llegar a su contenido óptimo de agua (Figura 4.42), que para este material resultó ser del 31%, obtenida mediante una prueba proctor estándar. Acto seguido, se homogenizó el material para que la humedad en todo el suelo fuera

uniforme, por la cantidad de material que se tenía que mover se utilizó un minicargador como se observa en la Figura 4.43. En la Figura 4.44 se muestra el material preparado con su contenido óptimo de agua.



Figura 4.42 Adición de agua al suelo



Figura 4.43 Empleo de minicargador para homogenizar el material



Figura 4.44 Material con su contenido óptimo de agua

4.6.4.2 Construcción de los modelos

La construcción de los modelos de taludes de pendiente constante y escalonado, fundamentalmente se basó en las siguientes actividades:

- Encontrándose el suelo en su estado óptimo de contenido de agua, se procede a colocarlo en capas de 30 cm en cada una de las parcelas de experimentación (Figura 4.45), inmediatamente después se apisonó el material utilizando una compactadora (Figura 4.46) con el objeto de obtener el máximo peso volumétrico que alcanzó el material de acuerdo a la prueba proctor estándar, así como su correspondiente humedad óptima. El procedimiento anterior, se efectuó hasta alcanzar la altura de 1m que fue el valor con que se realizó la modelación analítica, cabe mencionar que a medida que se colocaba una capa tras otra, la capa superior se colocaba con menos material, esto con el propósito de facilitar la conformación del talud de pendiente constante, como se observa en la Figura 4.47.



Figura 4.45 Colocación de capas de suelo en las parcelas



Figura 4.46 Compactación de suelo



Figura 4.47 Conformación de talud de pendiente constante

- Conformado los modelos con la altura y ángulo de inclinación correspondiente, se procedió a la construcción de los escalones con las dimensiones seleccionadas a partir de los resultados de la modelación analítica, utilizando herramientas como machete, martillo, nivel de mano, barreta, pisón y cucharon se labró el escalón como en la Figura 4.48. Con base en la modelación analítica se eligió reproducir en el modelo físico las dimensiones de 10 cm de peralte (Figura 4.49) y de 25 cm de huella para el talud escalonado, para el de pendiente constante simplemente con el mismo material y con ayuda de la compactadora se le dio la inclinación seleccionada, posteriormente con el empleo de un machete se cortó para darle un mejor acabado.



Figura 4.48 Labrado de escalón en el talud



Figura 4.49 Dimensionamiento de los escalones

- El proceso de labrado de los escalones, se realizó hasta terminar con la longitud de la pendiente, como se muestra en la Figura 4.50. Asimismo, en la Figura 4.51 se muestra el acabado final del talud de pendiente constante y escalonado preparado para aplicar la lluvia.



Figura 4.50 Talud escalonado



Figura 4.51 Acabado final de los modelos

4.6.4.3 Simulación de lluvia

La experimentación se desarrolló de la siguiente manera:

- De acuerdo a las isoyetas proporcionadas por la Secretaria de Comunicaciones y Transportes (SCT), se obtuvieron las intensidades medias de la zona de estudio de acuerdo al periodo de retorno que fue seleccionado con base en la norma N·PRY·CAR·1·06·004/00 que contiene los criterios generales para ejecutar los análisis hidrológicos en puentes, el periodo de retorno elegido fue de 100 años, en la Tabla 4.11 se muestra la intensidad de lluvia a simular.

Tabla 4.11 Intensidad y presión para un periodo de retorno de 100 años

Duración (min)	Intensidad (mm/hr)	Presión (kg/cm ²)
10	180	1.83

Fuente: Elaboración propia

- Establecida la tormenta de diseño, se realizaron 6 repeticiones en los modelos como se muestra en la Figura 4.52.



Figura 4.52 Simulación de lluvia en los modelos

- Después de cada lluvia se tomó el valor del contenido de humedad a través un sensor de humedad hydrosense que consiste en dos varillas, el sensor y una pantalla como se muestra en la Figura 4.53. El procedimiento para obtener el valor de la humedad estriba en incrustar en su totalidad las barras sobre el suelo y en la pantalla aparece el contenido de humedad volumétrico, la actividad anterior se realizó en 6 puntos diferentes de cada modelo.



Figura 4.53 Obtención del contenido de agua mediante el sensor de humedad

- La cuantificación del escurrimiento se realizó midiendo el volumen de lluvia a la salida de la parcela utilizando cubetas de capacidad de 19 litros, en las Figura 4.54 y 4.55 se observa el escurrimiento del talud de pendiente constante y en el talud escalonado, respectivamente.



Figura 4.54 Medición de escurrimiento de talud escalonado



Figura 4.55 Medición de escurrimiento de talud de pendiente constante

- El volumen de agua escurrido se almacenó en recipientes de 100 lt de capacidad por separado, esto con la finalidad de cuantificar los sedimentos de ambos modelos generados por la lluvia. El proceso para el cálculo de la cantidad de sedimentos consistió en obtener una muestra representativa del volumen llovido de cada uno de los modelos, como anteriormente se mencionó, se hizo llover en 6 ocasiones, por lo que se obtuvieron 12 muestras (Figura 4.56).



Figura 4.56 Muestras de volumen llovido en ambos modelos

- Posteriormente, mediante el proceso de sedimentación el sedimento que estaba en movimiento se depositó al fondo de los recipientes para después extraer el agua por medio

de una manguera, lo anterior se hizo con el propósito de colocar los sedimentos en cápsulas de porcelana (Figura 4.57) para introducirlas en el horno (Figura 4.58) y así obtener el peso de los mismos.



Figura 4.57 Muestras colocadas en recipientes de porcelana



Figura 4.58 Muestras introducidas al horno

5. RESULTADOS Y DISCUSION

Este capítulo contiene los resultados experimentales de las 3 etapas en que se dividió esta investigación. La primera parte corresponde a la caracterización de suelo, después se muestran los resultados generados mediante el software Slide 5.0 para la estabilidad de taludes de pendientes constantes y escalonados, y finalmente se presentan los resultados de las comparaciones de las 2 diferentes conformaciones del talud construido en campo.

5.1 Caracterización y clasificación del suelo utilizado

La caracterización del suelo de Amealco, se inició con el muestreo in situ.

Se realizaron dos sondeos del tipo cielo abierto en el mes de Mayo del 2012. La profundidad de muestreo, en un estudio geotécnico convencional se elige de acuerdo al material requerido. En este caso fue a una profundidad de 1.5 m. Se obtuvieron 2 muestras de suelo inalterado en el Campus Amealco de la Universidad Autónoma de Querétaro.

Con estas muestras se realizaron pruebas de laboratorio para determinar sus propiedades geotécnicas e índice, las cuales son reportadas en la Tabla 5.1.

Tabla 5.1 Propiedades geotécnicas del suelo del municipio de Amealco de Bonfil, Querétaro.

<i>Propiedad</i>	<i>Resultado</i>
Grava	0.00 %
Arena	4.55 %
Finos	95.45 %
LL	67.25 %
LL (secado en el horno)	59.20 %
LP	40.35 %
IP	18.85 %
CL	14.62 %
SUCS	Limo arenoso
W % (Natural)	24.69
Gw % (Natural)	72.19
Peso específico de la muestra	1.80 t/m ³
Peso específico relativo (Ss)	2.73

Con la humedad del suelo en límite líquido y límite plástico se calculó el índice de plasticidad. Con este valor de IP y el LL se ingresa a la carta de plasticidad (Figura 5.1) y se clasificó el suelo.

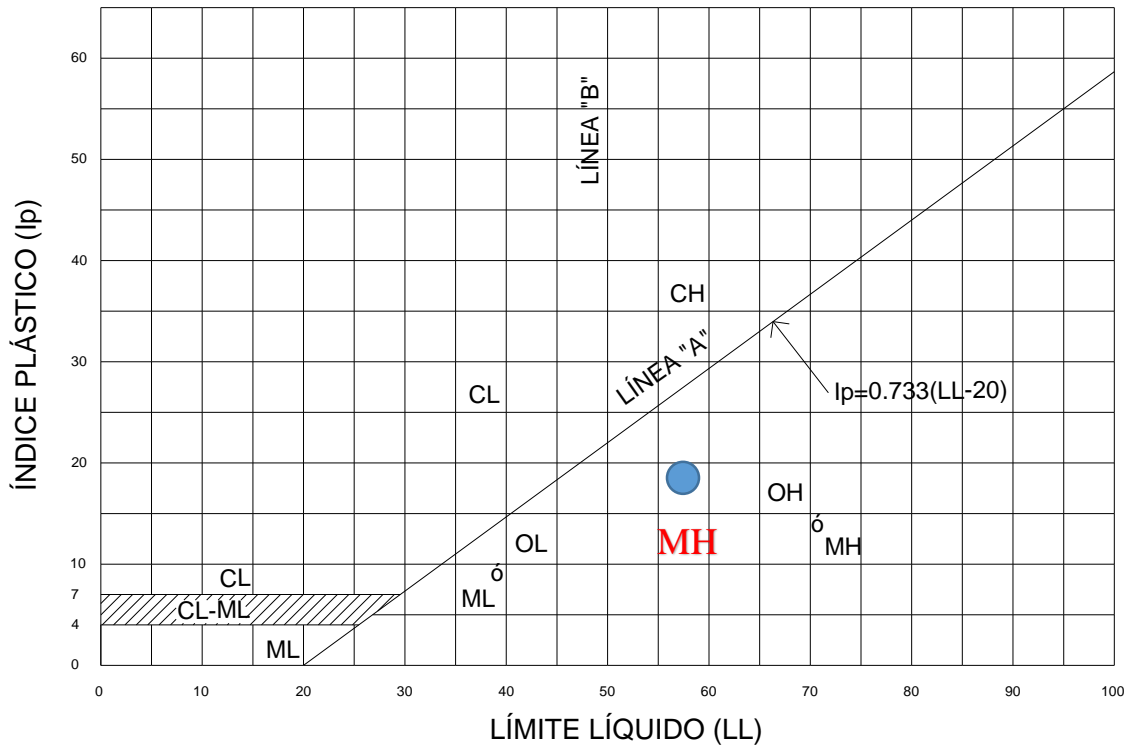


Figura 5.1 Carta de plasticidad según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos

De acuerdo con el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos, el suelo estudiado se trata de un limo de alta compresibilidad (MH), debido a que su LL es mayor que 50 %, esto significa que en condiciones extremas de humedad, puede retener enormes cantidades de agua por lo que se deduce que es un suelo que puede llegar a tener una gran porosidad. Este suelo se encuentra en estado parcialmente saturado y su grado de saturación es de 72.19%.

5.2 Pruebas con odómetro del limo de alta compresibilidad (MH)

En esta sección se muestra la curva de compresibilidad obtenida para el suelo clasificado como limo de alta compresibilidad, esto se realizó con el objetivo de calcular la carga de preconsolidación y de forma indirecta obtener el coeficiente de permeabilidad del suelo, este dato fue de suma importancia en la simulación de lluvia sobre los prototipos de talud. En la Tabla 5.2 se muestran los datos para dibujar la curva de compresibilidad.

Tabla 5.2 Datos de la curva de compresibilidad

P (Kpa)	e
4.45	1.407
15.51	1.403
37.77	1.358
82.27	1.302
171.32	1.209
82.27	1.223
37.77	1.243
15.51	1.262
4.45	1.276

Fuente: Elaboración propia

De la curva de compresibilidad (Figura 5.2) del suelo ensayado, resulto que la presión efectiva original (σ') fue de 26.33 kPa, mientras que la carga de preconsolidación (P_c) fue de 39.50 kPa, de los datos anteriores, podemos establecer que:

$$\sigma' < P_c$$

De acuerdo a lo anterior, se deduce que el suelo esta geológicamente preconsolidado, es decir, que ya soporto cargas mayores en su historia geológica.

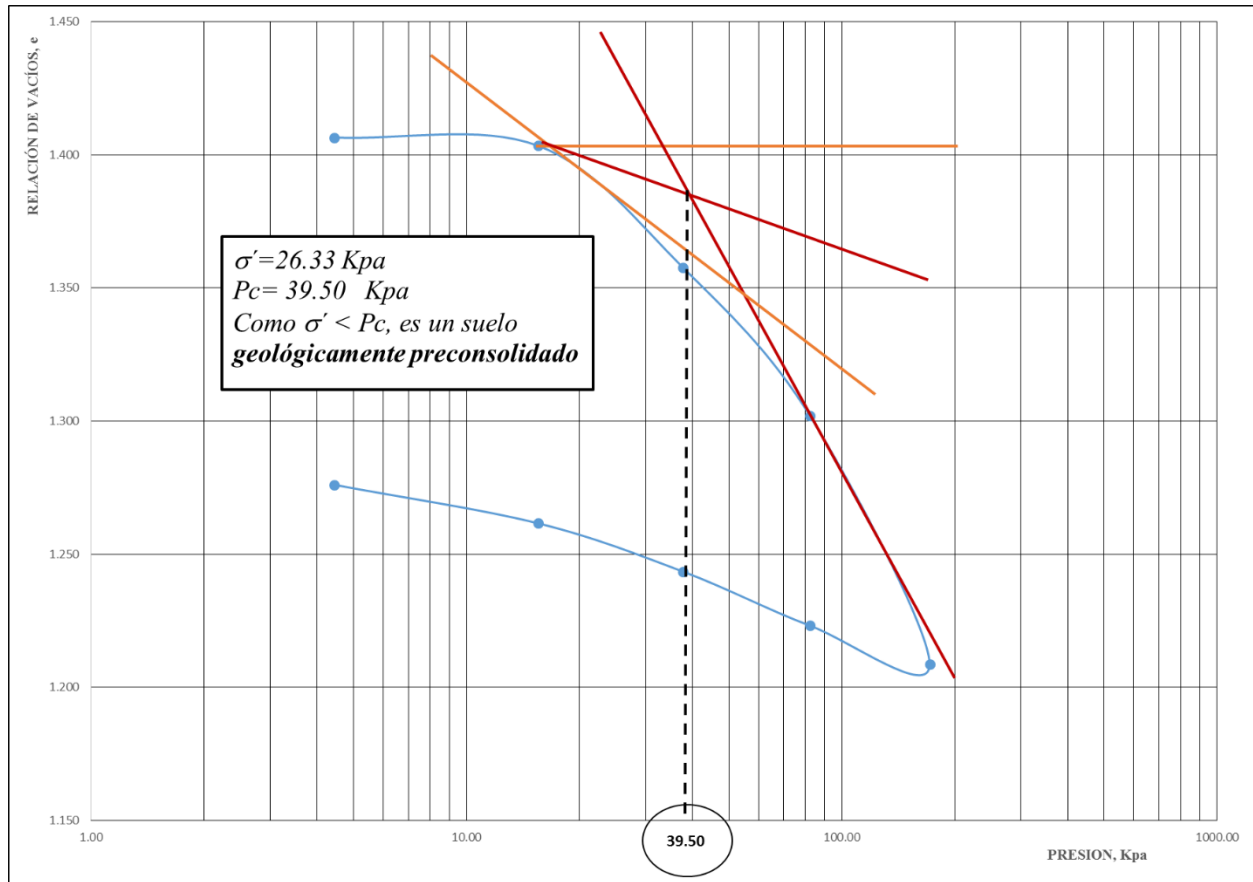


Figura 5.2 Curva de compresibilidad obtenida del limo de alta compresibilidad (MH)

Fuente: Elaboración propia

5.3 Pruebas triaxiales

5.3.1 Prueba Triaxial No consolidada-No drenada (UU) para determinar la envolvente de falla, la cohesión y el ángulo de fricción

Para determinar la envolvente de falla, la cohesión y el ángulo de fricción interna del suelo se realizó un ensaye triaxial no consolidado-no drenado (UU) en probetas con variación del grado de saturación iniciando con el 75% hasta el 95%, siendo este el valor máximo al cual se pudo fabricar la probeta, puesto que al llegar a la saturación el material fue casi imposible trabajarlo; las presiones de confinamiento que se aplicaron fueron de 0.3, 0.6, 1.2 kg/cm². En la Tabla 5.3, se presentan los resultados obtenidos mediante la prueba triaxial y en la Figura 5.3, se muestran los círculos de Mohr para el suelo ensayado para un Gw=75%.

Tabla 5.3 Prueba Triaxial (UU) del suelo ensayado con un $G_w = 75\%$

Triaxial No.	Presión confinante (kg/cm ²)	Esfuerzo desviador (kg/cm ²)
1	0.3	22.029
2	0.6	22.685
3	1.2	23.993

Fuente: Elaboración propia

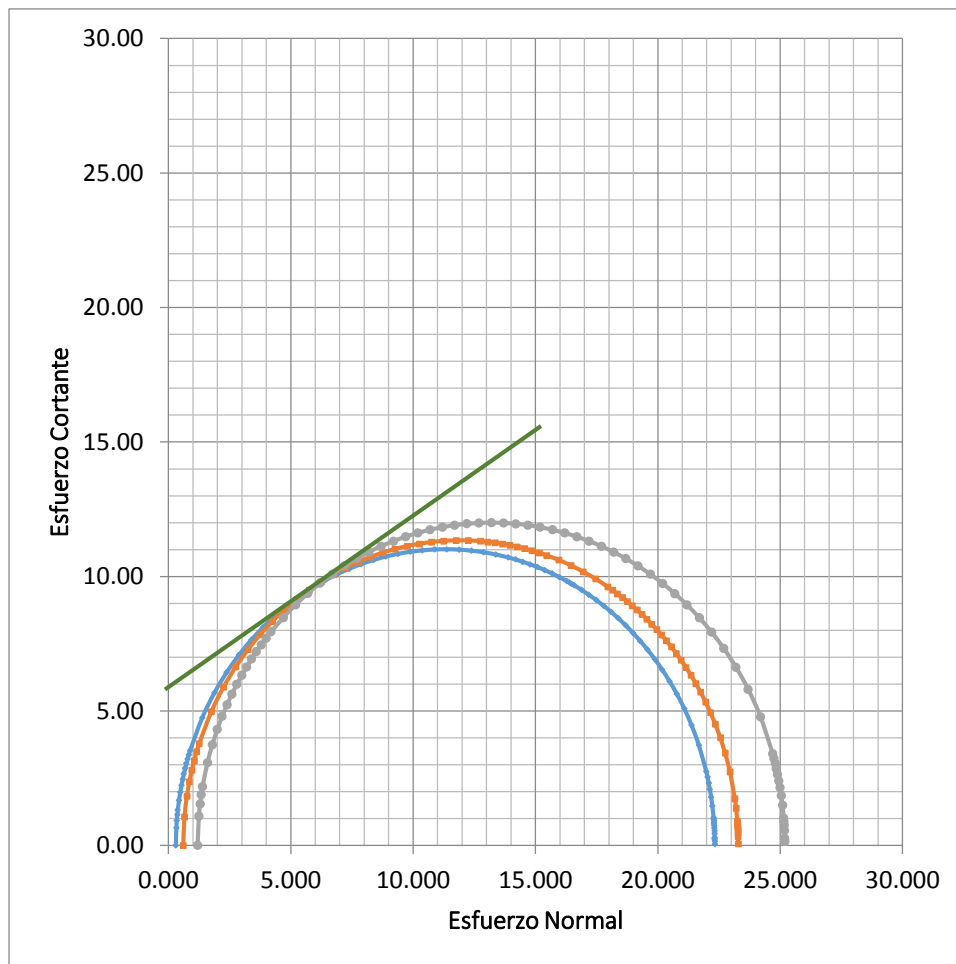


Figura 5.3 Círculos de Mohr del suelo ensayado con $G_w = 75\%$

Fuente: Elaboración propia

De la figura anterior se obtuvieron los siguientes parámetros mecánicos del suelo ensayado con un $G_w = 75\%$ (Tabla 5.4).

Tabla 5.4 Parámetros mecánicos del suelo con $G_w = 75\%$

Parámetro	Valor
Ángulo de fricción interna (°)	30.54
Cohesión (kg/cm ²)	6.1

Fuente: Elaboración propia

De forma similar se procedió a realizar la prueba triaxial (UU) para las probetas con grados de saturación de 80% hasta el 95%, obteniéndose los siguientes parámetros mecánicos (Tabla 5.5).

En la Figura 5.4, se muestra la relación entre el grado de saturación y la cohesión del suelo, adicionalmente en la Figura 5.5, se muestra el comportamiento del ángulo de fricción interna en función de la variación del grado de saturación del suelo.

Tabla 5.5 Comportamiento de los parámetros de resistencia del suelo con la variación del grado de saturación

G_w (%)	Cohesión (kg/cm²)	Ángulo de fricción interna (°)
75	6.1	30.54
80	5.2	33.02
85	4.6	28.07
90	2.4	21.80
95	1.3	13.13

Fuente: Elaboración propia

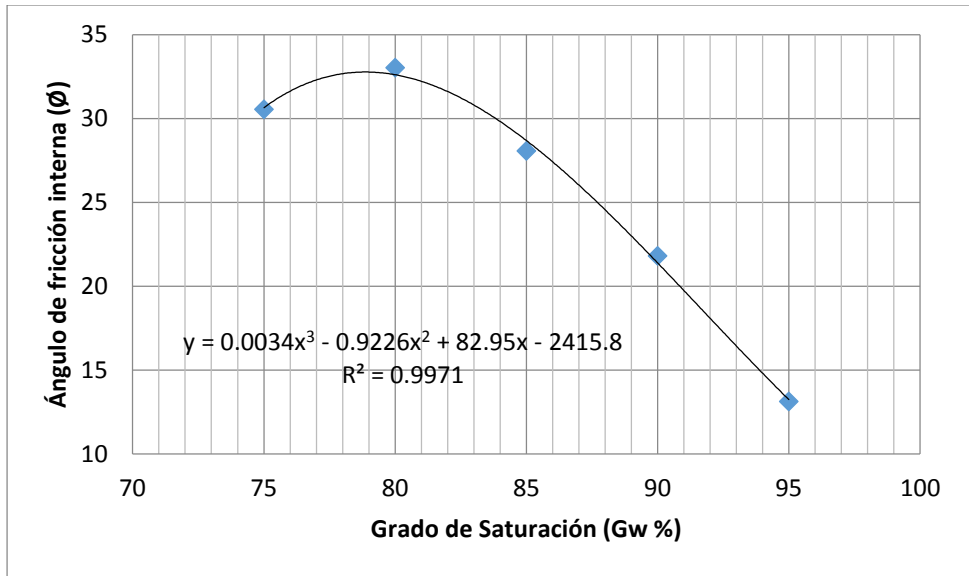


Figura 5.4 Ángulo de fricción interna vs Grado de saturación

Fuente: Elaboración propia

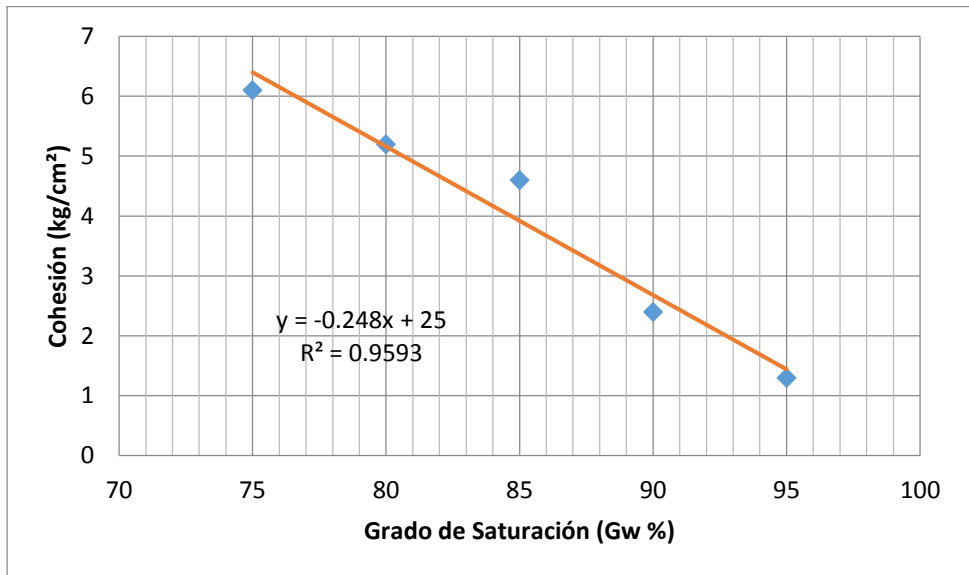


Figura 5.5 Cohesión vs Grado de saturación

Fuente: Elaboración propia

5.4 Prueba proctor estándar

Para determinar el contenido de agua óptimo del suelo para su compactación en la conformación de los modelos, se le aplicó al suelo, la prueba proctor estándar, que consiste en compactar una cantidad de suelo en un molde de 10.1 cm de diámetro por 11.16 cm de altura. El material se compacta en 3 capas y en cada capa se aplican 25 impactos con un pisón de 2.5 kg. Después de compactar la tercera capa, se enrasa y se determina la masa del material compactado. Esto se repite para varios contenidos de agua. Al final se obtiene una serie de datos de pesos volumétricos secos y contenidos de agua que se grafican para obtener el resultado típico que es la curva de compactación, como se muestra en la Figura 5.6. Con estos datos, se busca mejorar las propiedades de los suelos entre las que se pueden mencionar la resistencia al esfuerzo cortante, la compresibilidad, la permeabilidad entre otros (Rico y Del Castillo, 1988).

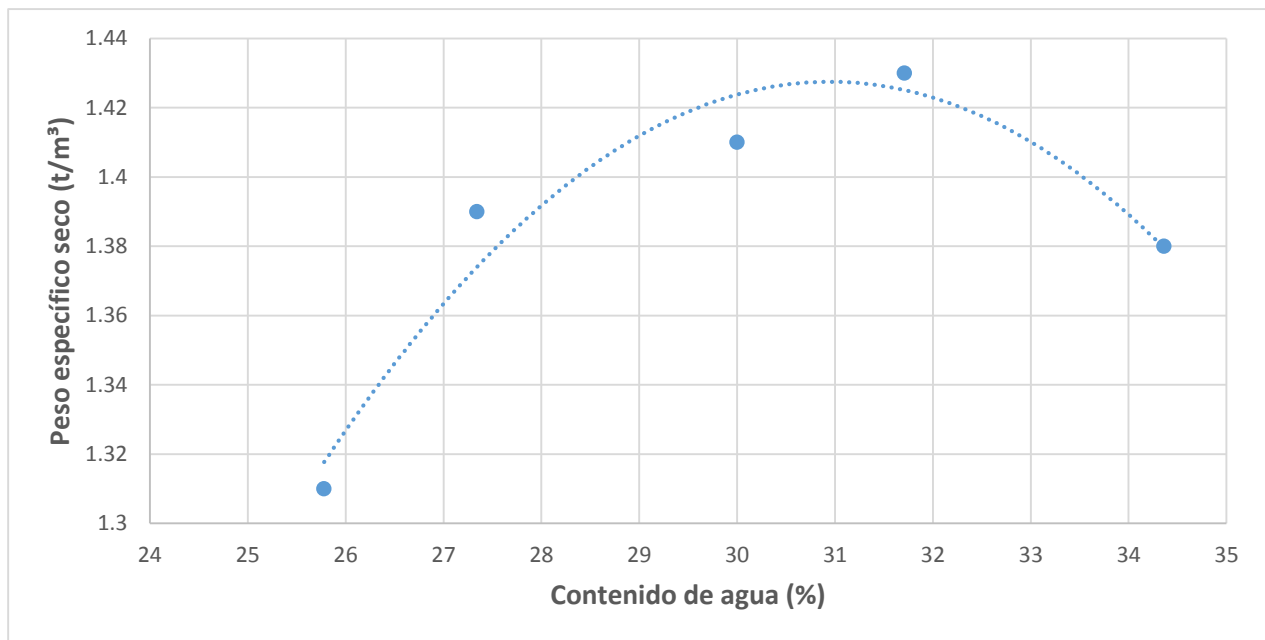


Figura 5.6 Curva de compactación del suelo ensayado

Fuente: Elaboración propia

5.5 Modelación analítica

Como se indicó en el capítulo de metodología, se realizó el estudio de estabilidad de taludes para calcular el factor mínimo de taludes con pendiente constante y escalonados, también se hizo mención que para alimentar el software necesitamos definir el material, en la Tabla 5.6 se presentan los parámetros mecánicos que resultaron de la prueba triaxial rápida (UU) y que se introdujeron al programa para evaluar el comportamiento mecánico a diferentes grados de saturación, esto con el objetivo de comprender la relación entre el factor de seguridad y el grado de saturación.

Tabla 5.6 Datos utilizados para el cálculo de estabilidad de taludes de pendiente constante y escalonados

Gw (%)	γ_m (gr/cm ³)	c (kg/cm ²)	ϕ (°)
75	1.81	6.1	30.54
80	1.83	5.2	33.02
85	1.86	4.6	28.07
90	1.88	2.4	21.80
95	1.90	1.3	13.13

Fuente: Elaboración propia

Con los datos anteriores se evaluó el factor de seguridad para cada uno de los taludes con ángulos de inclinación, iniciando con el de 10° y finalizando con el de 90°, en la Figura 5.6 se observa el comportamiento del factor de seguridad obtenido mediante la variación del grado de saturación.

Similarmente se realizó el paso anterior para taludes escalonados, sin embargo, para este caso se evaluaron las conformaciones de los taludes para las huellas de 1m y hasta 5m, con variación de 50 cm, quedando como constantes los parámetros mecánicos del suelo, en la Figura 5.7 se muestran los resultados obtenidos mediante el software Slide 5.0 para el grado de saturación inicial de 75 %. Cabe mencionar que para los taludes escalonados la dimensión del peralte se determinó en función del ángulo de inclinación, es decir, se respetó la inclinación del talud correspondiente como se explicó en el apartado de la metodología.

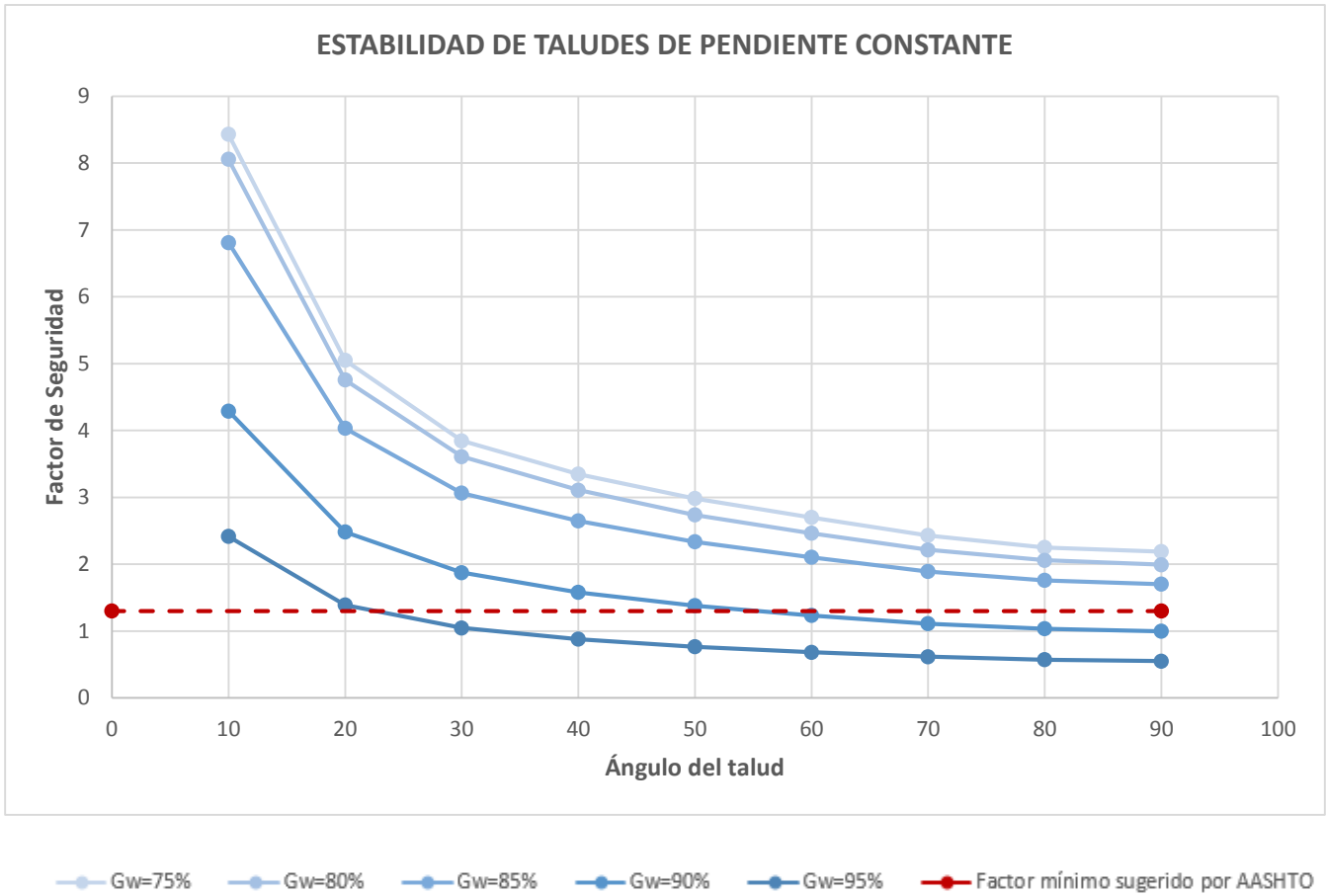


Figura 5.7 Comportamiento del factor de seguridad respecto al grado de saturación del suelo

Fuente: Elaboración propia

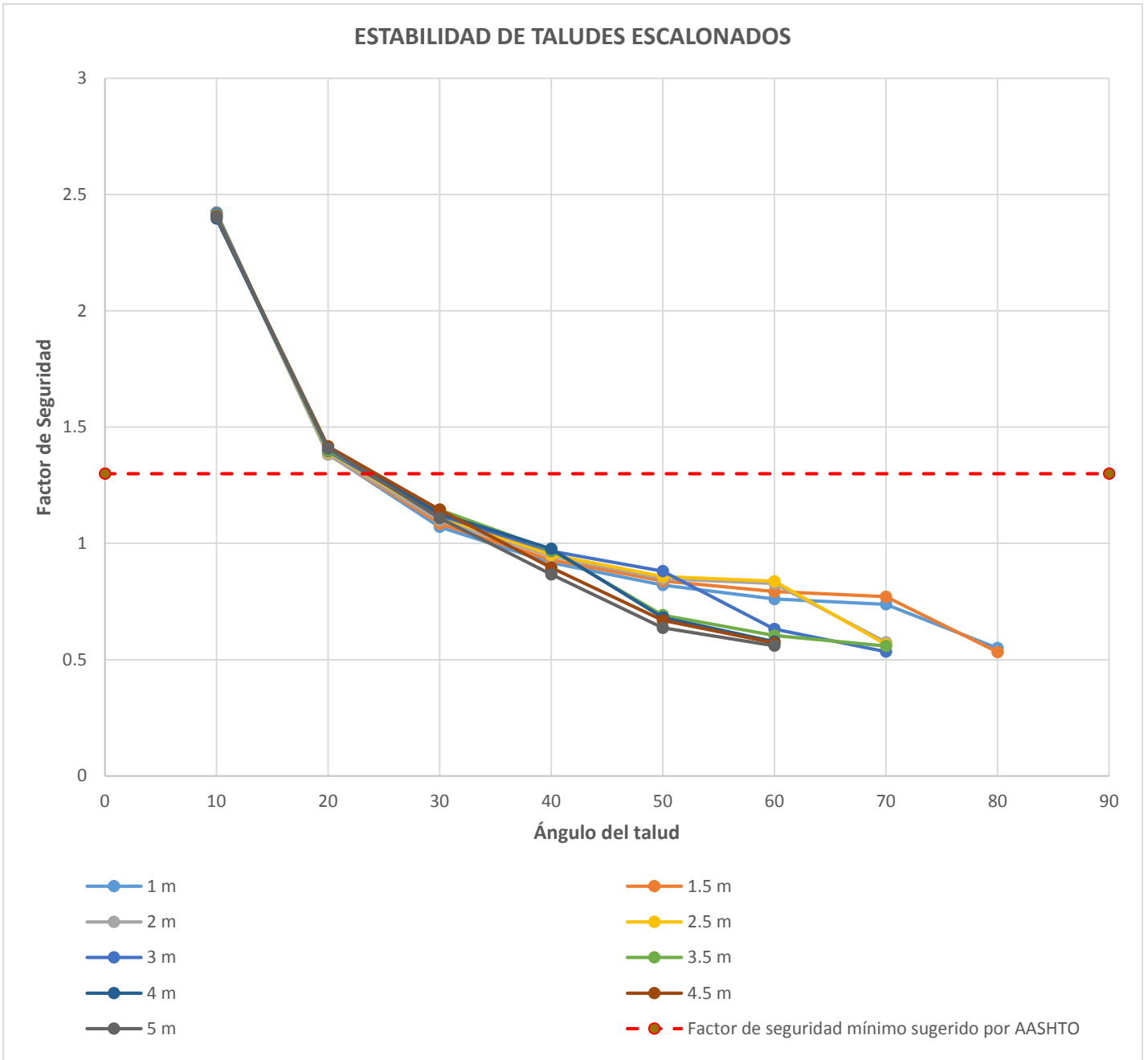


Figura 5.8 Comportamiento del factor de seguridad respecto a la huella del escalón con un $G_w=75\%$

Fuente: Elaboración propia

A continuación en la Figura 5.9 se muestra el resultado de estabilidad de taludes aplicado a taludes escalonados con un grado de saturación (G_w) de 95%.

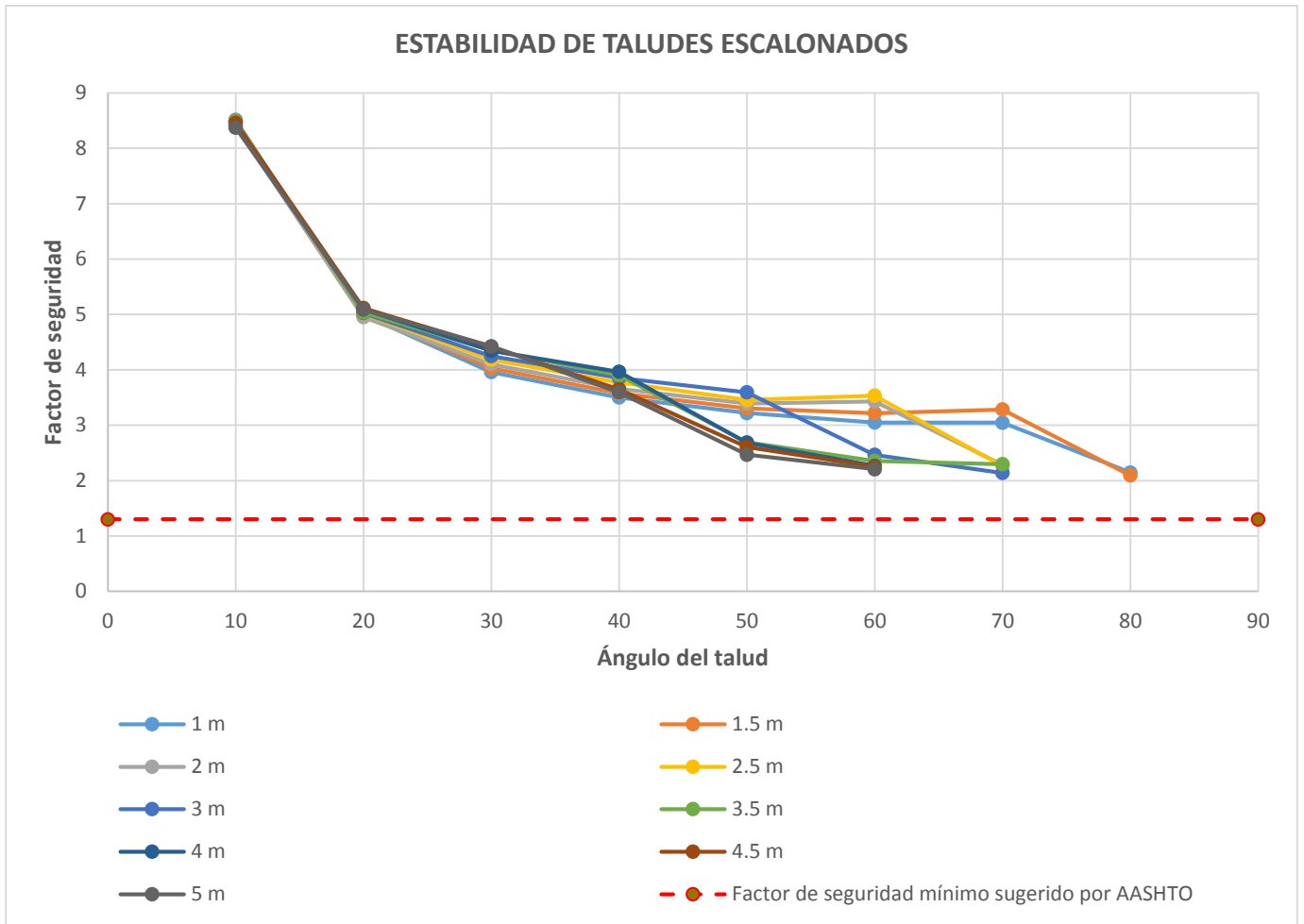


Figura 5.9 Comportamiento del factor de seguridad respecto a la huella del escalón con un $G_w=95\%$

Fuente: Elaboración propia

En la Figura 5.10 se muestran los resultados de factor de seguridad para un talud de 40° de inclinación, que fue el que se eligió para la construcción de los modelos físicos.

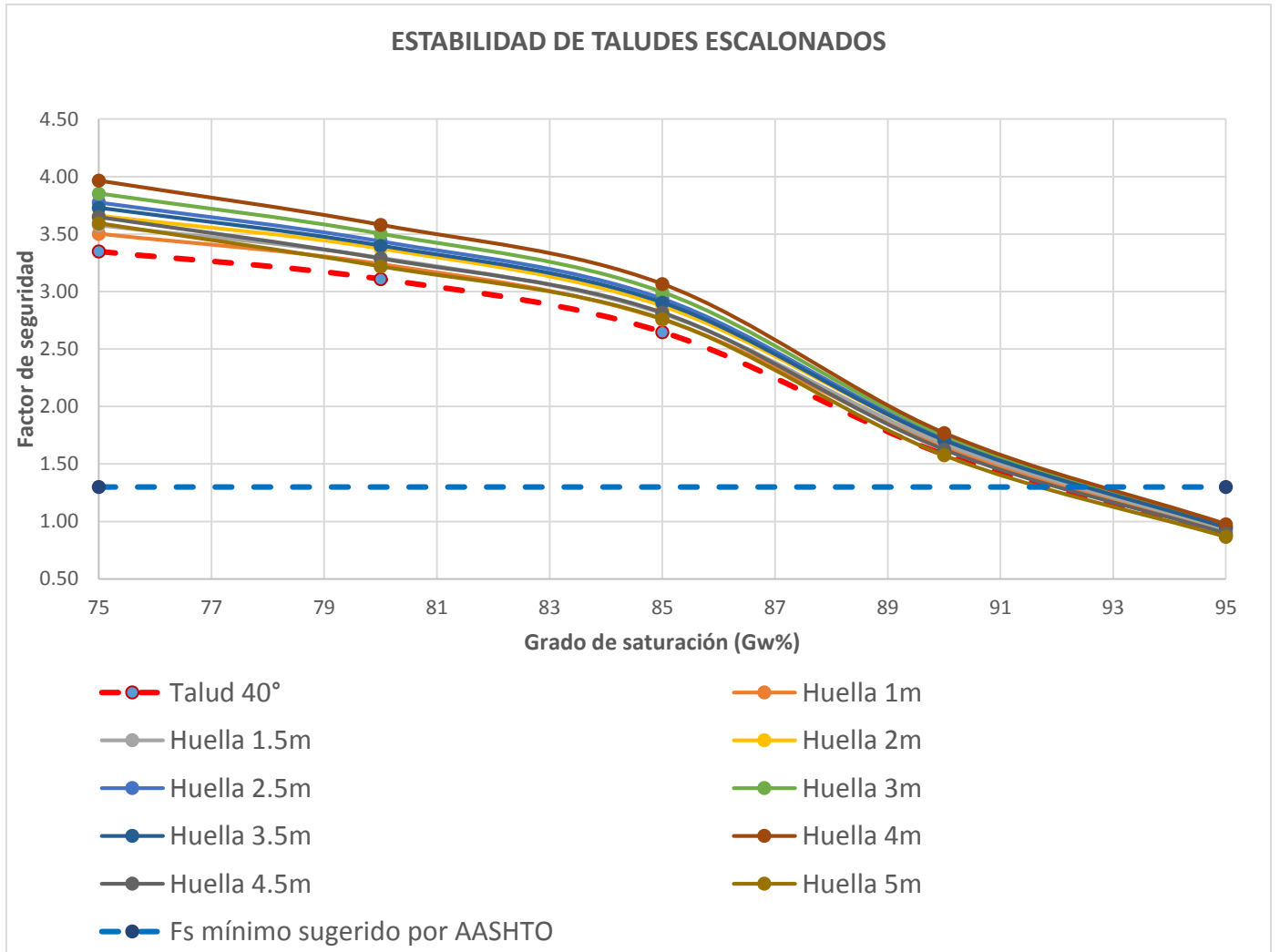


Figura 5.10 Factores de seguridad para un talud de 40° de inclinación

De igual forma se obtuvieron los resultados de factor de seguridad para el talud 40° de inclinación, con los diferentes valores de huella, variando su grado de saturación con el objetivo de analizar el efecto que tienen las dimensiones del escalón respecto a la variación en la humedad dentro del talud, como se aprecia en la Figura 5.11.

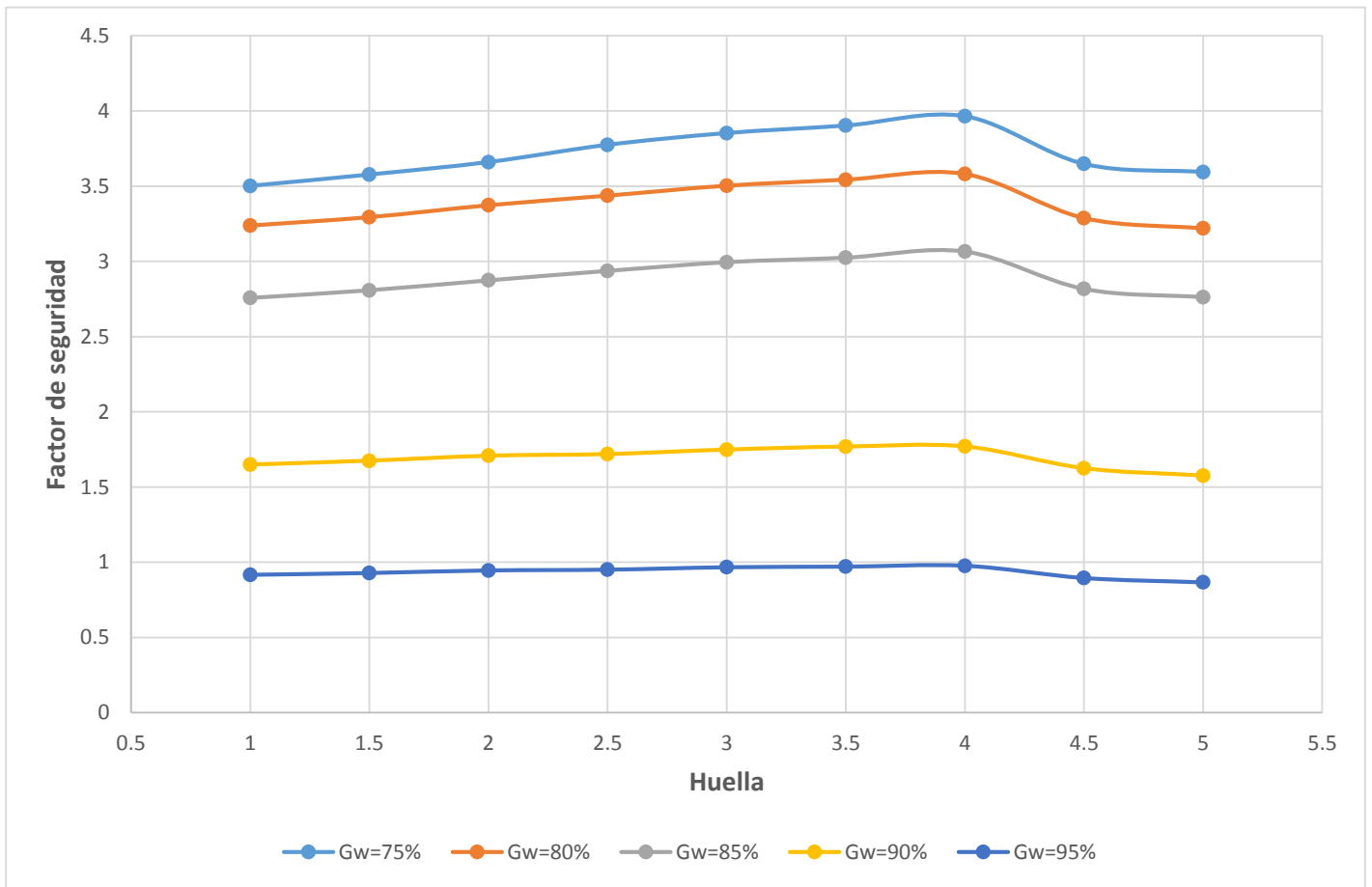


Figura 5.11 Factores de seguridad para un talud de 40° variando el valor de huellas

Fuente: Elaboración propia

5.6 Experimentación

Los resultados obtenidos de la experimentación muestran el volumen de escurrimiento y la cantidad de sedimentos debido a la lluvia para las dos diferentes conformaciones del talud.

En la Tabla 5.7 y 5.8, se puede observar que el volumen total de escurrimiento es mayor en el generado en el talud de pendiente constante que en el escalonado. De acuerdo con los datos registrados, el escurrimiento generado en el modelo de pendiente constante supera hasta en un 16% al escalonado. Asimismo, en los registros se puede observar la influencia de la frecuencia de la lluvia ya que las tres primeras lluvias se aplicaron con un lapso de 2 hrs, mientras que las 3 restantes se realizaron con 15 minutos entre una y otra.

En las 3 primeras lluvias se tienen volúmenes de escurrimiento menores que en las 3 restantes, esto es debido a que cuando inicia la lluvia la totalidad de la precipitación se infiltra humedeciendo al suelo. La humedad en el suelo, antes de la lluvia, es determinante en la cantidad de infiltración porque al llover, el agua trata de penetrar al suelo humedeciéndolo y creando una capa delgada de saturación; y hasta que ésta capa no haya llegado a un punto de equilibrio, no se forma una escorrentía superficial. El agua en exceso que no puede infiltrarse, se queda en la superficie, es por lo anterior que cada vez que se hace llover el volumen escurrido aumenta.

Tabla 5.7 Resultados obtenidos en función del volumen de lluvia simulada en el talud de pendiente constante

Lluvia	Duración (min)	Intensidad (mm/hr)	Lámina total (mm)	Volumen total de lluvia (m ³)	Volumen total de escurrimiento (m ³)
1	10	180	30	0.158	0.073
2	10	180	30	0.158	0.108
3	10	180	30	0.158	0.104
4	10	180	30	0.158	0.096
5	10	180	30	0.158	0.113
6	10	180	30	0.158	0.121

Fuente: Elaboración propia

Tabla 5.8 Resultados obtenidos en función del volumen de lluvia simulada en el talud escalonado

Lluvia	Duración (min)	Intensidad (mm/hr)	Lámina total (mm)	Volumen total de lluvia (m ³)	Volumen total de escurrimiento (m ³)
1	10	180	30	0.158	0.063
2	10	180	30	0.158	0.093
3	10	180	30	0.158	0.094
4	10	180	30	0.158	0.092
5	10	180	30	0.158	0.106
6	10	180	30	0.158	0.118

Fuente: Elaboración propia

De igual manera, se cuantificaron los sedimentos contenidos en el volumen de escurrimiento por cada lluvia y por cada conformación del talud en la Tabla 5.9 se muestran los resultados obtenidos.

Tabla 5.9 Valores de sedimentos contenidos en el volumen llovido en ambos modelos

Lluvia	Sedimentos por litro de agua (gr)		Sedimentos totales (gr)	
	Pendiente constante	Escalonado	Pendiente constante	Escalonado
1	2.61	1.67	190.53	105.02
2	2.85	0.98	307.8	56.28
3	5.30	0.87	551.20	81.78
4	1.57	0.69	150.72	63.48
5	1.84	0.35	207.92	37.1
6	1.83	0.34	221.43	40.12

Fuente: Elaboración propia

Como se puede observar en los resultados anteriores, en la conformación del talud de pendiente constante tenemos más arrastre de sedimentos, prácticamente en todos los casos el valor de sedimentos por litro de agua es mayor del 50% en comparación con el talud escalonado. En la 3° lluvia tenemos un incremento de casi el 600% de sedimentos esto fue generado por que en la

parte baja del talud se empezó a erosionar y por ende colapso una parte pequeña del talud, como se muestra en las Figuras 5.12 y 5.13.



Figura 5.12 Erosión en el talud de pendiente constante

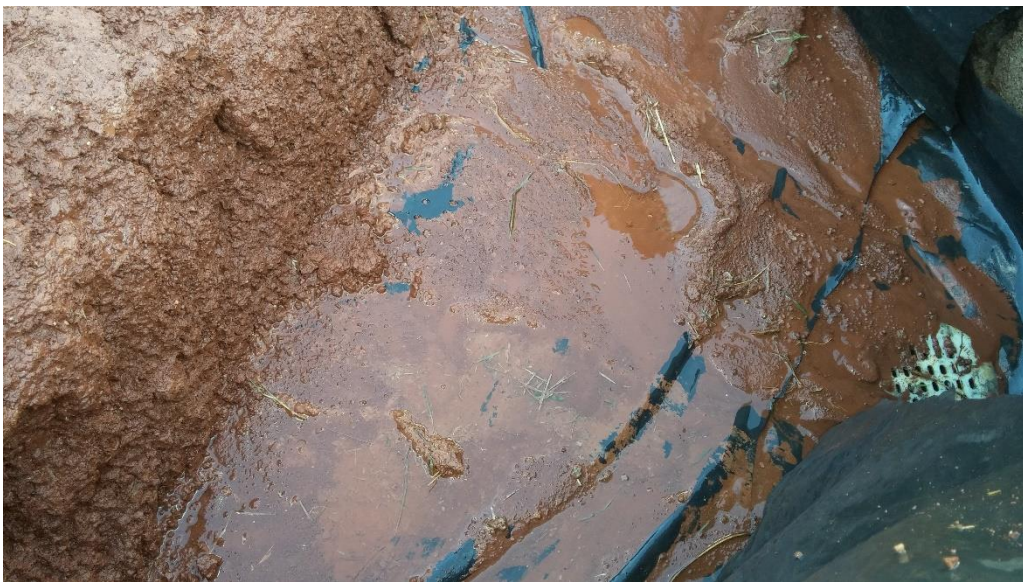


Figura 5.13 Arrastre de sedimentos en el talud de pendiente constante

En los taludes escalonados, como se observa en la tabla anterior se tienen arrastre de sedimentos escasos, esto se debe a que sobre las huellas se recogen caídos y partículas de material, así como colector la esorrentía, como se muestra en la Figura 5.14.



Figura 5.14 Escalones después de simulación de lluvia

6. CONCLUSIONES

Con base en los resultados obtenidos en todas las etapas de la investigación y los conocimientos adquiridos derivados de estas, se puede concluir que los objetivos planteados al inicio se cumplieron satisfactoriamente.

A continuación se describen las conclusiones más importantes en cada una de las etapas de la investigación:

- ***Caracterización física y mecánica***

Mediante la caracterización física y mecánica del material ensayado y el análisis de estabilidad de taludes, se ha podido establecer la relación entre factor de seguridad y el grado de saturación del suelo (Gw), ya que de su condición natural hasta el 95% de saturación el fs disminuyó 28.67%.

El parámetro que presenta mayor disminución con respecto al grado de saturación Gw es el ángulo de fricción interna, pasando de 30.54° a 13.13° , es decir, 43%, mientras que la cohesión presentó 21%.

- ***Modelación analítica***

La construcción de escalones en taludes, aumenta el factor de seguridad, debido a la disminución del peso del mismo, para el talud de 40° , se tiene un aumento en el fs del 18% con una huella de 4m, que fue el valor con mayor resultado, sin embargo, en una situación en campo quizá no sea la más adecuada por proceso constructivo y económicamente.

Con la modelación analítica se concluye que no siempre los valores mayores de huella, nos arrojan factores mayores, esto es debido a que taludes con ángulos de inclinación mayores de 40° y huellas a partir de 3m, forman un perfil del talud tendiente a la vertical lo que se traduce en la disminución del fs.

De acuerdo a la gráfica de valores de huella, podemos concluir que a partir de 1m y hasta 3m se comporta de manera adecuada el fs, es decir, a medida que aumenta el valor de huella, el fs aumenta, sin embargo para decidir la dimensión óptima del escalón, ésta estará en función del ancho de la maquinaria a utilizar y de la estabilidad de cada terraza estudiada por separada.

Asimismo, la simulación analítica del estudio de estabilidad de taludes nos arroja información la cual se concluye que para taludes de pendiente constante, cuando el material estudiado presente grados de saturación entre el 90 y 95%, prácticamente el fs obtenido resulta menor que el sugerido por AASHTO, lo que se traduce en que la estructura se encuentra en un estado muy cuestionable; incluso cuando por efectos de humedad el suelo se encuentre cerca de la saturación (95%), solo taludes con un ángulo de 10° de inclinación nos proporcionan cierta certidumbre desde el punto de vista de seguridad, sin embargo para los diferentes ángulos de inclinación, se obtienen fs entre 1.048 y 0.551, por lo que seguramente se producirá la falla.

- ***Suelos residuales***

El buen uso de un suelo residual como material de construcción en el área de vías terrestres necesita fundamentalmente de dos cosas. La primera es poder identificar en campo que un suelo sea efectivamente de origen residual, la segunda es entender correctamente las peculiaridades que presentan estos suelos y qué los diferencia de los suelos transportados. En general, los suelos residuales se distinguen de los transportados en los siguientes puntos de interés:

- ✓ Son parcialmente saturados
- ✓ Tienen minerales que son particulares y que dependen de la roca madre
- ✓ Fuerte tendencia a la agregación con el secado, lo que influye en los resultados de las pruebas para la obtención de sus propiedades índice y mecánicas.
- ✓ La diferencia en el límite plástico y el contenido de agua óptimo de compactación de una prueba proctor estándar es mayor de lo usual
- ✓ No existe, hasta ahora, una correlación directa entre las propiedades índice y propiedades mecánicas.

- ***Experimentación***

Del proceso lluvia-escorrimento observado y analizado en la experimentación, se concluye que es mejor opción construir taludes con escalones, ya que con el escalonamiento se transforma el talud en una combinación de varios otros de altura menor, así mismo cumplen como funciones secundarias el recoger caídos y coleccionar agua. La escorrentía superficial en el talud de pendiente constante siempre fue mayor que el escalonado, que van del 3% hasta el 16%, por lo que tenemos más probabilidad de que haya mayor arrastre de sedimentos. Los bajos valores de escurrimiento en el talud escalonado nos demuestran que esta conformación es excelente para coleccionar agua. Asimismo, al tener mayor volumen de escurrimiento, se tienen mayor arrastre de sedimentos, lo que se traduce en mayor porcentaje de erosión, con la anterior relación podemos concluir que el talud de pendiente constante presenta mayor erodabilidad, es decir, es más susceptible a la erosión.

Un aspecto importante es la frecuencia de la lluvia, ya que se simularon las 3 primeras lluvias con una separación de 2 horas, y las ultimas 3 con un intervalo de 15 min, lo que se traduce en mayor volumen de escurrimiento, dado que el la lámina superficial se satura y como no hay tiempo para que se infiltre el agua empieza a escurrir.

Con respecto a los resultados obtenidos de la modelación analítica, se demuestra que para valores del 90% al 95% de Grado de saturación (Gw), el talud en cualquiera de sus conformaciones va a fallar, sin embargo, en el modelo físico no fue así, esto es debido a que en la modelación analítica se da por hecho que la totalidad del suelo se encuentra en un valor específico de saturación y en la realidad esto no sucede así, el suelo se satura de forma variable.

Con todos los puntos anteriores se demuestra que se cumple la hipótesis que se planteó al inicio de la investigación, no solamente por los resultados obtenidos de la modelación analítica que demuestra que la disminución de las fuerzas motoras, como consecuencia de construir taludes escalonados, aumenta el factor de seguridad; sino también a la simulación de lluvia, que evidencia la reducción de la velocidad de flujo en su superficie controlando la erosión superficial si se construyen taludes escalonados.

7. RECOMENDACIONES

Para comprender el comportamiento físico y mecánico de los suelos residuales, así como también el poder identificarlo con precisión, se recomienda darle el tratamiento de secado, con disgregado y no disgregado al suelo, para realizarle las pruebas para la obtención de propiedades índice y mecánicas.

Es trascendental reproducir en el laboratorio lo más fiel e ingenierilmente posible, a través de los especímenes compactados, las características que los materiales tienen o tendrán en el prototipo sometido a la compactación de campo. Inclusive, si la compactación de laboratorio tiene como objetivo solamente el de establecer una curva patrón de compactación, la manera de preparar el material para el ensaye podría impedir un control racional; por ejemplo, si se secan previamente ciertos suelos residuales, seguramente se tendrán dificultades para alcanzar ciertos grados de compactación en la obra con los suelos trabajados a partir de su contenido natural de agua. Así la identificación y caracterización de los suelos por compactar adquiere primordial importancia.

Hasta el día de hoy, es complicado identificar un suelo residual en campo y casi todos los bancos de materiales de los que disponen no contemplan la identificación y caracterización de este tipo de suelo.

Con respecto a la simulación de lluvia, se recomienda hacer la reproducción de la lluvia en días y horas donde los vientos no sean muy fuertes, ya que afecta la presencia del viento a la lluvia.

Asimismo tener mucho cuidado al labrar los escalones, ya que si se realiza esta actividad en días con mucho sol, el suelo se empieza a agrietar y perder la humedad óptima con la que se compacto.

8. LITERATURA CITADA

- Aguilar, M., Fernández, J. y Moral R. 1994. Restauración ambiental durante la ejecución de la Autovía del Norte en Guipúzcoa. Carreteras 71, pp. 113-128.
- American Association for State Highway and Transportation Officials (AASHTO). 1996. Standard Specifications for Highway Bridges. Washington, DC.
- ASTM D 422-63. 2002. Standard Test Method for Particle-Size Analysis of Soils. USA.
- ASTM D 698-07e1. 2007. Standard Test Methods for Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using Standard Effort (12 400 ft-lbf/ft³ (600 kN-m/m³)).USA.
- ASTM D 854-06. 2006. Standard Test Methods for Specific Gravity of Soil Solids by Water Pycnometer. USA.
- ASTM D 2216-05. 2005. Standard Test Method for Laboratory Determination of Water (Moisture) Content of Soil and Rock by Mass. USA.
- ASTM D 2435-09. 2004. Standard Test Methods for One-Dimensional Consolidation Properties of Soils Using Incremental Loading. USA.
- ASTM D 2850-03a. 2003. Standard Test Method for Unconsolidated-Undrained Triaxial Compression Test on Cohesive Soils. USA.
- ASTM D 4318-05. 2005. Standard Test Methods for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils. USA.
- Auestad, I., Rydgren, K., and Austad, I. 2011. Road verges: potential refuges for declining grassland species despite remnant vegetation dynamics. *Annales Botanici Fennici* 48, pp. 289-303.

- Bello, A. 1986. Tratamiento estético, paisajístico y funcional de las carreteras mediante plantaciones. Asociación Española Permanente de Congresos de Carreteras, Madrid, España.
- Berilgen, M. 2007. Investigation of stability of slopes under drawdown conditions. *Computers and Geotechnics* No. 34, pp. 81-91.
- Bishop, A. 1955. The Use of the Slip Circle in the Stability Analysis of Slopes. *Geotechnique*. Vol 5.
- Blight, G. 1997. *Mechanics of residual soils*. Balkema/Rotterdam, p. 237.
- Borrajo, J. 1994. La consideración del medio ambiente en la planificación, construcción y mantenimiento de carreteras. En (eds.) *Carreteras 71*, pp. 92-112. Asociación Española de la Carretera. Madrid, España.
- Bowles, J. 1988. *Propiedades geofísicas de los suelos*, Editorial Limusa.
- Brown, R. and Amacher, M. 1999. Selecting plant species for ecological restoration: a perspective for land managers. En: L.K. Holzworz y R.W. Brown (eds.). *Revegetation with native species*. Proceedings, 1997. Society for Ecological Restoration annual meeting.
- Budhu, M. 2011. *Soil Mechanics and foundations (3th. Ed.)*, John Wiley and Sons, New York.
- Bujang, B. 2006. *American Journal of Environmental Sciences*, University of Putra, Malaysia.
- Cho, S. and Lee, S. 2001. Instability of Unsaturated Soil Slopes Due to Infiltration. *Computers and Geotechnics* No. 28, pp.185-208.
- Cho, S. and Lee, S. 2002. Evaluation of Surficial Stability for Homogeneous Slopes Considering Rainfall Characteristics. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* No. 128(9), pp. 756-763.

- Cano, A., Loureiro, J., Martín, D. y Montalvo, J. 1998. Erosión y protección de taludes de desmonte de vías de comunicación del Suroeste de Galicia. IV Simposio Nacional sobre carreteras y medio ambiente, Torremolinos, Asociación Técnica de Carreteras.
- Clare, K. 1961. The use and control of vegetation on roads and airfields overseas. Road Research Technical Paper 52.
- Deere, D. and Patton, F. 1971. Slope stability in residual soils. Fourth Panamerican conference on soil mechanics and foundation engineering, San Juan Puerto Rico, American Society of civil engineers, New York, Vol. 1, pp. 87-170.
- Dhakal, A. and Sidle, R. 2004. Distributed simulations of landslides for different rainfall conditions. Hydrological Processes 18, pp. 757-776.
- Duncan, J. and Wright, S. 2005. Soil Strength and Slope Stability. John Wiley and Sons. Inc. Hoboken, p. 297. New Jersey.
- Escalante, C. 1996. La geotécnica en la conservación de carreteras. XVIII Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, pp. 19-24.
- Federal Highway Administration (FHWA). 1998. Load and Resistance Factor Design (LRFD) for Highway Bridge Substructures. Washington, DC.
- Fellenius, W. 1922. Statens Jarnjvagens Geotekniska Commission. Stockholm, Sweden.
- Fellenius, W. 1936. Calculation of the Stability of Earth Dams. Second Congress on Large Dams, International Commission on Large Dams of the world power conference. Vol. 4, pp. 445-462. Washington D.C.

- Forman, R. and Alexander, L. 1998. Roads and their major ecological effects. *Annual Review of Ecology and Systematics* 29, pp. 207-231. Fort Lauderdale (Florida). USDA Forest Services, Rocky Mountain Research Station, Fort Collins (EE.UU.).
- Fox, D. and Rorke, B. 1999. The relationship of soil loss by interrill erosion to slope gradient. *Catena* No. 38, pp. 211-222.
- Gardner, R. and Gerrard, A. 2003. Runoff and soil erosion on cultivated rainfed terraces in the Middle Hills of Nepal. *Applied Geography* No. 23, pp. 23-45.
- Giles, R. 1987. *Mecánica de los Fluidos e Hidráulica*. 2da Edición, Editorial Mc Graw Hill, México.
- González de Vallejo, L., Ferrer, M., Ortuño, L. y Oteo, C. 2002. *Ingeniería Geológica*. Editorial Prentice Hall. Madrid, España.
- Keller, G. and Sherar, J. 2005. *Ingeniería de Caminos Rurales, Guía de Campo para las Mejores Prácticas de Gestión de Caminos Rurales*. US Agency for International Development (USAID).
- Greenway, D. 1987. *Vegetation and Slope Stability*. *Slope Stability*, edited by Anderson M.G, John Wiley and Sons Ltd. pp. 187-230, New York.
- Gregory, K. and Walling, D. 1973. *Drainage Basin Form and Process: A geomorphological approach*. Edward Arnold Publishers, London.
- Hassan, A. and Wolff, T. 1999. Search algorithm for minimum reliability index of earth slopes. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* No. 125, pp. 301-308.
- Henao, J. 1988. *Introducción al manejo de cuencas hidrográficas*. Universidad Santo Tomas. Bogotá, Colombia.

- Henensal, P. 1993. La végétation sur les routes et autoroutes. Rôle, importance, problèmes techniques." *Revue Générale des Routes e des Aerodromes*, pp. 468-478.
- Horton, R. 1945. Erosional development of streams and their drainage basins: a hydrophysical approach to quantitative morphology. *Editorial Bulletin. Geological Society of America* No. 56, pp. 275-370.
- Instituto Mexicano del Transporte (IMT). 1996. Identificación, comportamiento y utilización de suelos residuales. Primera fase, Documento Técnico No. 80.
- Irfan, T. and Woods, N. 1988. The Influence of Relict Discontinuities on Slope Stability in Saprolitic Soils. *Second International Conference on Geomechanics in Tropical Soils*. Singapore.
- Jaboyedoff, M., Baillifard, F., Bardou, E. and Girod, F. 2004. The effect of weathering on Alpine rock instability. *Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology* No. 37, pp. 95-103.
- Janbú, N. 1954. Stability Analysis of Slopes with Dimensionless parameters. *Harvard Soil Mechanics Series* No. 46.
- Janbú, N. 1968. Slope stability computations. Soil mechanics and foundation engineering report. Technical University of Norway, Trondheim.
- Juárez, E. y Rico, A. 1989. *Mecánica de Suelos, Fundamentos de la Mecánica de Suelos*, Tomo 1. México: Limusa.
- Kangas, P. 2003. *Ecological Engineering. Principles and Practice*. Lewis Publishers. Boca Raton (Florida).

King, H. 1980. Hidráulica. Editorial Trillas, México

Lambe, J. and Whitman, V. 1994. Mecánica de Suelos, Limusa grupo Noriega Editores.

León, J. 2001. Estudio y control de la erosión hídrica. Colombia: Universidad Nacional de Colombia.

Lesschen, J., Cammeraat, L. and Nieman, T. 2008. Erosion and terrace failure due to agricultural land abandonment in a semi-arid environment. *Earth Surface Processes and Landforms* No. 33, pp. 1574-1584.

López, C. 1999. Manual de estabilización y revegetación de taludes. Ed. C. López Jimeno, Madrid.

Marín, A. 1992. Valoración técnica y ambiental de la vegetación que crece en taludes de la zona cafetera del departamento de Risaralda. Tesis (Ingeniería Forestal). Universidad Nacional de Colombia, Facultad de Ciencias Agropecuarias. Medellín, Colombia.

Martín, J., De Alba, S. y Barbero, F. 2011. Consideraciones geomorfológicas e hidrológicas. En F. Valladares, L. Balaguer, I. Mola, A. Escudero & V. Alfaya (eds.) Restauración ecológica de áreas afectadas por infraestructuras de transporte. Bases científicas para soluciones técnicas: 75-85. Fundación Biodiversidad. Madrid, España.

Massey, B. and Pang, P. 1988. Stability of Slopes and excavations in Tropical Soils. Second International Conference on Geomechanics in Tropical Soils, Singapore.

Matsuno, Y., Nakamura, K., Masumoto, T., Matsui, H., Kato, T. and Sato, Y. 2006. Prospects for multifunctionality of paddy rice cultivation in Japan and other countries in monsoon Asia. *Paddy and Water Environment* No. 4, pp. 189-197.

- Mongue, R. y Aguilar, J. 2008. Manual de operación del simulador de lluvia para la cuantificación de la infiltración, escorrentía y erosión de suelos. Departamento de Servicios Técnicos, INTA. San José, Costa Rica.
- Montalvo, J., Lorenzo, P. and Cano, A. 2003. Biomass turnover as ecological indicator of vegetation dynamics in agrosilvopastoral systems of SW Galicia. En: S. Schnabel y A. Gonçalves (eds.), Sustainability of Agro-silvo-pastoral Systems –Dehesas, Montados–. Advances in GeoEcology, 37. Catena Verlag.
- Mora, R. y Rojas, E. 2009. Análisis del efecto del humedecimiento en la falla de talud en el km 240+000 del cuerpo A de la autopista Cuernavaca–Acapulco. Ingeniería, Revista Académica de la FI-UADY, 13-3, pp. 17-28, ISSN: 1665-529X.
- Morgan, R. 1986. Soil erosion and conservation. Ed Longman. New York.
- Morgenstern, N. and Price, V. 1965. The Analysis of the Stability of General Slip Surfaces, Geotechnique Vol 15, March.
- Muñoz, J. 1990. La vegetación en el impacto ambiental de obras civiles. Carreteras No. 47, pp. 25-37.
- Norris, J., Stokes, A., Mickovski, S., Cammeraat, E., Van Beek L., Nicoll, B. and Achim, A. 2008. Slope stability and erosion control: cotechnological solutions. Springer, Dordrecht Operstein V, Frydman.
- N·PRY·CAR·1·06·004/00. 2000. Estudios Hidráulico-Hidrológicos para puentes, Análisis Hidrológicos, Secretaria de Comunicaciones y Transportes (SCT), México.
- Petterson, K. 1955. The early history of circular sliding surfaces, Geotechnique 5(4), pp. 275-296.

- Ramos, F., Domínguez, M., Jiménez, F., y Soriano, C. 1974. Tratamiento funcional y paisajístico de taludes artificiales. M.A.P.A. (ICONA), Madrid.
- Ramos, A. 1970. Ordenación del Paisaje I. Pliego de condiciones técnicas para plantaciones, siembras y obras complementarias. Madrid, ETSI Montes. (UPM).
- Rice, R. and Krames, J. 1970. Mass-Wasting Process in Watershed Management. Proceedings on Interdisciplinary Aspects of Watershed Management, ASCE, pp. 231-260.
- Rico, R., Del Castillo, H. 1992. La ingeniería de suelos en las vías terrestres. Tomo 1, México: Limusa.
- Rodés, D. 1995. Integración de la carretera en el medio natural. Aspectos generales. III Simposio Nacional sobre carreteras y medio ambiente, Pamplona.
- Sancio, R., Sancio, B. and Holtz S. 2000. Slope stability analysis in soft rocks, 8th international symposium on landslides, Cardiff. pp. 1301-1308.
- Secretaria de Comunicaciones y Transportes (SCT). 2000. Isoyetas edición 2000. Dirección general de servicios técnicos. Secretaría de Comunicaciones y Transportes. México.
- Shih-Kai, C., Chen-Wuing, L. and Yi-Ron, C. 2012. Assessing soil erosion in a terraced paddy field using experimental measurements and universal soil loss equation. *Catena*, pp. 1-11.
- Spencer, E. 1967. A method of analysis of the stability of embankments assuming parallel interslice forces. *Geotechnique* Vol 17, pp. 11-26.
- Stanchi, S., Freppaza, M., Agnelli, A., Reinsch, T. and Zaninia, E. 2011. Properties, best management practices and conservation of terraced soils in Southern Europe (from Mediterranean areas to the Alps): A review. *Quaternary International*. Elsevier, pp. 1-11.

- Styczen, M. and Moran R. 1996. Engineering properties of vegetation. Slope Stabilization and Erosion Control. Editors: Morgan R.P.C. Rickson R.J. E&FN SPON, London. pp 5-58.
- Suárez, J. 2001. Control de erosión en zonas tropicales, Colombia: Universidad Industrial de Santander.
- Suárez, F. 1992. Impactos medioambientales de las infraestructuras de transportes. En J. M. Mella (eds.) Transporte y medio ambiente, pp. 67-76. M.O.P.T., Madrid.
- Terzaghi, K. 1948. Soil Mechanics in Engineering Practice, John Wiley and Sons, New York.
- Tikka, P., Högmänder, H. y Koski, P. 2001. Road and railway verges serve as dispersal corridors for grassland plants. Landscape Ecology No. 16, pp.659-666.
- Tohari, A., Nishigaki, M. and Komatsu, M. 2007. Laboratory Rainfall Induced Slope Failure with Moisture Content Measurement. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering.
- Tofani, V., Dapporto, S., Vannocci, P. and Casagli, N. 2005. Analysis of infiltration, seepage processes and slope instability mechanisms during the November 2000 storm event in Tuscany. Advances in Geosciences No. 2, pp. 301-304.
- Tongway, D. and Ludwig, J. 2011. Restoring disturbed landscapes. Putting principles into practice. Island Press, Washington.
- U.S. Army Corps of Engineers. 2003. Engineering and Design Slope Stability. Washington, DC.
- Van Dorp, D., Schippers, P. and Vangroenendael, J. 1997. Migration rates of grassland plants along corridors in fragmented landscapes assessed with a cellular automation model. Landscape ecology No. 12, pp. 39-50.

Vergara, S. 1993. Técnicas de Modelación Hidráulica, Editorial Alfaomega, México.

Wischmeier, W. and Smith, D. 1978. Predicting rainfall erosion losses. Agricultural Handbook No. 537, Agricultural Research Service. Department of Agriculture, United States of America.

Wolman, M. 1964. Problems posed by sediment derived from construction activities in Maryland. Annapolis., Maryland Water Pollution Control Commission.

Yagi, N., Yatabe, R., Enoki, M. and Hassandi, A. 1994. The effects of Root Networks on Slope Stability.

Zornoza, R., Guerrero, C., Mataix-Solera, J., Scow, K., Arcenegui, V. and Mataix-Beneyto, J. 2000. Changes in soil microbial community structure following the abandonment of agricultural terraces in mountainous areas of Eastern Spain. Applied Soil Ecology No. 42, pp. 315-323.