



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

DISERTACIÓN PREVIA A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE
MAGISTER EN INGENIERÍA VIAL

PROPUESTA DE UN MODELO HIDRO-GEOTÉCNICO
PARA PREVENCIÓN DE RIESGOS EN TALUDES
CASO: LA FORESTAL.- AV. SIMÓN BOLÍVAR - QUITO

ÁLVAREZ SÁNCHEZ NELSON EDY
TORRES MERINO HUGO FLORENCIO

DIRECTOR: ING. GUSTAVO YÁNEZ

QUITO – ABRIL - 2014

CERTIFICADO

Certificamos que la tesis de grado: **“PROPUESTA DE UN MODELO HIDRO-GEOTÉCNICO PARA PREVENCIÓN DE RIESGOS EN TALUDES.- CASO: LA FORESTAL – AV. SIMÓN BOLÍVAR – QUITO”** elaborada por los Ingenieros: Álvarez Sánchez Nelson Edy y Torres Merino Hugo Florencio, es inédita, y ha sido desarrollada bajo nuestra dirección y conforme a todas las observaciones sugeridas.

Ing. Gustavo Yáñez Cajas
DIRECTOR DE TESIS

Ing. Magno Rivera Zhingre
REVISOR

Ing. Patricio Castro Merino
REVISOR

Agradecimiento

A la Pontificia Universidad Católica del Ecuador, a la Facultad de Ingeniería. Gratitud a todos los distinguidos catedráticos de la Maestría en Ingeniería Vial, por haber nutrido de los conocimientos. Agradecimiento especial al Ingeniero Gustavo Yáñez Cajas (Director de la Tesis); a los Ingenieros: Magno Rivera Zhingre, Pablo Daza Donoso y Patricio Castro Merino (Revisores de la Tesis), al Ingeniero José Salvador (Coordinador de Maestría) y al Ing. Pfander Cazar; gracias por su guía y todo el apoyo brindado.

Nelson Álvarez Sánchez

Dedicatoria

Dedico el presente trabajo de investigación al amor de mi vida, Jeanet Zurita; a mis amados hijos: Pamela Carolina, David Eduardo y Nelson Darío; a mi querida madrecita Beatriz; a todos gracias por su paciencia, respaldo y cariño.

Nelson Álvarez Sánchez

Agradecimiento

A Lucy por fusionar el amor con la libertad, por la comprensión del tiempo y el espacio, a Nicolás por regalarme el fundamento de vida con sus distracciones, a mi padre y mi madre por sus genes impacientes por la ciencia, a mis tíos Juan y Rosana por el emprendimiento en el camino de la educación.

No podría olvidarme de la Filosofía de vida, vive feliz de Efrén, Sergio, Mario, Fabián, Marvin y Cristhian. De mis hermanas Hilda, Estela y Lily que son mi ejemplo de solidaridad y ética.

Expreso un enorme aprecio y mi respeto al humanismo y a la guía técnica de los Ingenieros Gustavo Yáñez, José Salvador, Patricio Castro, Pablo Daza y Magno Rivera.

A Dios por regalarme el don del entendimiento a la armonía, el orden, a lo cíclico y a la hostilidad de la naturaleza

Hugo Torres Merino.

Dedicatoria

Dedico este trabajo de investigación a Emiliano Torres, Leonardo Riofrío, Bolívar Castillo, Guillermo Realpe, Iván Calero y Abimael Cruz, mis mejores profesores en cada etapa de estudio de mi trayectoria. Comparto mi felicidad con Roberth, Miguel y Servilio mis grandes amigos.

Me lleno de placer presentando a este trabajo como un referente, para Kelly, Steven, Javier, Kevin y a mi hijo Esteban. A mis compañeros de maestría, Fausto, Paty, Santiago, Ximena, Adriana y Juan.

Hugo Torres Merino

ÍNDICE GENERAL

1. CAPÍTULO I: GENERALIDADES	2
1.1. Antecedentes	2
1.2. Introducción	4
1.3. Objetivos	7
1.3.1. Objetivo General.....	7
1.3.2. Objetivos Específicos.....	7
1.4. Metodología de desarrollo.....	7
1.5. Características generales de la Zona	9
1.5.1. Ubicación de la zona en investigación.....	13
1.5.2. Geología general.....	17
1.5.3. Morfología general	21
1.5.4. Condiciones atmosféricas.....	22
1.5.5. Climatología.....	27
1.5.6. Hidrogeología	30
2. CAPÍTULO II: CARACTERIZACIÓN GEOTECNICA	33
2.1. Fundamento teórico.....	33
2.1.1. Introducción	33
2.1.2. Metodología de Trabajo.....	33
2.2. Trabajos de Campo	33
2.2.1. Levantamiento topográfico del talud	33
2.2.2. Perforación, muestreo y ensayos SPT en el talud	34
2.2.3. Niveles freáticos	36
2.2.4. Toma de muestras inalteradas in situ.....	37
2.3. Trabajos de Laboratorio	38
2.3.1. Ensayos triaxiales u.u saturados	38
2.3.2. Gravedad específica, peso unitario, relación de vacíos, porosidad y grado de saturación del suelo.....	40

2.3.3.	Clasificación SUCS de los suelos	42
2.4.	Análisis de resultados.....	45
2.4.1.	Clasificación SUCS, Pesos Unitarios, Grado de Saturación del suelo e indicadores de resistencia al corte	45
2.4.2.	Perfiles Transversales y Estratigráficos.....	48
2.4.3.	Estructuración de la Estratigrafía del subsuelo.....	51
3.	CAPÍTULO III: CARACTERIZACIÓN HIDROLÓGICA.....	54
3.1.	Introducción	54
3.2.	Metodología	54
3.3.	Fundamento Teórico	55
3.3.1.	Régimen de lluvias.-	55
3.3.2.	Lluvias promedio y máximas anuales.....	58
3.3.3.	Lluvias acumuladas.....	59
3.3.4.	Intensidad de lluvia que produce deslizamientos.....	59
3.3.5.	Balance hídrico de un talud.....	60
3.3.5.1.	La evapotranspiración	61
3.3.5.2.	La infiltración	62
3.3.5.3.	La Escorrentía.....	63
3.3.6.	Deslizamientos por saturación y aumento de presión de poros.	64
3.3.6.1.	Humedad del suelo.....	64
3.3.6.2.	Peso unitario del suelo.....	65
3.3.7.	Relación lluvia – estabilidad.....	66
3.3.7.1.	Selección de la Estación Representativa al Sitio de Investigación... ..	66
3.3.7.2.	La Lluvia y los deslizamientos.....	69
3.3.8.	Escala de riesgos.....	70
3.3.8.1.	Riesgo Cualitativo.....	70
3.3.8.2.	Riesgo Cuantitativo.....	70
3.3.8.3.	Probabilidad de riesgo	71
3.4.	Resultados y Análisis	77
3.4.1.	Régimen de lluvias	77
3.4.2.	Relación Lluvias - Deslizamientos.....	78

3.4.3. Probabilidad de Ocurrencia y Elección de la Lluvia Acumulada Crítica.	80
3.4.4. Relación Lluvia Acumulada Crítica – Lluvia Evento.	87
3.4.5. Escala de probabilidad de Excedencia.....	88
3.4.6. Amenaza	88
3.4.7. Vulnerabilidad.	89
3.4.8. Escala de probabilidad de Recurrencia y Riesgo.	89
4. CAPÍTULO IV. MÉTODOS DE PREVENCIÓN	93
4.1. Introducción	93
4.2. Drenajes y Subdrenajes.	95
4.2.1. Drenaje Superficial.....	97
4.2.2. Drenaje Subterráneo o subdrenaje.	110
4.3. Modificación de la geometría del talud.....	123
4.4. Siembra e hidrosiembra.....	129
4.5. Hormigón lanzado.....	137
5. CAPÍTULO V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	141

ÍNDICE DE CUADROS

Cuadro 1.1. Datos de Heliofanía.....	22
Cuadro 1.2. Datos de Humedad relativa	24
Cuadro 1.3. Datos de Evaporación (mm).....	25
Cuadro 1.4. Datos de Nubosidad	26
Cuadro 1.5. Datos de precipitaciones y temperatura – Estación Izobamba.....	27
Cuadro 1.6. Datos de precipitaciones y temperatura – Estación Iñaquito	28
Cuadro 2.1. Resumen de propiedades físico mecánicas de taludes de la Av. Simón Bolívar	45
Cuadro 3.1. Estaciones Pluviométricas Cercanas al Distrito Metropolitano de Quito	68
Cuadro 3.2. Escala sugerida de probabilidades para magnitud e intensidad de deslizamientos	71
Cuadro 3.3. Valores de vulnerabilidad recomendado en Hong Kong (Finlay 1997).....	75

Cuadro 3.4. Probabilidad Anual de ocurrencia dado el valor de amenaza.....	77
Cuadro 3.5. Relación Lluvia - Numero de Eventos.....	78
Cuadro 3.6. Relación número de Eventos por mes.....	79
Cuadro 3.7. Relación Lluvia - Número de Eventos.....	79
Cuadro 3.8. Relación Lluvia – N° de Deslizamientos.....	80
Cuadro 3.9. Lluvia acumulada para 180 días Año 1996	80
Cuadro 3.10. Lluvia acumulada para 180 días Año 1999	81
Cuadro 3.11. Lluvia acumulada para 180 días Año 2000	81
Cuadro 3.12. Lluvia acumulada para 180 días Año 2002	82
Cuadro 3.13. Lluvia acumulada para 180 días Año 2006	82
Cuadro 3.14. Lluvia acumulada para 180 días Año 2007	83
Cuadro 3.15. Lluvia acumulada para 180 días Año 2008	83
Cuadro 3.16. Lluvia acumulada para 180 días Año 2009	84
Cuadro 3.17. Lluvia acumulada para 180 días Año 2010	84
Cuadro 3.18. Lluvia acumulada para 180 días Año 2011	85
Cuadro 3.19. Lluvias críticas para los eventos de deslizamientos.....	85
Cuadro 3.20. Lluvias Críticas y probabilidad de Excedencia.....	86
Cuadro 3.21. Lluvias Críticas y Probabilidad de Recurrencia	86
Cuadro 3.22. Relación lluvia crítica - lluvia evento.....	87
Cuadro 3.23. Relación lluvia acumulada anual - lluvia crítica.....	87
Cuadro 3.24. Vulnerabilidad al deslizamiento	89
Cuadro 3.25. Escala de Riesgos Para la Av. Simón Bolívar - Quito.....	89
Cuadro 3.26. Escala de Riesgos Av. Simón Bolívar	90
Cuadro 3.27. Escala de Riesgos Av. Simón Bolívar	90
Cuadro 3.28. Escala de Riesgos Av. Simón Bolívar en función de la lluvia crítica	91
Cuadro 3.29. Escala de Riesgos Av. Simón Bolívar en función de la lluvia crítica	91

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

Ilustración 1.1. Ubicación de la Av. Simón Bolívar.....	9
Ilustración 1.2. Ejemplos de taludes en inminente riesgo - Av. Simón Bolívar.....	10
Ilustración 1.3. Ejemplos de taludes intervenidos luego de deslizamientos –.....	12
Ilustración 1.4. Ubicación Zona de Estudio del talud de la Forestal.....	14
Ilustración 1.5. Vista del deslizamiento del talud de la Forestal (2011)	14
Ilustración 1.6. Evolución del talud de la Forestal, año 2003	15
Ilustración 1.7. Evolución del talud de la Forestal, año 2007	15
Ilustración 1.8. Evolución del talud de la Forestal, año 2010	16
Ilustración 1.9. Evolución del talud de la Forestal, año 2011	16
Ilustración 1.10. Evolución del talud de la Forestal, año 2012	17
Ilustración 1.11. Geología regional – Loma Miravalle	18
Ilustración 1.12. Limos de consistencia media y arenas medio densas - talud de la Forestal	19
Ilustración 1.13. Lapilli de pómez - talud de la Forestal.....	20
Ilustración 1.14. Estratigrafía zona de evaluación La Forestal.....	20
Ilustración 1.15. Mapa de pendientes	21
Ilustración 1.16. Heliofanía anual	23
Ilustración 1.17. Heliofanía mínima año-mes	23
Ilustración 1.18. Heliofanía máxima año-mes.....	24
Ilustración 1.19. Humedad relativa media anual	25
Ilustración 1.20. Evaporación Anual (mm)	26
Ilustración 1.21. Nubosidad media Anual (mm)	27
Ilustración 1.22. Gráfico de Precipitación Anual (mm)	29
Ilustración 1.23. Ubicación del acuífero.....	30
Ilustración 1.24. Vista lateral del talud indicando la ubicación del NF.....	31
Ilustración 2.1. Topografía del Sector La Forestal	34
Ilustración 2.2. Ubicación de las perforaciones realizadas en el sector La Forestal	35

Ilustración 2.3 . Ubicación de la perforación realizadas en el sector de la Forestal por la EMMAP-Q.....	35
Ilustración 2.4. Esquema de Ubicación del nivel freático en el sector de la Forestal	36
Ilustración 2.5. Evidencia de afloramientos de agua en taludes de varios sectores de la..	37
Ilustración 2.6 . Detalle de obtención de muestras inalteradas tipo bloque.....	38
Ilustración 2.7. Esquema de representación de los resultados de un ensayo triaxial.	39
Ilustración 2.8. Equipo para ensayo triaxial	40
Ilustración 2.9. Picnómetro para ensayo de Gravedad específica.	41
Ilustración 2.10. Modelo de relaciones volumétricas y gravimétricas	42
Ilustración 2.11. Balanza y recipientes para ensayo de contenido de agua	43
Ilustración 2.12. Tamices	43
Ilustración 2.13. Copa de Casagrande	44
Ilustración 2.14. Rollos después de un ensayo de limite plástico	44
Ilustración 2.15. Variación de los pesos unitarios a lo largo de la Av. Simón Bolívar	46
Ilustración 2.16. Variación de la cohesión a lo largo de la Av. Simón Bolívar	47
Ilustración 2.17. Variación del ángulo de fricción interna a lo largo de la Av. Simón Bolívar.....	47
Ilustración 2.18. Relación peso Unitario- Grado de Saturación, abscisa 1+ 550,	48
Ilustración 2.19. Perfiles Transversales, Sector de la Forestal	49
Ilustración 2.20. Perfil Transversal 1, Abscisa 6 + 810, Sector de la Forestal.....	50
Ilustración 2.21. Perfil Transversal 2, Abscisa 6 + 750, Sector de la Forestal	50
Ilustración 2.22 . Perfil Transversal 3, Abscisa 6 + 660, Sector de la Forestal.....	51
Ilustración 2.23. Perfil stratigráfico 1, Sector de la Forestal	51
Ilustración 2.24. Perfil stratigráfico 2, Sector de la Forestal	52
Ilustración 3.1. Parámetros que intervienen en la resistencia al corte del suelo.....	56
Ilustración 3.2. Angulo de reposo en arenas.....	57
Ilustración 3.3. Esfuerzos efectivos y totales	57
Ilustración 3.4. Demostración de la actuación de la presión de poros.....	58
Ilustración 3.5. Balance hídrico de un talud	61

Ilustración 3.6. Infiltrómetro fabricado, de 500mm de diámetro.	63
Ilustración 3.7. Fuerzas actuantes sobre una dovela.....	66
Ilustración 3.8. Representatividad de las Estaciones Pluviométricas del DMQ.....	67
Ilustración 3.9. Comparación de precipitaciones entre Izobamba e Iñaquito.....	68
Ilustración 3.10. Zonas Vulnerables en el Distrito Metropolitano de Quito	76
Ilustración 4.1 . Métodos de prevención	93
Ilustración 4.2. Métodos para estabilizar un talud.....	95
Ilustración 4.3. Medidas de drenaje y protección en taludes.....	97
Ilustración 4.4. Detalle de zanjas de la corona	99
Ilustración 4.5. Esquema en planta canal recolector en espina de pescado.....	100
Ilustración 4.6. Esquema de entrega de canales interceptores a mitad del talud.....	101
Ilustración 4.7. Canales interceptores a mitad del talud.....	102
Ilustración 4.8. Canales interceptores a mitad del talud.....	103
Ilustración 4.9. Varios tipos de cortacorrientes	104
Ilustración 4.10. Diques para el desvío de agua de escorrentía en corona de taludes	105
Ilustración 4.11. Detalle de una torrentera de canal liso y contra vertedero en el pie.....	106
Ilustración 4.12. Torrentera en gradería	107
Ilustración 4.13. Torrentera en gradería con bloques de concreto.....	107
Ilustración 4.14. Sistema de gradería con bloques de concreto.....	108
Ilustración 4.15. Régimen de flujo saltante sobre un canal en gradería	108
Ilustración 4.16. Sistemas de subdrenaje.....	110
Ilustración 4.17. Esquema de cortina impermeable.....	111
Ilustración 4.18. Sistemas de subdrenaje.....	112
Ilustración 4.19. Ejemplo de subdren interceptor.....	113
Ilustración 4.20. Ejemplo de subdren interceptor.....	113
Ilustración 4.21. Ejemplo de subdren interceptor.....	114
Ilustración 4.22. Ejemplo de subdren interceptor.....	114
Ilustración 4.23. Esquema de subdrenes en taludes saturados	115

Ilustración 4.24. Esquema general de un subdren de penetración.....	116
Ilustración 4.25. Ejemplo de talud con subdrenes de penetración	116
Ilustración 4.26. Procedimiento de construcción de subdrenes de penetración.	118
Ilustración 4.27. Esquemas de colchones de drenaje colocados debajo de un terraplén..	118
Ilustración 4.28. Esquemas de subdrenes de pantalla.....	119
Ilustración 4.29. Ejemplos de subdrén de pantalla.....	120
Ilustración 4.30. Túnel de drenaje para estabilizar el deslizamiento del estribo de un viaducto en la vía a Acapulco en México.	121
Ilustración 4.31. Esquema de combinación de pozos verticales y subdrenes horizontales.	122
Ilustración 4.32. Esquema de Subdrenaje de muros de contención.....	123
Ilustración 4.33. Ejemplo de disminución de pendiente de un talud.....	125
Ilustración 4.34. Abatimiento de la pendiente utilizando corte y relleno.....	126
Ilustración 4.35. Pendientes variables para taludes en suelos residuales.	126
Ilustración 4.36. Pendientes variables para taludes en suelos residuales.	127
Ilustración 4.37. Ejemplo de construcción de terrazas en la parte alta del talud.....	128
Ilustración 4.38. Ejemplo de construcción de terrazas intermedias.	129
Ilustración 4.39. Ejemplo de recubrimiento vegetal con vigas.	133
Ilustración 4.40. Ejemplo de recubrimiento vegetal con geomalla anclada.	134
Ilustración 4.41. Ejemplo de recubrimiento vegetal de un talud.....	134
Ilustración 4.42. Ejemplo de hidrosiembra en un talud.....	136
Ilustración 4.43. Efecto de recubrimiento vegetal en un talud con hidrosiembra.	136
Ilustración 4.44. Ejemplo de hormigón lanzado en avance de construcción de talud.....	139
Ilustración 4.45. Ejemplo de hormigón lanzado y anclajes.....	139
Ilustración 4.46. Ejemplo de hormigón lanzado y anclajes.....	140
Ilustración 4.47. Ejemplo de hormigón lanzado y anclajes.....	140

CAPÍTULO I. GENERALIDADES

- 1.1. Antecedentes
- 1.2. Introducción
- 1.3. Objetivos
 - 1.3.1. Objetivo General
 - 1.3.2. Objetivos Específicos
- 1.4. Metodología de desarrollo
- 1.5. Características generales de la Zona
 - 1.5.1. Ubicación de la zona en investigación
 - 1.5.2. Geología general
 - 1.5.3. Morfología general
 - 1.5.4. Condiciones atmosféricas
 - 1.5.5. Climatología
 - 1.5.6. Hidrogeología

CAPÍTULO I: GENERALIDADES

1.1. Antecedentes

La capacidad, estado y calidad de red vial con la que cuenta un país, es un indicativo de comunicación y desarrollo de los pueblos, pues sin lugar a dudas las redes viales aportan con beneficios de comunicación, relación y transferencia en casi todos los aspectos de la convivencia del ser humano.

Reconociendo que el gobierno actual ha realizado un importante aporte para mejorar las condiciones de la red vial del país, y que, ésta en general se encuentra en buenas condiciones, todavía subsisten los inconvenientes en lo relacionado con los diseños, prevención, control y mantenimiento de la estabilidad de los taludes.

La estabilidad de los taludes es, entre otros, uno de los principales problemas que afecta la vialidad en el Ecuador. Las razones para que subsistan las deficiencias en la estabilización de los taludes en la red vial del país se pueden ubicar en varias aristas, las mismas que pueden partir desde falta de estudios hidro-geotécnicos adecuados, adecuación de datos, improvisación en la toma de decisiones, falta de presupuesto, etc., y sobre todo a la posible poca atención de las autoridades de turno para dar a esta deficiencia la relevancia que amerita y establecer especialmente un constante monitoreo y control del mayor desencadenante de deslizamientos en taludes que es la lluvia.

Todos conocemos que por nuestro país atraviesa la cordillera de los Andes, la misma que se subdivide en tres, la denominada cordillera Occidental, Central y Oriental. Esta situación geográfica hace que la red vial atravesase por zonas montañosas, por lo que para el trazado vial se tiene que hacer cortes de grandes proporciones, situación que hace que el talud pierda su equilibrio natural, su cobertura vegetal y quede expuesto a la acción directa de los distintos agentes meteóricos como la lluvia y el viento; los cuales, cuando su intensidad sobrepasa de ciertos límites, desencadenen en la pérdida del equilibrio del suelo, lo cual, de no prevenirse a tiempo, ocasionará sin lugar a dudas, que se pierda la estabilidad en los taludes y el riesgo que se deriva.

No faltamos a la verdad, cuando observamos que el Gobierno Nacional y los Gobiernos Autónomos Descentralizados, en su afán de optimizar recursos económicos se resisten a ubicar en el presupuesto de las vías, la cantidad de estudios hidro-geotécnicos necesarios para encontrar los diseños óptimos de una vía y por ende diseñar los taludes tomando en cuenta las condiciones climáticas y las obras de prevención para disminuir el efecto de los agentes desencadenantes de posibles deslizamientos, especialmente en lo relacionado a las precipitaciones pluviales.

Como práctica común de las autoridades políticas, se ha podido observar que se cae en un mismo círculo vicioso, pues, el Gobierno Central, los Gobiernos Autónomos Descentralizados, tienen mucha urgencia en realizar Proyectos Viales, para posteriormente proceder a la construcción, por lo que presionan a sus técnicos en realizar los estudios en el menor tiempo posible y con la mínima información de campo.

El peligro de deslizamientos de masas de suelo, luego de construirse una carretera depende de varios factores como: geometría del talud (pendiente, altura), condiciones geológicas y geotécnicas del suelo del talud (ángulo de rozamiento interno, cohesión), clima (condiciones hidrológicas del sector, grado de precipitaciones, velocidades de vientos, etc.), ocupación del suelo en la cima de los taludes, etc.

En virtud de la realidad nacional y conscientes de que la lluvia es el agente que desencadena con mayor frecuencia la desestabilización de los taludes, los autores de la presente tesis, pretendemos aportar con una escala semicuantitativa de la relación que existe entre la lluvia y los deslizamientos de masa de un talud, mediante un análisis estadístico de eventos suscitados en el sector denominado La Forestal sobre la Av. Simón Bolívar de la ciudad de Quito.

Esta escala en la postre coadyuvará sustancialmente para evitar o prevenir la desestabilización de los taludes luego de realizar los cortes para la construcción de una vía, escala que se establecerá la relación existente entre los períodos de lluvia y los deslizamientos registrados, con el enfoque para que estas relaciones puedan ser utilizadas para el diseño de taludes en vías nuevas en suelos de características similares.

Así planteada la investigación, los autores buscarán encontrar cual es la influencia de la lluvia para escenarios de características geotécnicas similares, relaciones que puedan delimitar el grado de afectación del agua en los diferentes tipos de suelos y así encontrar un lindero detonante de riesgo potencial en la estabilidad de un talud.

Será motivo de otro estudio, el proponer extender el presente a un modelo hidro-geotécnico con correlaciones entre tipos de suelos, diferentes usos de los suelos en las cimas de los taludes y las condiciones hídricas de los sectores en estudio.

Es perspectiva también de los investigadores proveer al Distrito Metropolitano de Quito, al MTOP y a la academia en general una escala que delimite fronteras para prevención de riesgos de deslizamientos en taludes por efectos de la lluvia, que sirva de guía o herramienta para priorizar y destinar recursos para proteger los taludes y evitar eventos en las presentes o futuras construcciones viales.

En conclusión los investigadores esperan aportar con una escala de riesgos construida en base a la interrelación existente entre la intensidad, duración y cíclica de la lluvia y cantidad de eventos de movimientos de masa de un talud.

1.2. Introducción

Con los antecedentes expuestos, el presente aporte se lo realiza en base de datos y condiciones hidro-geotécnicas de la avenida Simón Bolívar, Sector La forestal, del Distrito metropolitano de Quito, con la pretensión de que el presente trabajo se convierta en piloto y motive a más profesionales a la investigación.

El tema escogido por los autores y su aplicación al caso de la Av. Simón Bolívar de la ciudad de Quito, tiene mucha relevancia, pues siendo la principal arteria de comunicación entre las provincias aledañas y de disipación a los valles de los Chillos y de Tumbaco, ahora incluye el flujo de tráfico hacia el nuevo Aeropuerto Mariscal Sucre, ha mantenido y mantiene serios problemas en lo relacionado con la estabilidad de los taludes y no se ha librado de la falta de estudios completos y de toma de decisiones políticas improvisadas para la solución de los deslizamientos de los taludes.

Tan es así que, en sus dos etapas de construcción y luego de entrar al servicio, las autoridades de turno han tenido más de un dolor de cabeza, debido a la inestabilidad de los taludes a lo largo de sus casi 45 km (desde la intercepción con la Panamericana en el sector de Carapungo, al norte; hasta la intercepción con la Panamericana en el sector de Tambillo, al sur. Casos especiales y específicos son las inestabilidades de los taludes en los sectores de Guápulo en la década de los 90 y el caso reciente en el sector denominado la forestal; en ambos casos su estabilización tardó mucho tiempo, ocasionando problemas en el tránsito y las inversiones que tuvo que hacer el Gobierno Municipal para ese propósito fueron y son importantes.

Esta realidad hace que sea imperativo y de fundamental importancia para la ciudad de Quito y del país, el de contar con una escala de riesgos que permita analizar la relación que existe entre el mayor agente desencadenante de los deslizamientos que es la lluvia, con el efecto que ésta produce en la generación del deslizamiento de la masa de un talud.

Para llegar al planteamiento de la escala de riesgos partimos del estudio de estos dos parámetros (causa – efecto), por lo tanto se determina la cantidad de lluvia caída en los períodos previos al evento, la cantidad de lluvia caída el día del deslizamiento. Esto es, se establecerá la lluvia acumulada que produjo un deslizamiento y/o la intensidad lluvia puntual que produjo el evento, con el objeto de determinar cuando el suelo alcanza el grado de saturación más alto o determinar el límite, umbral o frontera de equilibrio del suelo que provoca el deslizamiento.

Para que ocurra un deslizamiento en un talud, se requiere que coexistan críticamente tanto la susceptibilidad del terreno como la lluvia detonante (Larsen y Simmon 1992), entonces el alcance del presente estudio es el de determinar a través de una escala el límite, umbral o frontera de la lluvia detonante para las condiciones geológicas del terreno del talud.

De la investigación efectuada por los autores se desprende que en el Ecuador existen algunos documentos (Tesis de Maestría), con propuestas interesantes para la estabilización y protección de taludes, trabajos realizados por ingenieros ecuatorianos previo la obtención de Maestría en Ingeniería vial, entre otros se destacan los trabajos realizados por los ingenieros Mario Hurtado Lascano (UTA-2009), Marco Sánchez Villafuerte (UTA-2009),

Vicente Revelo Burgos (UTA-2008), Damián Duque Hidalgo (UTA-2008). Sin embargo en lo referente a establecer una escala de riesgos que interrelacione la lluvia con la generación de posibles deslizamientos al parecer no existe estudio alguno en el país.

De la investigación realizada se puede observar que los trabajos que indagán sobre la correlación existente entre la lluvia y los deslizamientos son pocos y puntuales. Es importante citar que en otros países como Colombia, existen estudios efectuados por el Instituto de Hidrología, Meteorología y Estudios Ambientales (IDEAM), que desarrolla un modelo para pronosticar las amenazas de movimientos de masa de un talud en tiempo real, el cual resulta de la integración de dos componentes: la susceptibilidad del medio físico (geología, geomorfología, edafología, etc.) y la lluvia como factor detonante, proponiendo unos rangos, ponderaciones y valores críticos de precipitación. Estos valores críticos los obtuvieron empíricamente y son: 40 mm de precipitación para el último día, 80 mm para los últimos tres días y 200 mm para los últimos 10 días y estos valores son considerados iguales para toda Colombia.

En Base a lo expuesto, el presente trabajo busca contribuir con una escala de riesgos a partir de una evaluación semicuantitativa de la relación existente entre la lluvia y los deslizamientos en taludes, mediante un análisis estadístico que permita establecer la relación que existe entre los períodos de lluvia y los deslizamientos registrados puntualmente en el sector denominado La forestal de la Avenida Simón Bolívar del Distrito Metropolitano de Quito. Por lo tanto se desarrolla una metodología que correlaciona la precipitación con los deslizamientos ocurridos con anterioridad.

Es importante señalar que el planteamiento de establecer una escala de riesgo para la prevención de deslizamientos en taludes no debe ser considerado como una utopía, pues de hecho en la actualidad varios eventos de la naturaleza son evaluados por medio de escalas diseñadas para relacionar la causa con el efecto, basta con tomar como ejemplos las escalas como: La escala sismológica de Mercalli, desarrollada para evaluar la intensidad de un movimiento sísmico a través de los efectos y daños causados a distintas estructuras; la escala de Beaufort de la fuerza de los vientos, desarrollada para evaluar la intensidad del viento y su efecto en el estado de las olas del mar; Escala Safir-Simson de huracanes, desarrollada para evaluar la velocidad sostenida de viento de un huracán y su efecto en el

potencial daño a la propiedad; Escala Fujita-Pearson, desarrollada para evaluar la intensidad de un tornado y su efecto en la destrucción de estructuras construidas por el hombre y a la vegetación.

Con el aporte de esta investigación confiamos que se proveerá de una herramienta útil para la prevención de la inestabilidad de los taludes y por lo tanto se evitará en gran medida pérdida de vidas y contingentes recursos por vías cerradas.

Es importante resaltar que la planificación de las estructuras viales de las ciudades debe contar con investigaciones de este tipo que faciliten el diseño óptimo con la mínima información de campo abaratando los costos de estudios y con la misma seguridad.

1.3. Objetivos

1.3.1. Objetivo General

Obtener relaciones lluvia – deslizamiento, que permita prevenir la desestabilización de los taludes en la Av. Simón Bolívar.

1.3.2. Objetivos Específicos

- Establecer una escala de riesgo para prevención deslizamientos en taludes.
- Identificar las variables más influyentes en la estabilidad de un Talud.
- Encontrar el grado de influencia de la pluviosidad en la estabilidad de un Talud.

1.4. Metodología de desarrollo

Para el desarrollo de la presente tesis, se ha establecido una metodología de trabajo directriz necesaria para el correcto desarrollo y avance metodológico de la misma y que tiene como meta determinar las mejores prácticas para obtener de manera adecuada los objetivos planteados.

Para la determinación de la cantidad de agua que contiene el suelo se ha recurrido a la información sobre precipitaciones que posee el INAMHI especialmente de las estaciones de Izobamba e Iñaquito.

Para la determinación de la cantidad de deslizamientos ocurridos históricamente en la Forestal se ha recurrido a la información proporcionada por el Municipio y datos de los medios impresos de la ciudad de Quito.

Para llegar a los objetivos propuestos la investigación está planteada para desarrollarse en las siguientes etapas:

- La recopilación bibliográfica y el análisis de los estudios de las investigaciones realizadas para establecer las relaciones entre la lluvia y los deslizamientos en taludes artificiales. Esta información se obtiene de diversas fuentes, especialmente de los ingenieros Gustavo Yáñez Cajas, Magno Rivera Zhingre, Pablo Daza Donoso y Patricio Castro Merino, Director y correctores de la presente tesis entre otros.
- La investigación y recopilación de datos en cuanto a investigaciones similares, sean nacionales o internacionales.
- La recopilación, evaluación y sistematización de datos hidrológicos de los últimos años para la ciudad de Quito.
- La evaluación de la lluvia acumulada hasta el día que se produce el deslizamiento.
- La recopilación, evaluación y sistematización de datos de deslizamientos ocurridos en la Av. Simón Bolívar, sector la Forestal.
- La obtención de datos de campo y laboratorio mediante la aplicación normalizada de ensayos SPT, Triaxiales, Permeabilidad y clasificaciones SUCS.
- El procesamiento y análisis estadístico, donde la información se evalúa sistematiza y se procesa.
- La presentación de resultados, a partir de los cuales se determinan las conclusiones y recomendaciones.

1.5. Características generales de la Zona

Como se puede observar en la Ilustración 1.1; la avenida Simón Bolívar se encuentra ubicada en la derivación oriental y cúspide de la pequeña cordillera que divide a Quito de norte a sur o viceversa con los valles de Tumbaco y de los Chillos, se inicia en la intercepción con la Panamericana norte en el sector de Carapungo con coordenadas $0^{\circ} 6' 33,85''$ S; $78^{\circ} 27' 29,17''$ O y termina en la intercepción con la Panamericana Sur en el sector denominado Santa Rosa (Tambillo) con coordenadas $0^{\circ} 23' 56,71''$ S; $78^{\circ} 31' 56,71''$ O.

Ilustración 1.1. Ubicación de la Av. Simón Bolívar



Fuente Google Earth-2012

En general la zona por donde atraviesa la Av. Simón Bolívar es de topografía bastante ondulada, pues a más de estar ubicada en la pequeña cordillera que separa a Quito con los Valles antes indicados, tuvo que salvar sectores de drenajes naturales de la parte oriental del ramal occidental de la cordillera de los Andes, salvar desagües de aguas servidas de varios barrios de la gran ciudad, salvar sectores urbanizados o asentamientos ya establecidos debido al desarrollo progresivo de zonas urbanas e infraestructura en lugares antes no ocupados; razón por la cual, para el diseño de su trazado involucró que en varios sectores se tenga que hacer cortes abiertos y cerrados de gran y mediana altura y con pendientes elevadas.

Por otro lado debido a las características geológicas y geotécnicas del suelo a lo largo del trazado de la avenida, se tienen taludes con alto grado de inestabilidad, los cuales han presentado un verdadero problema y peligro para los usuarios de la vía, para los moradores de las partes altas y bajas de los taludes construidos y desde luego para las autoridades de turno del Gobierno Municipal. Obsérvese ilustración 1.2 (taludes con riesgo); e ilustración 1.3 (taludes intervenidos).

Ilustración 1.2. Ejemplos de taludes en inminente riesgo - Av. Simón Bolívar



Fuente: Autores (2013).



Fuente: Autores (2013).



Fuente: Autores (2013)

**Ilustración 1.3. Ejemplos de taludes intervenidos luego de deslizamientos –
Av. Simón Bolívar**



Fuente: Autores (2013)



Fuente: Autores (2013)



Fuente: Autores (2013)

1.5.1. Ubicación de la zona en investigación

El talud propuesto para el presente estudio, se encuentra ubicado en el sector denominado la Forestal del Distrito Metropolitano de Quito, mismo que se deriva del corte realizado en al talud natural para construir la avenida Simón Bolívar en la parte oriental de la pequeña cordillera que separa la gran ciudad con el valle de los Chillos.

Las coordenadas geográficas del talud en su punto medular son:

00° 15' 51,68" S

78° 30' 24,51" O

A continuación se exponen ilustraciones de la ubicación del talud y la evolución de su estado de estabilidad y deslizamientos suscitados en el tiempo.

Ilustración 1.4. Ubicación Zona de Estudio del talud de la Forestal



Fuente: Ing. Pfander Cazar (2011)

Ilustración 1.5. Vista del deslizamiento del talud de la Forestal (2011)



Fuente: Ing. Pfander Cazar (2011)

Ilustración 1.6. Evolución del talud de la Forestal, año 2003



Fuente: Google Earth (2003)

Ilustración 1.7. Evolución del talud de la Forestal, año 2007



Fuente: Google Earth (2007)

Ilustración 1.8. Evolución del talud de la Forestal, año 2010



Fuente: Google Earth (2010)

Ilustración 1.9. Evolución del talud de la Forestal, año 2011



Fuente Google Earth (2011)

Ilustración 1.10. Evolución del talud de la Forestal, año 2012



Fuente: Google Earth (2012)

1.5.2. Geología general

El suelo que forma la zona por donde atraviesa la Av. Simón Bolívar en general y por ende la zona de estudio (Deslizamiento del talud de la Forestal) se encuentra en el contexto Geológico Regional, la zona estudiada forma parte del Callejón Interandino, en donde afloran depósitos piro clásticos que cubren las rocas más antiguas, inclusive de basamento.

Como fuente sirve el estudio e informe Geológico ejecutado por el Ing. Alex Mateus (2011) y el informe Geotécnico ejecutado por el Ing. Pfander Cazar (2011), en el cual constan los estudios de geología superficial, fotogeología, examen de los registros de perforación y ensayos en muestras inalteradas.

Por otro lado tenemos información recopilada de la carretera Quito-Tumbaco, de la cual se derivan las siguientes formaciones:

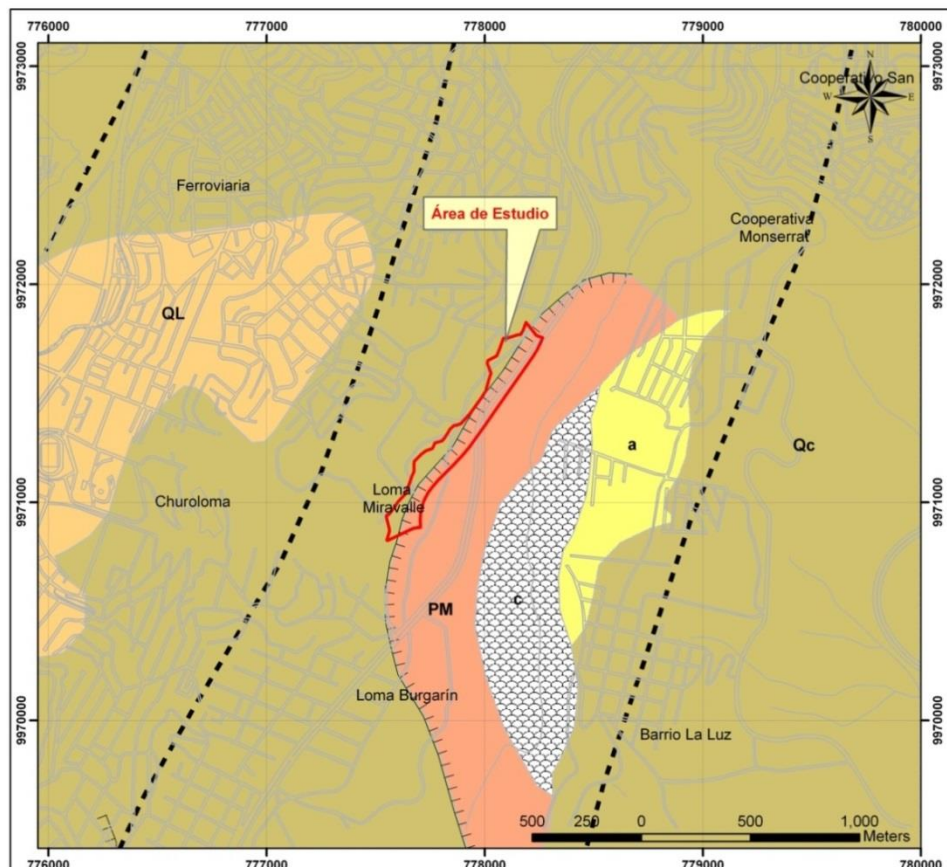
Formación **Volcano sedimentos Machángara (PM)**. Constituido por una secuencia de lavas, aglomerados, tobas y sedimentos mal clasificados. Una lava extensa, tipo andesita piroxénica porfirítica, masiva o laminada de color gris oscuro se ve en la cascada de la Quebrada Batan Grande. El espesor sobrepasa los 300m.

Formación Cangagua (QC-QL). Cubre con espesores mayores a 50 m a rocas más antiguas, en este sector se halla intercalado por dos capas de 60cm y 25cm de lapilli de pómez blanca.

Formación de Depósitos coluviales (c). Depósitos que son producto de antiguos deslizamientos ocurridos en la zona en donde se observa clastos de variado tamaño y forma, en matriz areno limosa.

Formación de Depósitos aluviales (a). Depósitos son producto del acarreo de clastos de origen volcánico por medio de los cauces que se encuentran en la zona, formando en algunos lugares inclusive terrazas aluviales.

Ilustración 1.11. Geología regional – Loma Miravalle

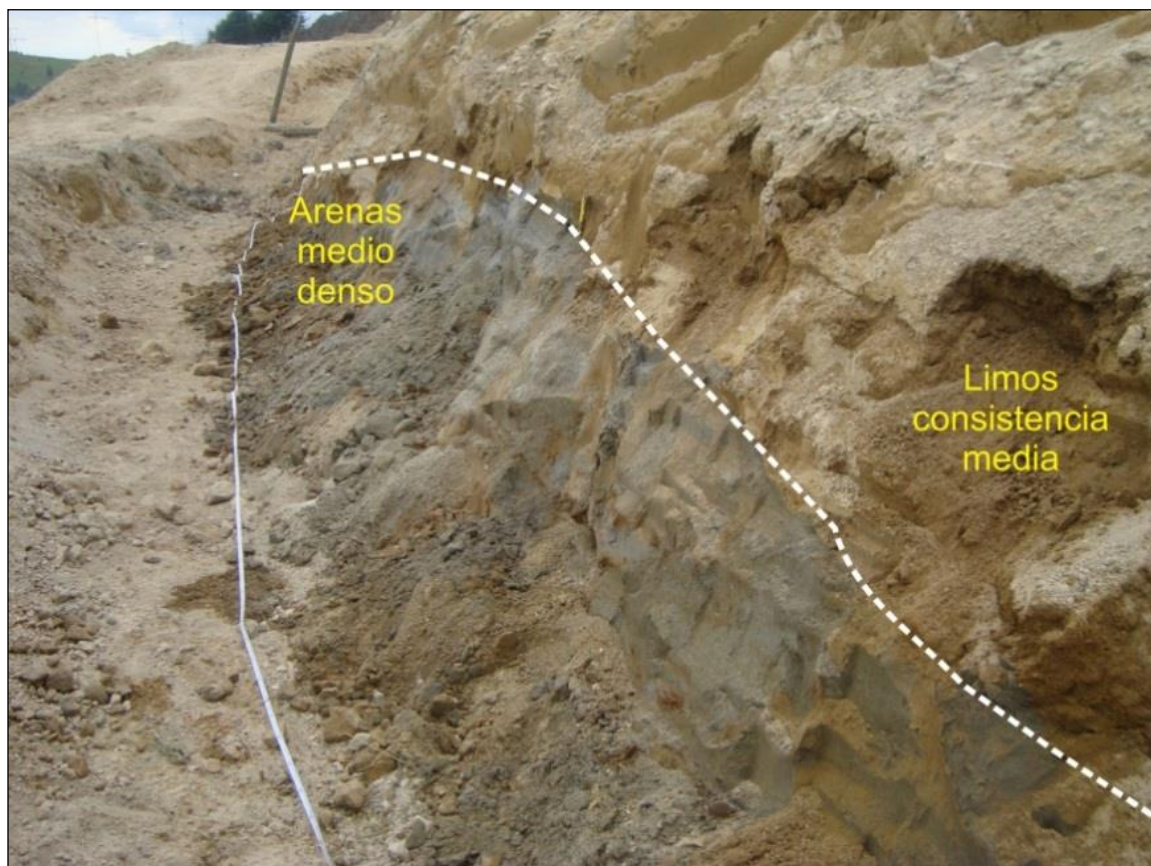


Fuente: Ing. Pfander Cazar (2011).

En el área de estudio afloran dos tipos de sedimentos cuya principal diferencia es el tamaño del grano entre limo y arena, los líticos son de vidrio volcánico, lapilli de pómez, lo que indica que el origen es volcánico.

En la mayor parte de la zona evaluada afloran limos de color café grisáceo, húmedo, de baja plasticidad. Los estratos son potentes, superando los 10 m y presentan una estructura masiva. En forma de lentes afloran arenas grises, sueltas a medianamente densas, húmedas, no plásticas. La mayor parte de estos lentes no superan los 14 m de longitud y 2 m de espesor, pero capaces de almacenar y transportar agua. (Ilustración 1.12).

Ilustración 1.12. Limos de consistencia media y arenas medio densas - talud de la Forestal



Fuente: Ing. Pfander Cazar (2011)

La unidad 2 está definida por lentes de lapilli de pómez de color gris blancuzco dentro de la estructura masiva de limo, estos lentes son esporádicos dentro de la estructura y solamente alcanzan unos pocos centímetros de potencia, pero capaces de almacenar y transportar agua. (Ilustración 1.13)

Ilustración 1.13. Lapilli de pómez - talud de la Forestal

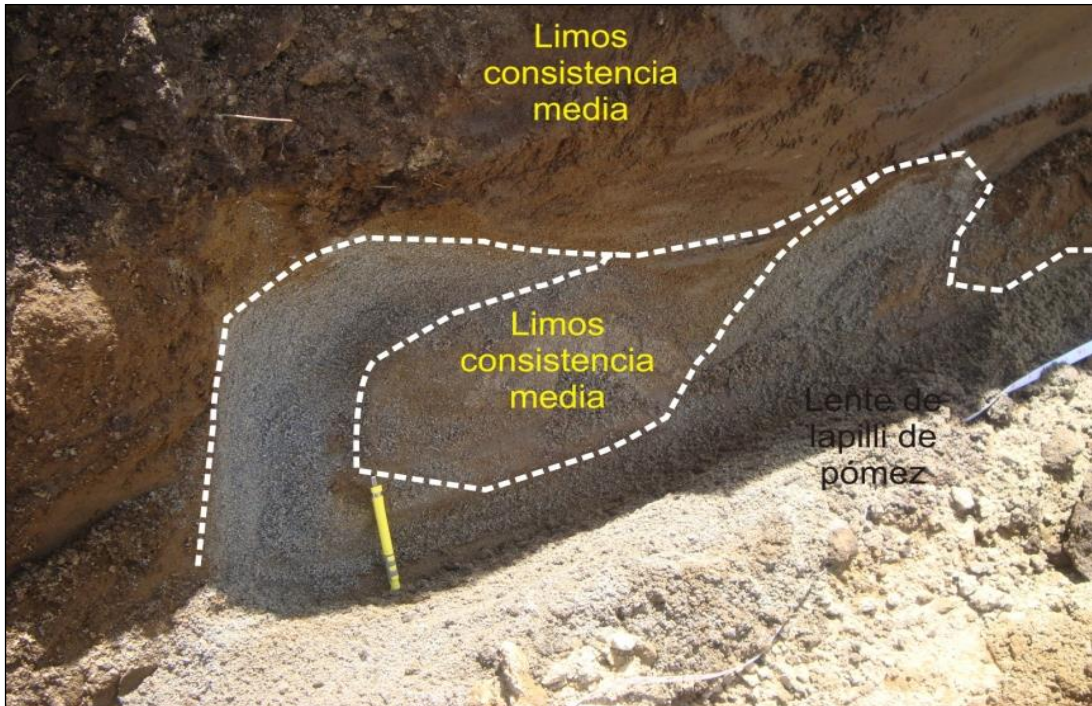
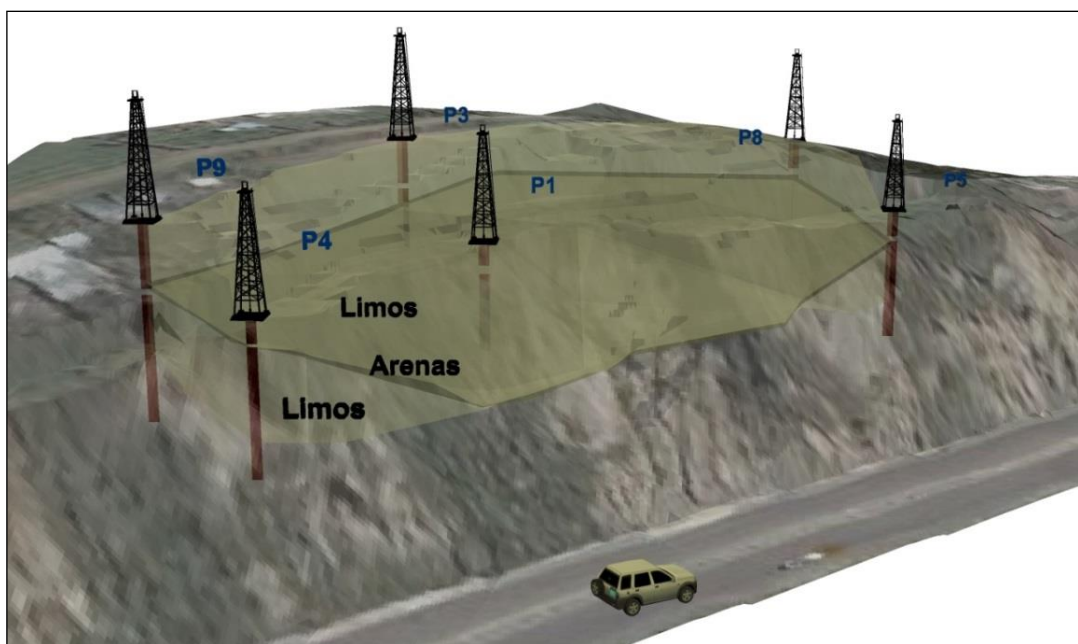


Foto 1.15.- - Fuente: Ing. Pfander Cazar-2011

En función del mapeo geológico de superficie y de las perforaciones, se correlacionó la estratigrafía, determinado que un estrato de arena limosa, corta la secuencia del estrato limoso. (Ilustración 1.14).

Ilustración 1.14. Estratigrafía zona de evaluación La Forestal



Fuente: Ing. Pfander Cazar (2011).

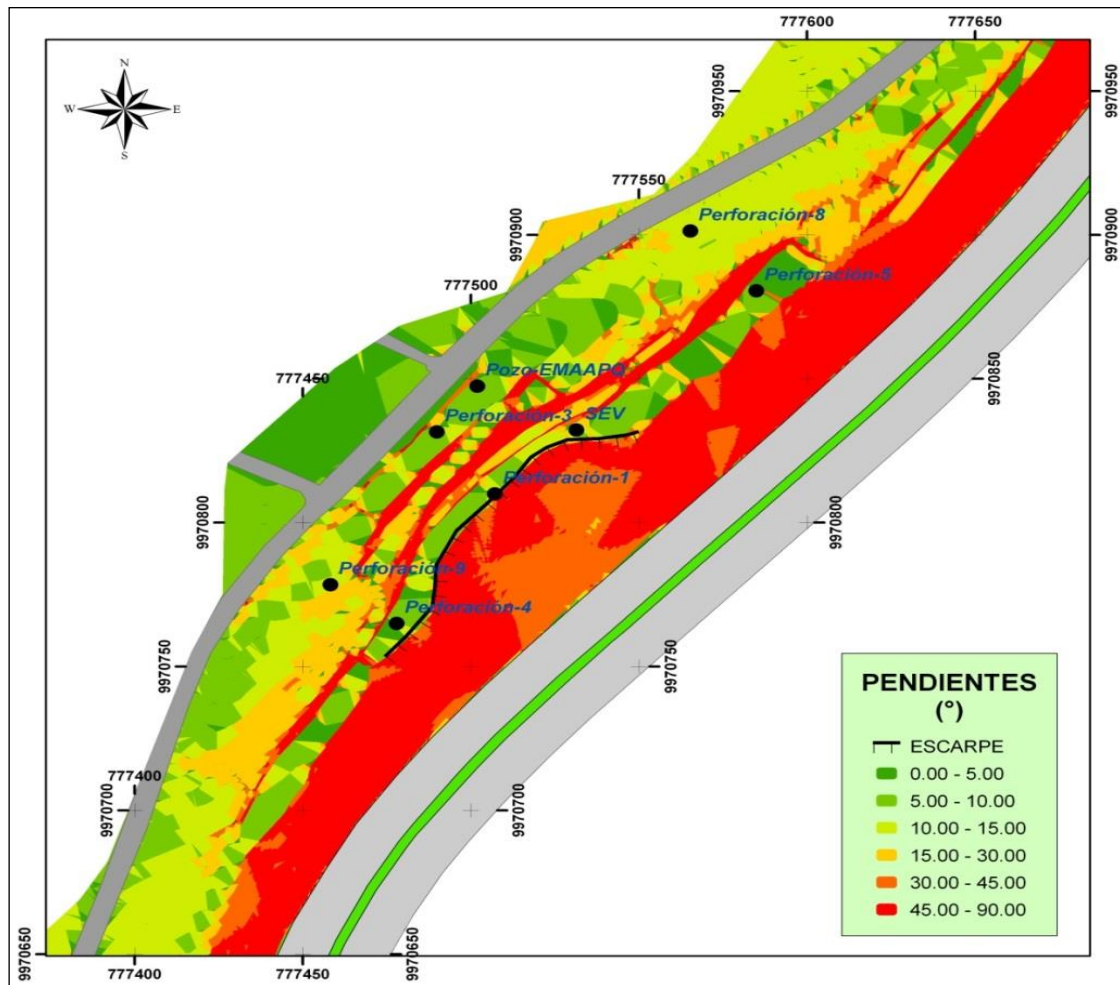
Los perfiles estratigráficos se pueden apreciar en el Capítulo II; en las ilustraciones 2.19, 2.20, 2.21, 2.22, 2.23 y 2.24.

1.5.3. Morfología general

El relieve en la zona de estudio es montañoso, el mismo que presenta una morfología abrupta, cuyo rango de elevaciones varía de 3130 en la base a 3180 m.s.n.m., en la corona del deslizamiento. (+ -50 m de desnivel).

La litología en la zona de estudio es variable, ya que se observan lentes de arena capaces de almacenar agua dentro de estratos limosos de origen piroclástico y volcánico sedimentario. El área estudiada se encuentra limitada por dos sistemas de fallas en sentido NE-SW. (Ilustración 1.15).

Ilustración 1.15. Mapa de pendientes



Fuente: Ing. Pfander Cazar (2011).

Las pendientes en la mayor parte del talud expuesto hacia la vía superan los 45° de inclinación, lo que hace que el talud sea extremadamente inestable. (Ilustración 1.13).

1.5.4. Condiciones atmosféricas

Las condiciones atmosféricas del sector de estudio son las típicas de zona interandina con transición de Ecuatorial de alta montaña y Ecuatorial Mesotérmico Semi-Húmedo, con influencia de las corrientes cálida del Niño y Fría de Humbolt; esto quiere decir que las condiciones atmosféricas son variables y no se puede establecer un patrón anual o mensual. De acuerdo a datos obtenidos del INAMHI sobre valores de estaciones cercanas de Izobamba e Ñaquito tenemos que:

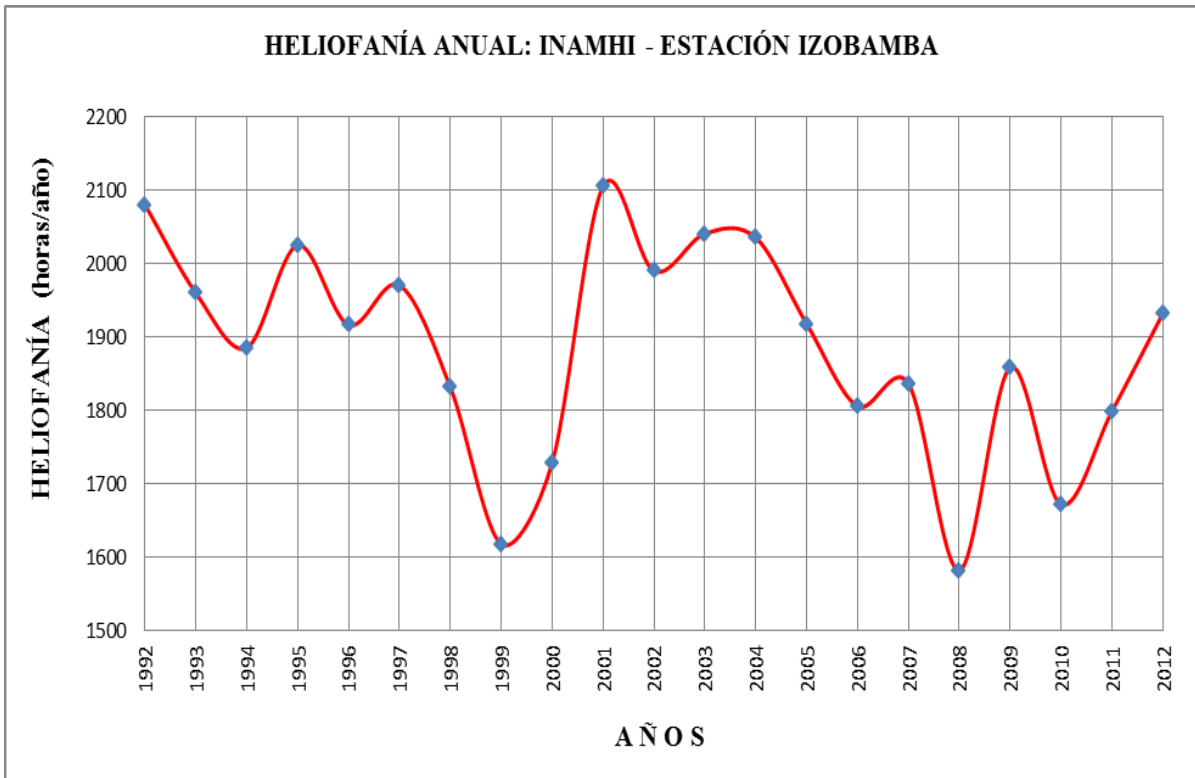
Heliofanía: Los valores anuales de duración de brillo solar (Heliofanía) del período analizado varían de 1580 a 2105 horas al año. Los meses de menor brillo solar son los de febrero marzo y abril y los de mayor brillo solar los de julio y agosto. (Ver cuadro 1.1 e ilustraciones 1.16, 1.17, 1.18).

Cuadro 1.1. Datos de Heliofanía

AÑO	HELIOFANIA ANUAL	HELIOFANIA MIN MENSUAL		HELIOFANIA MAX MENSUAL	
		VALOR	MES	VALOR	MES
1992	2080,5	137,9	MAY	237,9	JUL
1993	1960,1	124,8	FEB	243,3	AGO
1994	1885,3	111,6	MAR	223,8	JUL
1995	2025,3	127,9	ABR	216,7	AGO
1996	1916,6	91,8	FEB	231	NOV
1997	1970,6	112,7	NOV	136,6	AGO
1998	1831,6	101,1	ABR	194	DIC
1999	1617,4	75,9	FEB	214,9	AGO
2000	1728,3	103,7	FEB	197,4	OCT
2001	2105,6	110,7	MAR	256,1	AGO
2002	1990,1	109,8	MAR	254,5	AGO
2003	2041,0	122,1	JUN	309,4	JUL
2004	2035,5	123,2	ABR	258,6	AGO
2005	1918,1	103,6	MAR	230,4	JUL
2006	1805,6	96,1	MAR	206	JUL
2007	1836,4	109,7	ABR	228,1	JUL
2008	1581,7	82,8	MAR	183,9	JUN
2009	1858,3	105,8	FEB	223,5	SEP
2010	1671,5	98,6	DIC	198,2	ENE
2011	1798,8	93,1	ABR	225,90	AGO
2012	1932,4	91,1	ABR	227,80	AGO

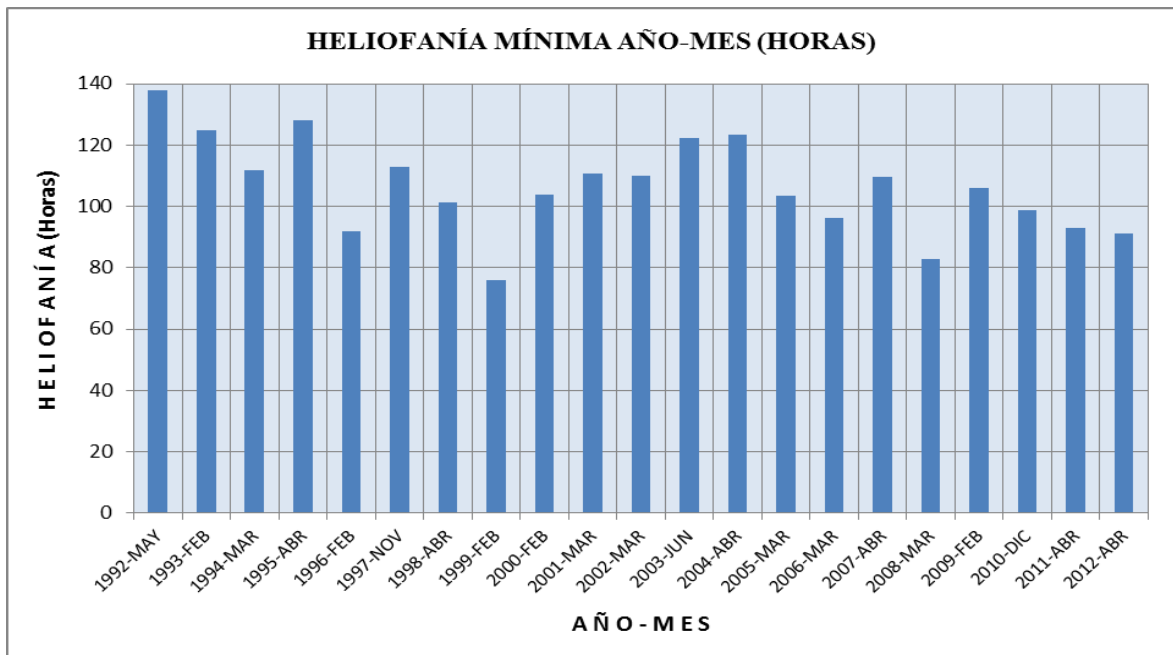
Fuente: INAMHI-Estación Izobamba (2012)

Ilustración 1.16. Heliofanía anual



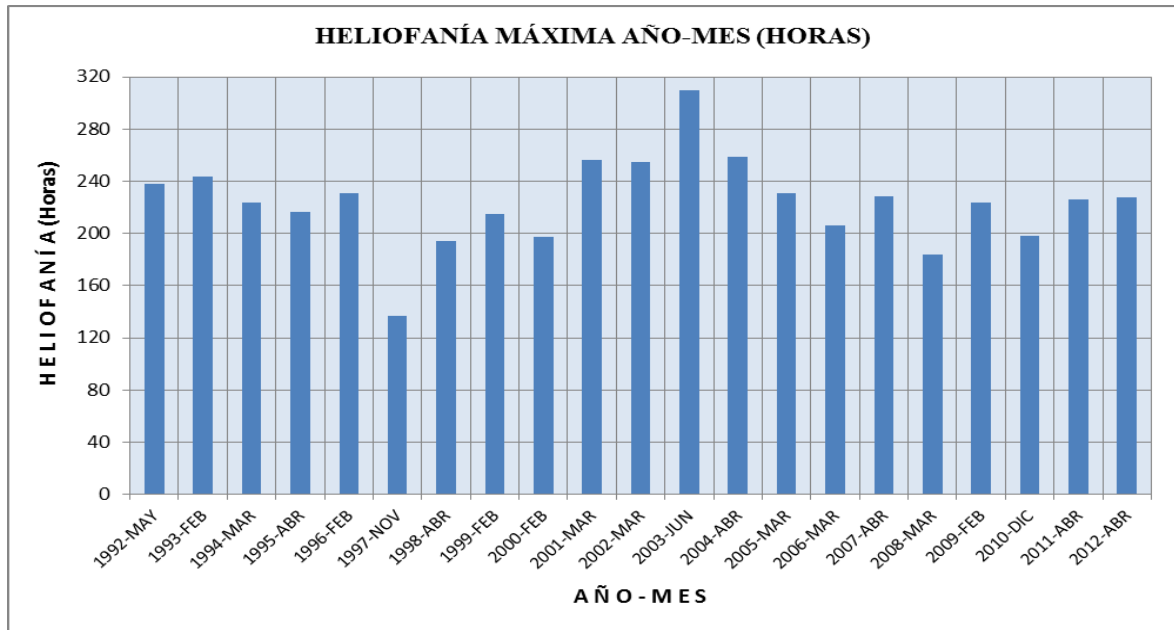
Fuente: INAMHI-Estación Izobamba (2012)

Ilustración 1.17. Heliofanía mínima año-mes



Fuente: INAMHI-Estación Izobamba (2012)

Ilustración 1.18. Heliofanía máxima año-mes



Fuente: INAMHI-Estación Izobamba (2012)

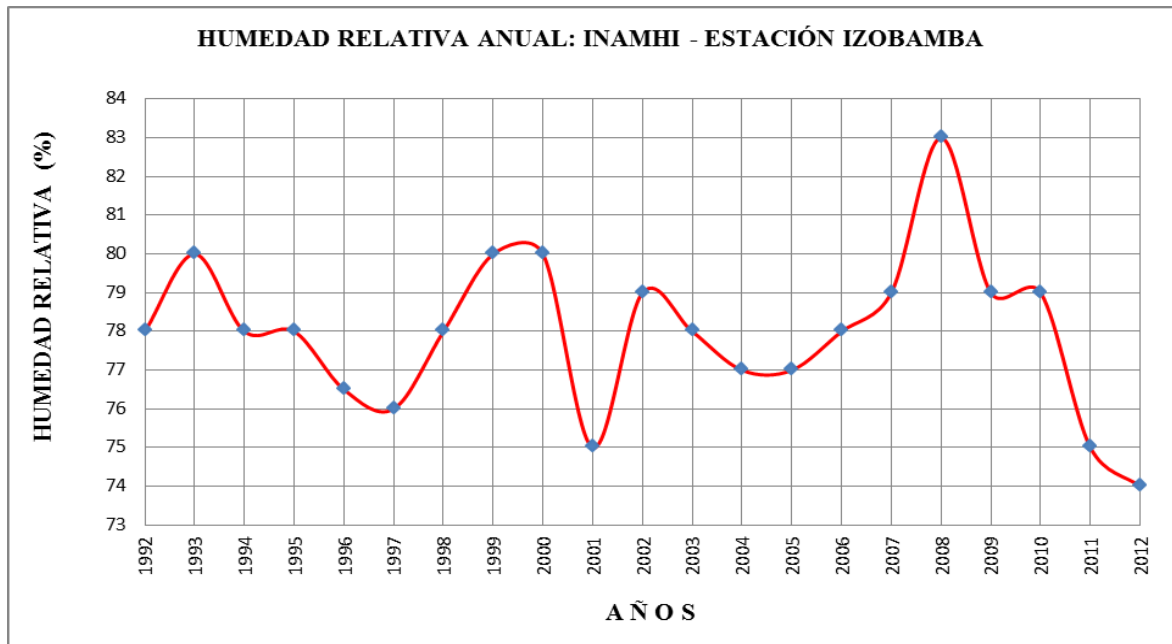
Humedad relativa: Los valores de cantidad de vapor de agua presentes en el aire varía de acuerdo al día, mes y el año de análisis, para nuestro período tenemos que la humedad relativa media mensual varía de 61 a 87 % y la humedad relativa media anual esta entre 74 y 83 %. (Ver cuadro 1.2 y la ilustración 1.19).

Cuadro 1.2. Datos de Humedad relativa

AÑO	HUMEDAD MÍN MEDIA MENSUAL		HUMEDAD MÁX MEDIA MENSUAL		HUMEDAD MEDIA ANUAL
	VALOR (%)	MES	VALOR (%)	MES	VALOR (%)
1992	70	JUL	84	ABR	78
1993	72	JUL	85	FEB-ABR-MAY-DIC	80
1994	71	SEP	86	MAR	78
1995	72	AGO	84	NOV	78
1996	67	JUL	85	ENE-MAR	76,5
1997	61	AGO	85	ENE	76
1998	71	AGO	86	ABR	78
1999	70	JUL	87	FEB-DIC	80
2000	73	JUL-AGO-OCT	87	MAR-MAY	80
2001	71	JUN	83	DIC	75
2002	72	AGO	86	ABR	79
2003	70	AGO	82	ABR-NOV	78
2004	71	JUN	82	OCT-NOV-DIC	77
2005	69	JUL	85	MAR	77
2006	68	JUL	85	NOV	78
2007	73	AGO	86	ABR	79
2008	78	JUL-SEP	87	MAR	83
2009	68	SEP	87	ENE-FEB	79
2010	72	AGO	86	NOV-DIC	79
2011	66	AGO	84	ABR	75
2012	62	OCT	86	ABR	74

Fuente: INAMHI-Estación Izobamba (2012)

Ilustración 1.19. Humedad relativa media anual



Fuente: INAMHI-Estación Izobamba (2012)

Evaporación: Los valores de evaporación varían de acuerdo al día, mes y el año de análisis, para nuestro período tenemos que la evaporación anual está entre 1000 a 1450 mm al año. (Ver cuadro 1.3 y la ilustración 1.20).

Cuadro 1.3. Datos de Evaporación (mm)

AÑO	EVAPORACIÓN MÍN MENSUAL		EVAPORACIÓN MÁX MENSUAL		EVAPORACIÓN ANUAL
	VALOR (mm)	MES	VALOR (mm)	MES	VALOR (mm)
1992	95,4	MAY	136,9	AGO	1403,3
1993	85,2	MAR	170,4	AGO	1281,6
1994	93,8	SEP	151,9	AGO	1309,1
1995	91,5	ABR	134,5	SEP	1293,7
1996	83,3	MAR	135,6	NOV	1298,4
1997	83,8	NOV	152,8	JUL	1320,8
1998	85,8	MAY	118,6	JUL	1240,4
1999	71,2	FEB	134,4	AGO	1068,2
2000	70,2	ABR	121,6	AGO	1124,6
2001	83,7	MAR	170,2	AGO	1352,6
2002	87,3	ABR	134,7	SEP	1367,8
2003	88,1	ABR	141,5	AGO	1274,5
2004	95,2	ABR	183,7	AGO	1424,3
2005	71,8	DIC	166,5	SEP	1357,4
2006	72,9	NOV	153,9	AGO	1288,8
2007	86,0	ABR	122,5	JUL	1232,4
2008	65,6	FEB	100,6	JUL	1033,0
2009	78,3	FEB	180	SEP	1334,6
2010	84,4	ABR	115,6	ENE	1183,6
2011	68,5	ABR	125,3	SEP	1241,5
2012	71,5	FEB	152,2	SEP	1230,4

1.3.- Fuente: INAMHI-Estación Izobamba-2012

Ilustración 1.20. Evaporación Anual (mm)

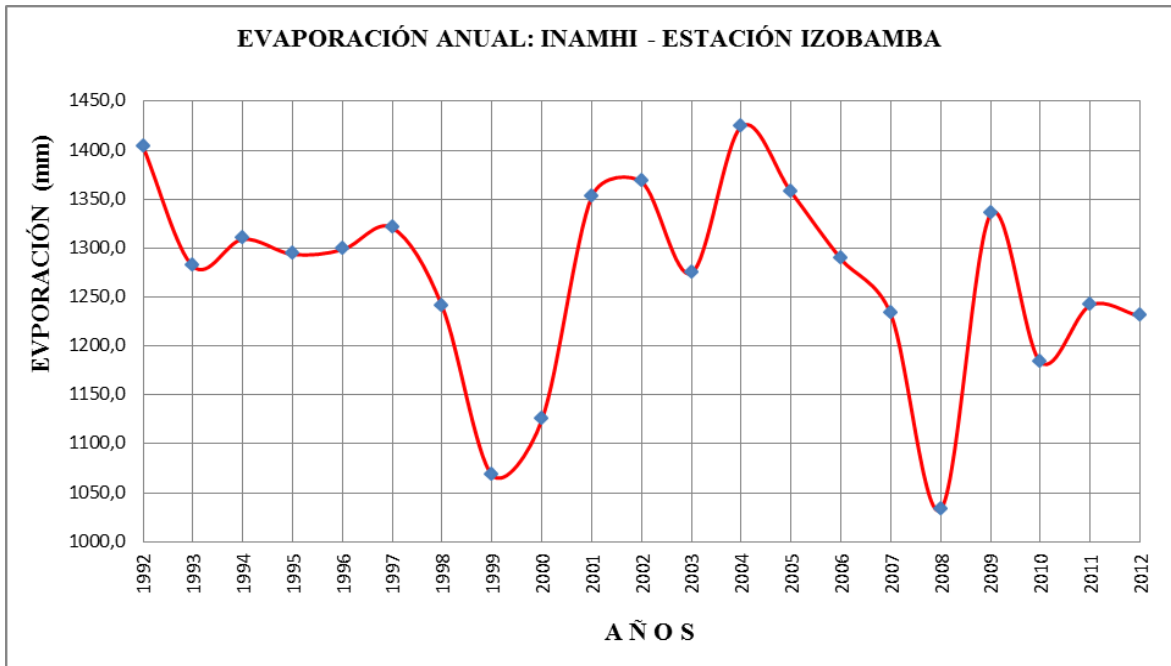


Ilustración 1.15.- - Fuente: INAMHI-Estación Izobamba-2012

Nubosidad: Los valores nubosidad expresados en octas (octavos de la bóveda celeste) de acuerdo a los datos proporcionados por el INAMHI varían de acuerdo al día, mes y el año de análisis, para nuestro período tenemos que la nubosidad media anual está entre 5 y 6,6 octas al año. (Ver cuadro 1.4 e ilustración 1.21).

Cuadro 1.4. Datos de Nubosidad

AÑO	NUBOSIDAD MÍN MENSUAL		NUBOSIDAD MÁX MENSUAL		NUBOSIDAD MEDIA ANUAL VALOR (Octas)
	VALOR (Octas)	MES	VALOR (Octas)	MES	
1992	4	ENE-JUN-JUL-AGO	6	FEB-MAR-ABR-MAY	5,0
1993	3	AGO	6	FEB-MAR-ABR-MAY-NOV-DIC	5,2
1994	4	JUN-JUL-SEP	7	FEB	5,3
1995	4	AGO-SEP	6	MAR-ABR-OCT-NOV-DIC	5,3
1996	4	NOV	7	ENE-FEB-MAR-ABR	5,8
1997	4	JUL-AGO	7	ENE-MAR-NOV	5,8
1998	5	JUN-JUL-AGO-SEP-DIC	7	MAR-ABR	5,8
1999	4	JUL	7	ENE-FEB-MAR-SEP-DIC	6,2
2000	4	OCT	7	EN-FEB-MAR-ABR-MAY	6,0
2001	3	AGO	7	MAR	5,5
2002	4	JUN-JUL-AGO	7	MAR	5,4
2003	4	JUL-AGO	6	FEB-MAR-ABR-MAY-JUN-OCT-NOV-DIC	5,5
2004	3	AGO	6	ABR-SEP-OCT-NOV-DIC	5,2
2005	4	JUL-AGO	7	MAR-ABR-OCT-DIC	5,8
2006	4	JUL-AGO	7	FEB	5,4
2007	4	JUL	7	MAR-ABR-OCT	5,7
2008	6	MAY-JUN-JUL-AGO-SEP-DIC	8	MAR	6,6
2009	4	SEP	7	ENE-FEB	5,7

Fuente: INAMHI-Estación Izobamba (2009)

Ilustración 1.21. Nubosidad media Anual (mm)

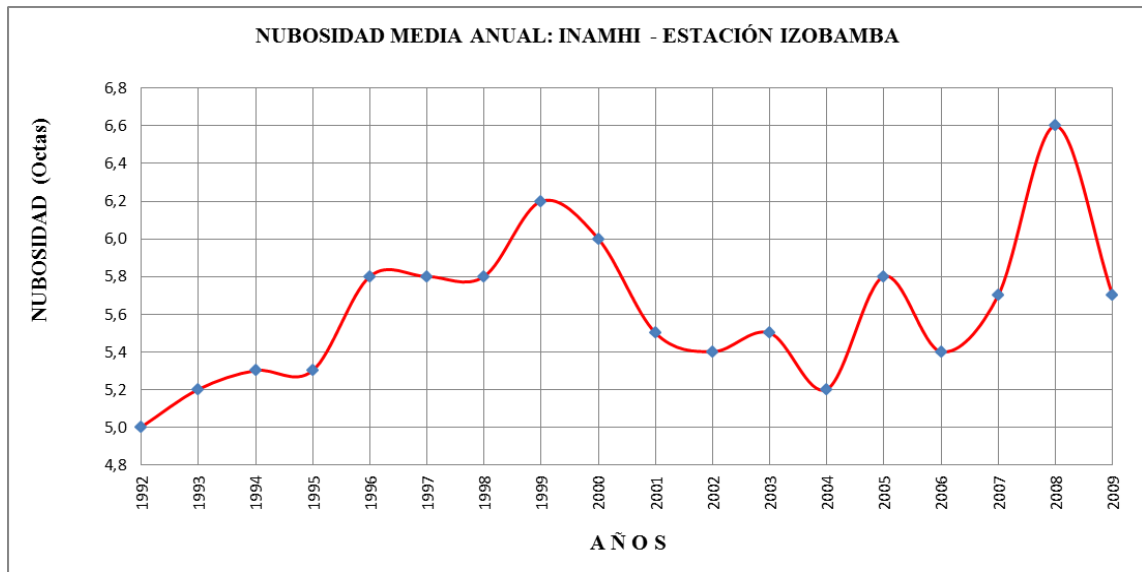


Ilustración 1.16.-Nubosidad media Anual - Fuente: INAMHI-Estación Izobamba-2009

1.5.5. Climatología

Como se indicó en las condiciones atmosféricas, el área de estudio se encuentra en la zona climática de transición entre Ecuatorial de Alta Montaña y Ecuatorial Mesotérmico Semi-Húmedo, en donde las temperaturas oscilan entre 24,0 y 2,7 °C, las precipitaciones se encuentran en el rango de 800 – 1800 mm anuales, siendo marzo y abril los meses con mayor caída de lluvia. Un resumen de los parámetros revisados en los anuarios meteorológicos del INAMHI de las estaciones de Izobamba e Iñaquito tenemos en los cuadros 1.5, 1.6 e ilustración 1.22).

Cuadro 1.5. Datos de precipitaciones y temperatura – Estación Izobamba

Precipitaciones y Temperatura (1992-2001): INAMHI-ESTACIÓN IZOBAMBA										
PARÁMETRO	AÑO									
	1992	1993	1994	1995	1996	1997	1998	1999	2000	2001
Precipitación	1.026,8	1.546,1	1.643,8	1.361,5	1.567,2	1.604,1	1.557,0	1.767,7	1.654,8	1.272,5
Temperatura media máxima	18,50	18,10	18,30	18,40	17,90	18,60	18,90	17,40	17,50	18,70
Temperatura media mínima	4,40	4,70	5,30	5,10	4,20	5,90	5,50	4,90	4,30	5,30
Máxima precipitación mensual (mm/mes)	178,1/may	244,9/dic	244,0/mar	209,9/oct	237,4/may	250,3/nov	264,7/abr	269,5/mar	268,8/mar	226,3/mar
Máxima precipitación 24 horas (mm/mes)	37,6/may	42,6/may	45,7/may	57,4/mar	47,2/mar	54,7/nov	39,9/may	45,6/mar	38,2/may	34,1/feb

Precipitaciones y Temperatura (2002-2012): INAMHI-ESTACIÓN IZOBAMBA											
PARÁMETRO	AÑO										
	2002	2003	2004	2005	2006	2007	2008	2009	2010	2011	2012
Precipitación	1.458,6	1.385,3	1.129,0	1.265,0	1.465,4	1.783,6	2.032,3	1.516,2	1.774,4	1.502,9	1.410,7
Temperatura media máxima	18,70	18,80	18,80	18,80	18,40	18,30	17,30	18,80	18,50	20,50	20,50
Temperatura media mínima	5,50	5,10	5,60	5,30	4,50	5,00	5,30	6,10	4,40	2,70	3,00
Máxima precipitación mensual (mm/mes)	248,0/abr	200,1/nov	187,7/dic	210,2/mar	262,0/abr	326,2/nov	275,5/feb	262,4/mar	304,8/dic	278,2/oct	266,8/mar
Máxima precipitación 24 horas (mm/mes)	47,8/abr	50,3/ene	71,4/dic	37,9/feb	31,9/nov	42,7/oct	42,6/oct	84,5/mar	45,0/may	42,4/feb	44,5/feb

Fuente: INAMHI-Estación Izobamba (2012)

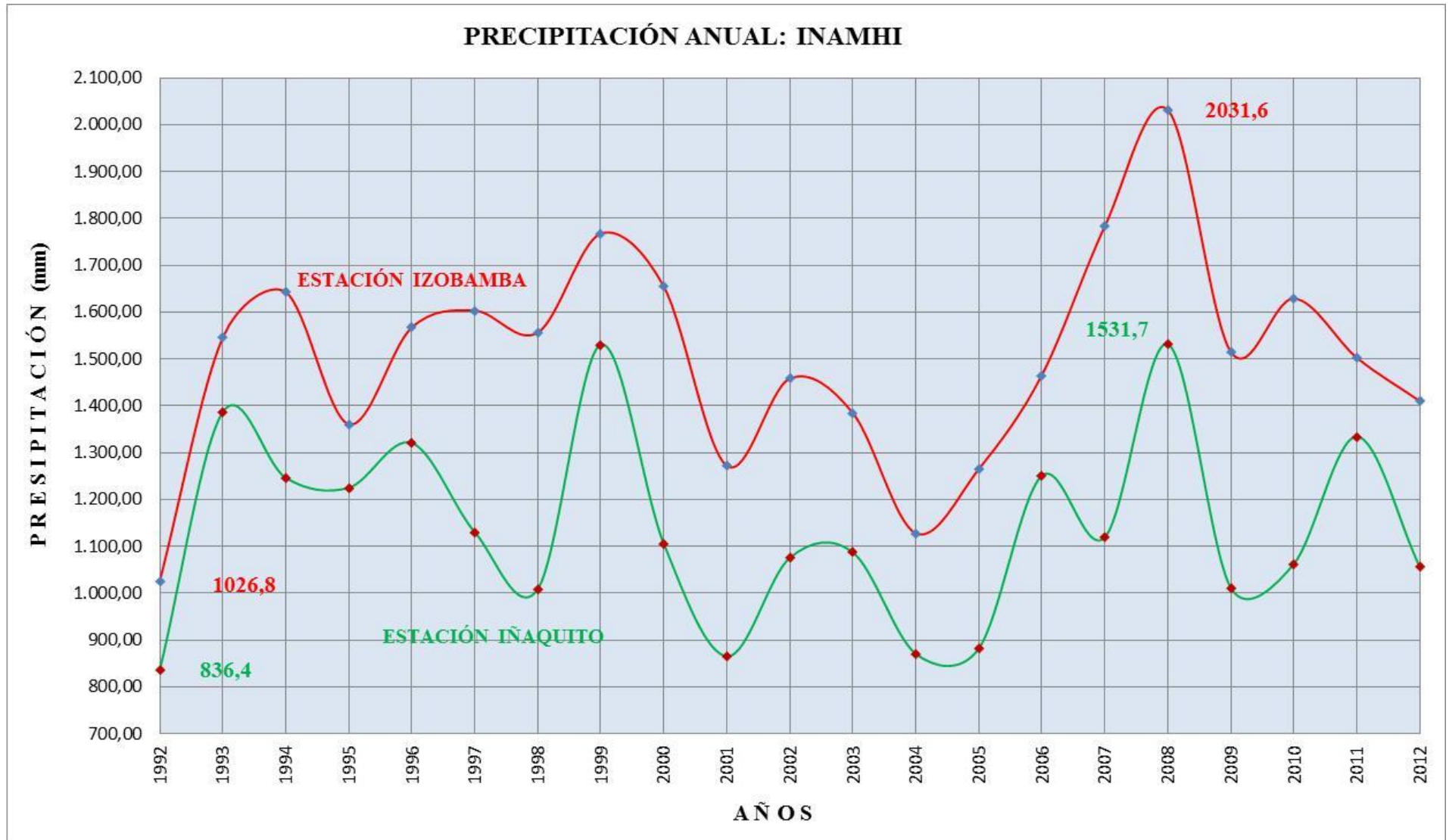
Cuadro 1.6. Datos de precipitaciones y temperatura – Estación Iñaquito

Precipitaciones y Temperatura (1992-2001): INAMHI-ESTACIÓN IÑAQUITO											
PARÁMETRO	AÑO										
	1992	1993	1994	1995	1996	1997	1998	1999	2000	2001	
Precipitación	836,4	1.386,3	1246,3	1225,1	1.320,8	1.130,5	1.009,0	1.530,4	1.106,1	865,4	
Temperatura media máxima	22,60	22,50	23,20	22,30	22,60	23,30	23,00	21,90	22,90	24,00	
Temperatura media mínima	9,00	8,80	9,00	8,50	7,70	9,40	9,50	9,40	8,20	7,70	
Máxima precipitación mensual (mm/mes)	127,6/may	235,2/mar	244,4/mar	232,4/nov	199,4/abr	219,2/nov	193,9/may	237,2/feb	177,3/ene	186,4/mar	
Máxima precipitación 24 horas (mm/mes)	90,4/may	49,5/feb	51,5/abr	37,8/nov	71,6/ago	43,5/dic	60,2/abr	55,5/jun	37,4/feb	52,9/dic	

Precipitaciones y Temperatura (2002-2012): INAMHI-ESTACIÓN IÑAQUITO											
PARÁMETRO	AÑO										
	2002	2003	2004	2005	2006	2007	2008	2009	2010	2011	2012
Precipitación	1.075,5	1.087,2	870,7	881,8	1.250,4	1.119,2	1.531,7	1.011,8	1.062,4	1.334,2	1.056,0
Temperatura media máxima	23,50	22,60	23,10	24,20	23,30	22,90	22,00	24,20	23,70	24,00	24,90
Temperatura media mínima	9,20	9,50	8,60	9,10	9,10	9,10	9,10	10,20	9,30	7,40	6,20
Máxima precipitación mensual (mm/mes)	256,6/abr	244,6/abr	156,3/abr	150,6/feb	209,5/abr	194,7/nov	235,3/oct	173,8/mar	220,4/abr	372,9/abr	203,4/abr
Máxima precipitación 24 horas (mm/mes)	50,6/abr	45,7/abr	40,8/abr	60,3/feb	35,5/dic	36,8/dic	48,9/abr	47,8/abr	35,7/dic	39,9/abr	35,5/mar

Fuente: INAMHI-Estación Iñaquito (2012)

Ilustración 1.22. Gráfico de Precipitación Anual (mm)

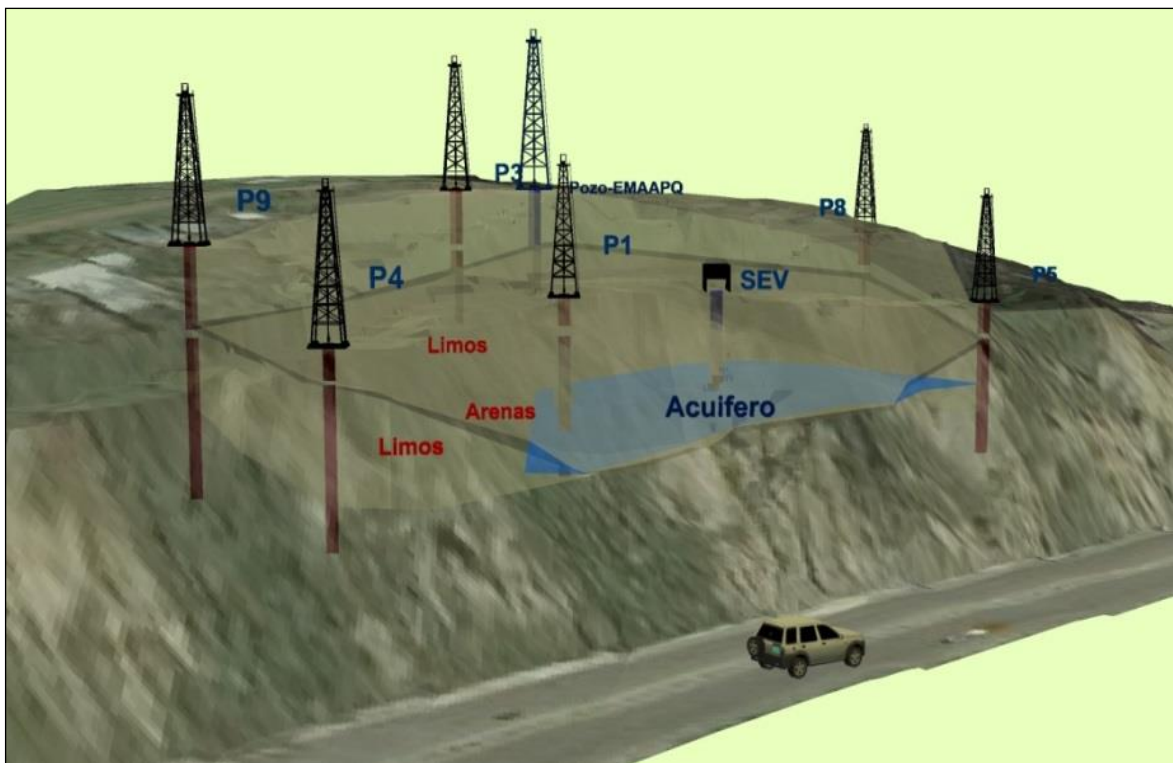


Fuente: INAMHI-Estaciones Izobamba e Iñaquito (2012)

1.5.6. Hidrogeología

De acuerdo a la investigación realizada por el Ing. Pfander Cazar, la zona con mayor concentración de agua es hacia el NE ya que en la perforación 5 (P-5), el acuífero se encuentra en la cota 3160 m.s.n.m., lo que es corroborado con el SEV realizado por la Consultora Ecosoil, la perforación de la EMAAPQ y los afloramientos de agua en el talud. (Ver ilustración 1.23).

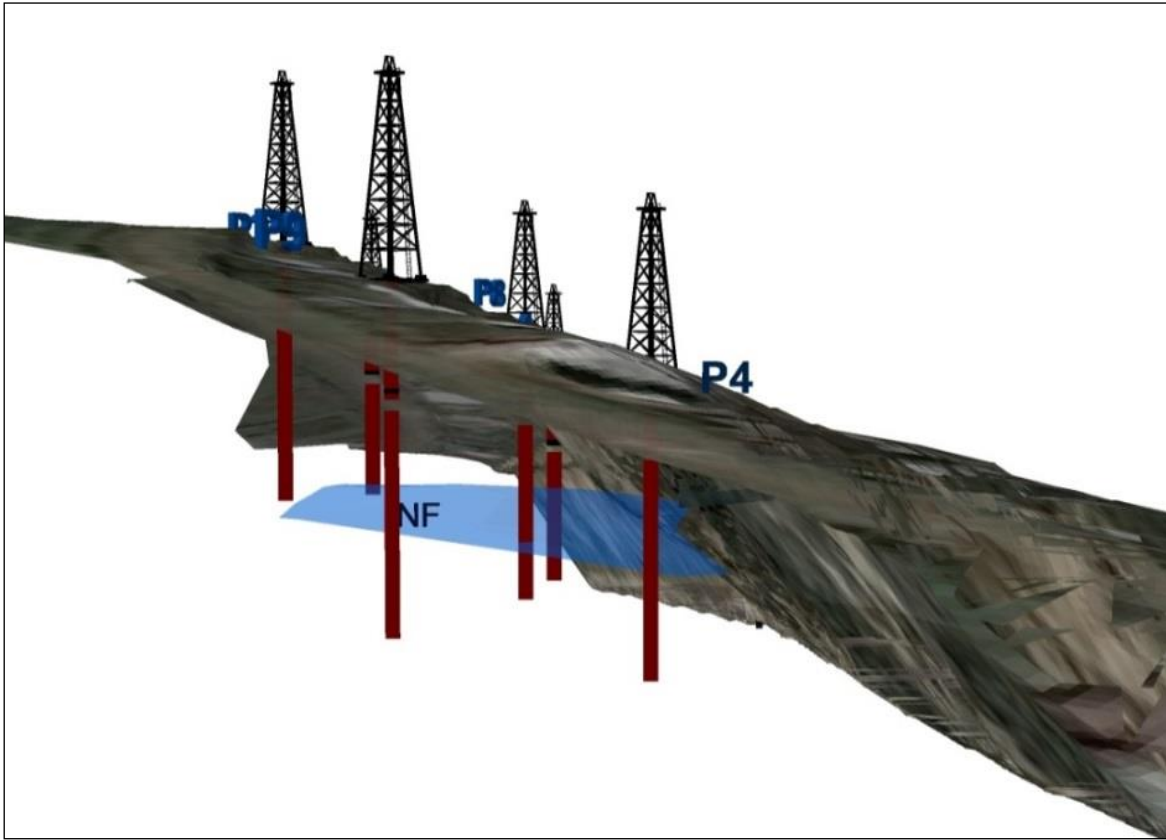
Ilustración 1.23. Ubicación del acuífero



Fuente: Ing. Pfander Cazar (2011)

En la ilustración 1.24 se puede observar que la disposición del nivel freático es de forma sub horizontal, con la desfavorable dirección de flujo hacia el E (cara del talud), relacionado con los estratos arenosos.

Ilustración 1.24. Vista lateral del talud indicando la ubicación del NF



Fuente: Ing. Pfander Cazar (2011)

CAPÍTULO II. CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA

2.1 Fundamento teórico

2.1.1 Introducción

2.1.2 Metodología de Trabajo

2.2 Trabajos de campo

2.2.1 Levantamiento topográfico del talud

2.2.2 Perforación, muestreo y ensayos SPT en el cuerpo del talud

2.2.3 Niveles freáticos

2.2.4 Toma de muestras inalteradas in situ

2.3 Trabajos de Laboratorio

2.3.1 Ensayos triaxiales U.U saturados

2.3.2 Gravedad específica, peso unitario, relación de vacíos, porosidad y grado de saturación del suelo

2.3.3 Clasificación SUCS de los suelos

2.4 Análisis de resultados

2.4.1 Clasificación SUCS, Pesos unitarios, Grado de saturación del suelo e indicadores de resistencia al corte.

2.4.2 Perfiles transversales y estratigráficos

2.4.3 Estructuración de la Estratigrafía del subsuelo

CAPÍTULO II: CARACTERIZACIÓN GEOTECNICA

2.1. Fundamento teórico

2.1.1. Introducción

El presente capítulo busca caracterizar los suelos de los taludes de la Av. Simón Bolívar en el tramo comprendido entre La Autopista General Rumiñahui y la Av. Moran Valverde en el Sur de la ciudad de Quito.

2.1.2. Metodología de Trabajo

Se investigará en las entidades públicas y privadas la información existente y se complementará con aquello que sea necesario para la correcta caracterización.

En función de la topografía obtenida y de normativas geotécnicas se establecerá criterios para la ubicación de sitios estratégicos para la obtención de datos.

Los datos obtenidos serán ordenados y sistematizados para la generación de resultados con su respectivos análisis para los fines objeto de la presente investigación.

2.2. Trabajos de Campo

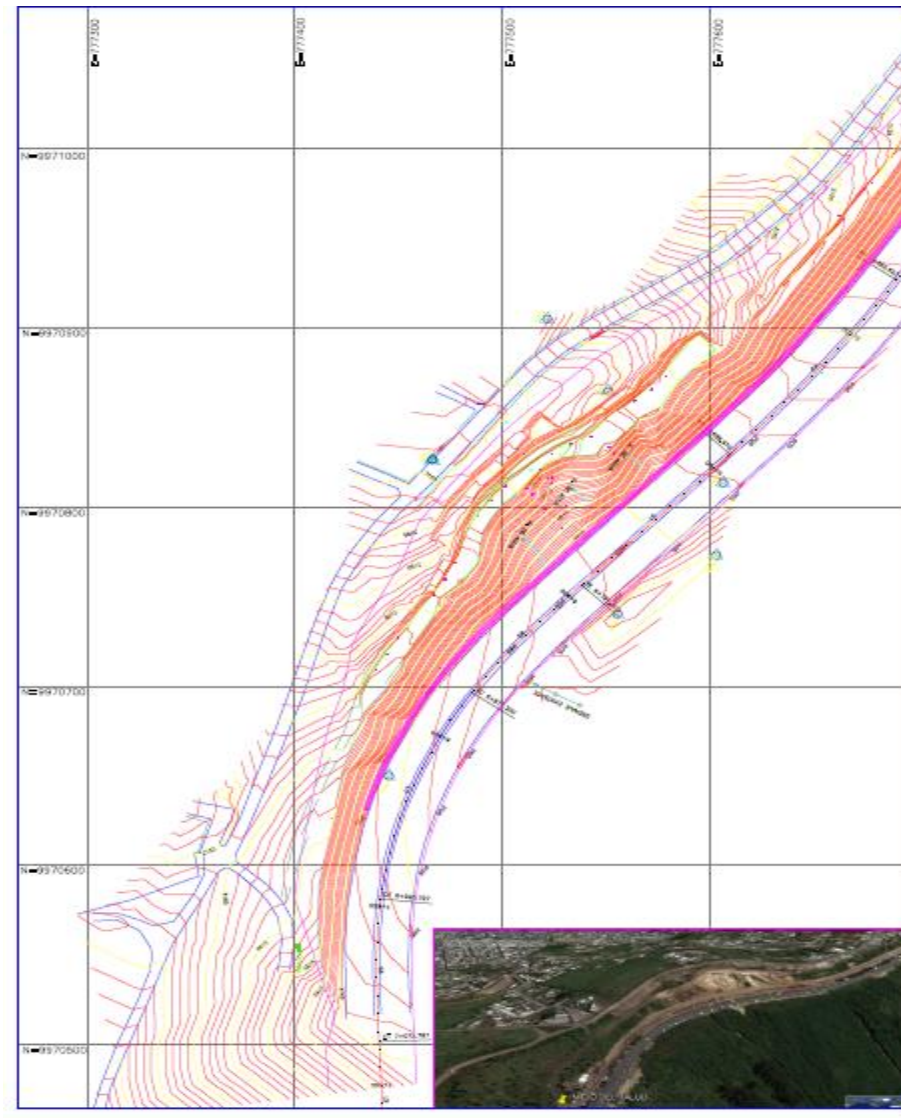
2.2.1. Levantamiento topográfico del talud

La topografía en general donde se implanta la Av. Simón Bolívar es ondulada y los taludes se desarrollan entre pendientes mayores a 45° (1V:1H).

Los taludes con historia de deslizamientos se ubican con pendientes mayores a 60° (1V:2H).

Un caso específico de deslizamientos es del sector La Forestal, donde se produjo dos deslizamientos seguidos entre el final de abril e inicios del mes de mayo. El sitio fue estudiado por diferentes entidades y la topografía fue levantada con fines de análisis de estabilidad de taludes por la Consultora Pfander Cazar, como se muestra a continuación.

Ilustración 2.1. Topografía del Sector La Forestal



Fuente Ing. Pfander Cazar, modificada por los autores.

2.2.2. Perforación, muestreo y ensayos SPT en el talud

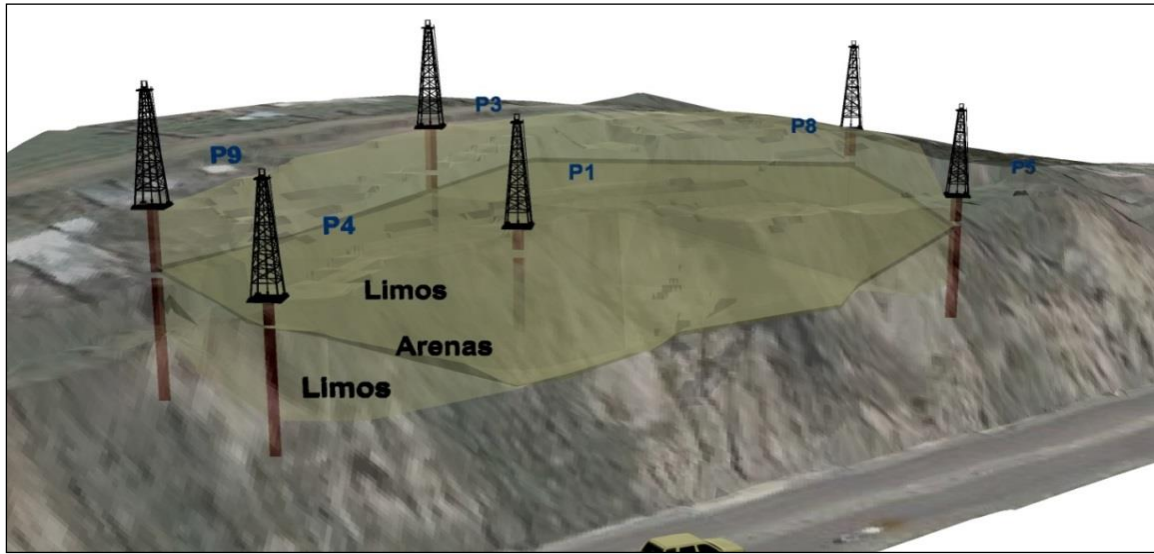
Con el fin de establecer la estratigrafía, las propiedades físicas y mecánicas del suelo del talud se investigaron a empresas públicas y privadas, quienes nos han proporcionado la siguiente información.

En el sector de la Forestal la realización de 6 perforaciones de 20 metros de profundidad cada una, sobre el escarpe y cuerpo del talud, de las cuales se cuenta con la información, en las cuales se realizaron toma de muestras alteradas y ensayo SPT, por cada metro de

profundidad. En los trabajos realizados las entidades hacen referencia al cumplimiento de la normativa internacional ASTM (Norma ASTM D 1586 y D 4700).

A continuación mediante un mapa de pendientes, se detalla la ubicación de las perforaciones.

Ilustración 2.2. Ubicación de las perforaciones realizadas en el sector La Forestal



Fuente: Ing. Pfander Cazar (2011)

Ilustración 2.3 . Ubicación de la perforación realizada en el sector de la Forestal por la EMMAP-Q



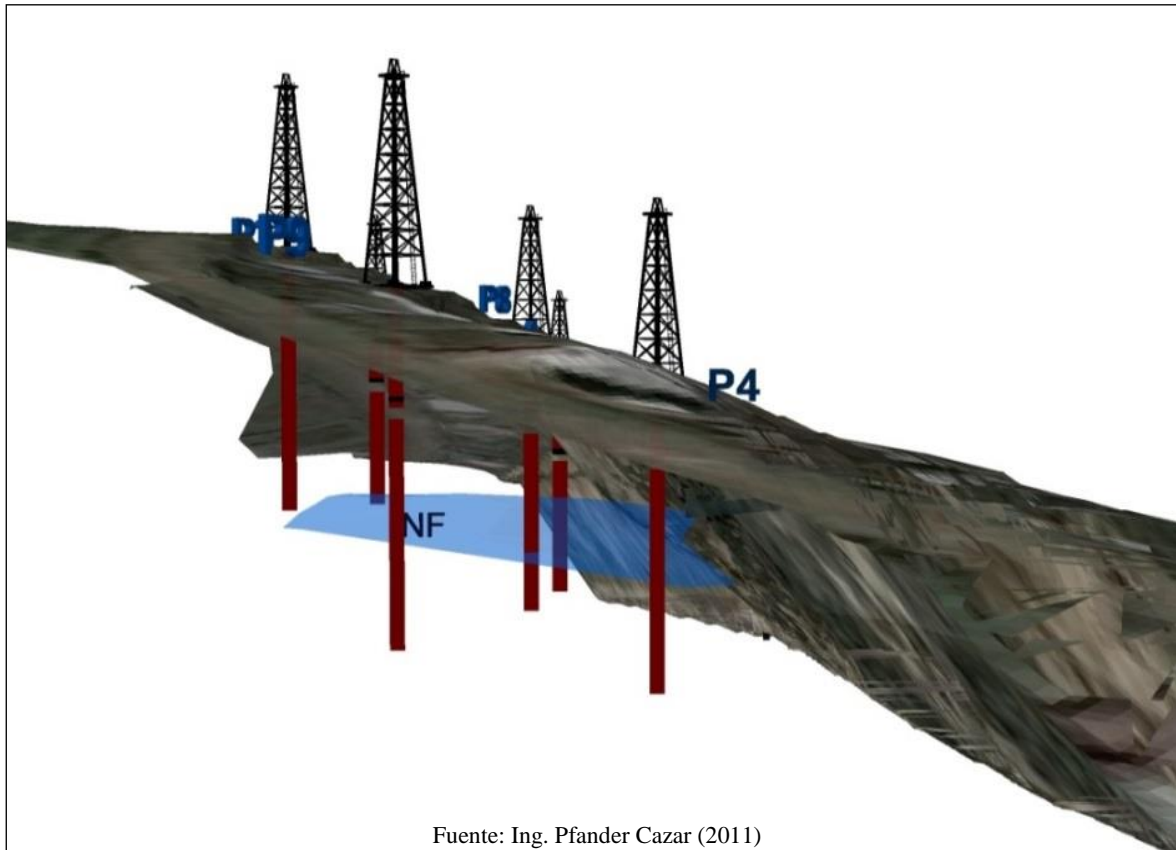
Fuente: Ing. Pfander Cazar, modificada por los autores.

2.2.3. Niveles freáticos

De acuerdo a los estudios realizados mediante sondeo eléctrico vertical por la Compañía Geosoil y a las perforaciones realizadas por la Consultora Pfander cazar se ha podido detectar la presencia de nivel freático en la cota 3160 msnm, en un contexto de cotas de la cabeza del talud 3180 y pie del talud 3130 msnm.

Por otro lado perforaciones realizadas por Geosoil, constatan la presencia de un bolsón de arena saturado a la cota 3160, que no les permitió el avance a profundidades mayores.

Ilustración 2.4. Esquema de Ubicación del nivel freático en el sector de la Forestal



En el contexto de estudio del tramo de la Av. Simón Bolívar, especialmente en época invernal, se ha podido constatar la presencia de afloramientos de agua en sitios puntuales, a varias alturas de los taludes dependiendo de la ubicación de las capas drenantes de arena, tal como se muestra en la ilustración 2.5.

Ilustración 2.5. Evidencia de afloramientos de agua en taludes de varios sectores de la Av. Simón Bolívar



Fuente: Ing. Pfander Cazar (2011)

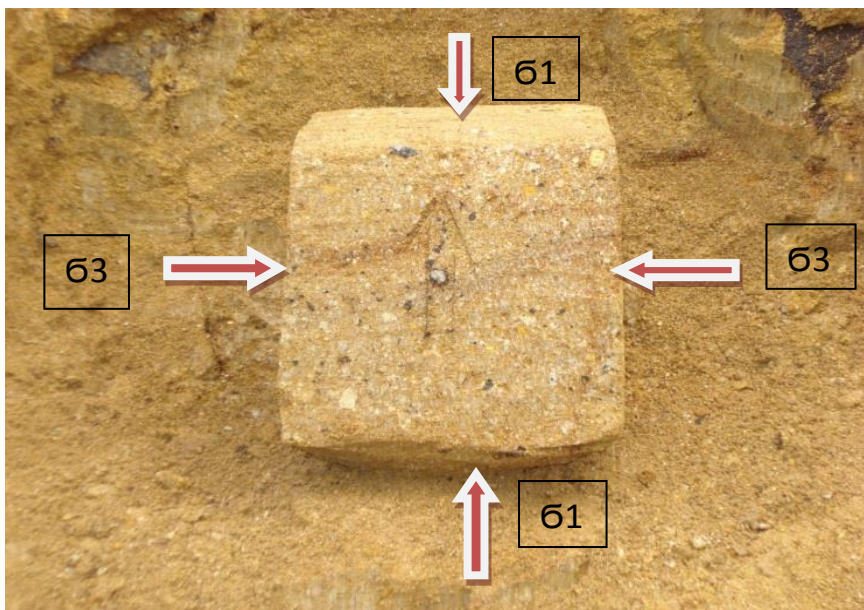
2.2.4. Toma de muestras inalteradas in situ

Después de haber sucedido los dos deslizamientos seguidos del Sector de la Forestal, en los meses de abril y mayo del 2011, se han realizado estudios en varios sectores de la Av. Simón Bolívar, de los cuales se ha recopilado varias muestras inalteradas tipo bloque de 30cm x 30cm x 30cm de acuerdo a la Norma ASTM D 4700, para de determinación de parámetros mecánicos así como de otras propiedades físicas.

En referencia a la norma indicada, ésta describe el método para obtención de muestras inalteradas, mediante el procedimiento de tallado de bloques de suelo, para finalmente ser recubierto con un manto de parafina u otro material que prevenga la pérdida de humedad.

Las muestras obtenidas corresponden a varias abscisas en el tramo entre la Autopista General Rumiñahui y la Av. Morán Valverde, donde se han obtenido 36 bloques en los meses de junio, octubre y noviembre del 2011.

Ilustración 2.6 . Detalle de obtención de muestras inalteradas tipo bloque.



Fuente: Autores

2.3. Trabajos de Laboratorio

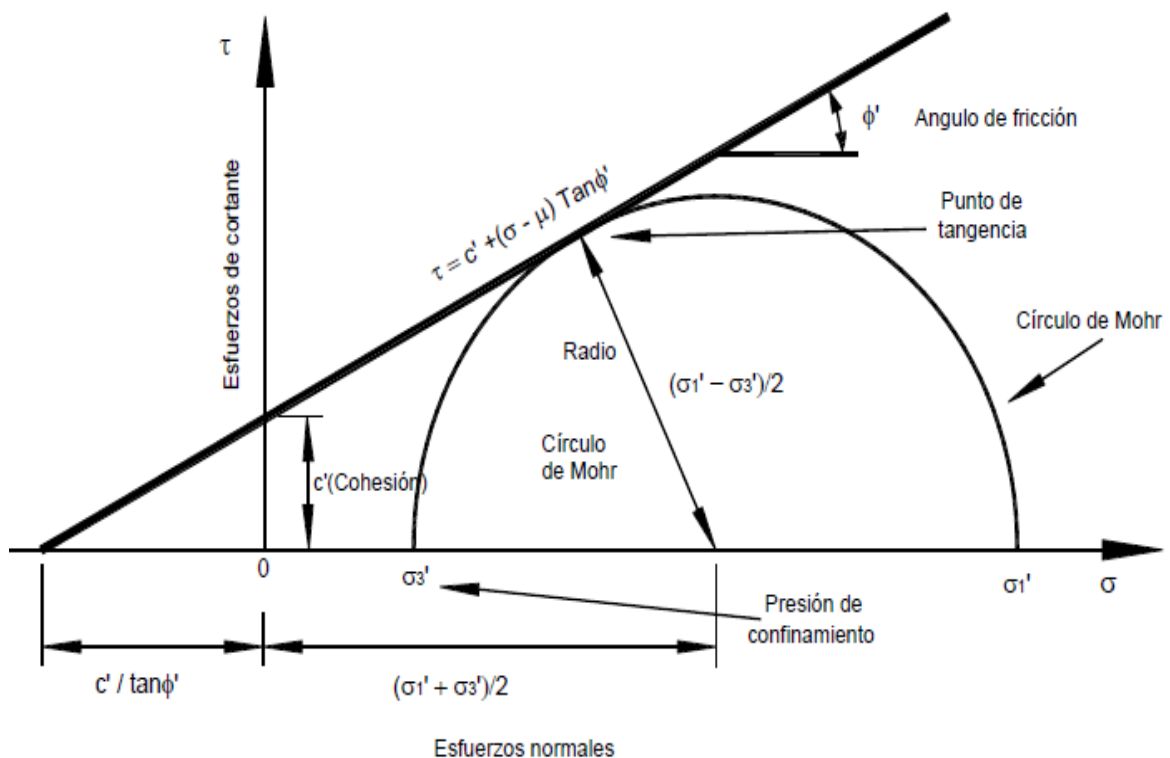
2.3.1. Ensayos triaxiales u.u saturados

Sobre los bloques inalterados de campo se ha procedido a tallar tres sub muestras cilíndricas con relación longitud / diámetro entre 2.0 y 2.5, tal como lo indica la Norma ASTM D 2850.

El ensayo consiste en ubicar cada muestra sobre una celda triaxial, donde se le aplica un esfuerzo de confinamiento σ_3 , y al mismo tiempo esfuerzos axiales σ_1 , para producir cierta deformación que será medida en lapsos de tiempo hasta producir la falla o un porcentaje de deformación límite.

El procedimiento anterior se repite aumentando el σ_3 en relación 2 a 1 para las dos siguientes muestras. Los resultados son 3 curvas esfuerzo -deformación de donde se obtiene tres σ_1 , que se relacionan con tres σ_3 , para dar origen y final a tres círculos de Mohr en un cuadro que relaciona esfuerzos normales y esfuerzos de corte, la envolvente que une tangencialmente los tres círculos permiten determinar la cohesión y el ángulo de fricción.

Ilustración 2.7. Esquema de representación de los resultados de un ensayo triaxial.



Fuente Análisis Geotécnico, Jaime Suarez D. (1998)

Ilustración 2.8. Equipo para ensayo triaxial



Fuente los autores

2.3.2. Gravedad específica, peso unitario, relación de vacíos, porosidad y grado de saturación del suelo.

Las relaciones gravimétricas y volumétricas del suelo son realizadas en función de los ensayos de gravedad específica (Norma ASTM D 854) y densidad natural. La determinación de la gravedad específica consiste en relacionar el peso específico de sólidos al peso específico del agua. En Laboratorio se suele determinar por dos métodos, vía húmeda y vía seca, en cualquiera de los dos casos se utiliza un picnómetro de volumen calibrado, que sirve para determinar el volumen de los sólidos a una temperatura del agua ensayo y completamente des aireado.

$$G_s = Y_s/Y_w$$

Fórmula 2.1

Dónde:

Y_s = Peso específico de los sólidos, dado por la relación entre W_s/V_s (peso /volumen de sólidos).

Y_w = Peso específico del agua, que varía con respecto a la temperatura de ensayo.

El ensayo de densidad natural se lo realiza en estado inalterado determinando la masa húmeda y dividiéndolo para el volumen total de la muestra. El volumen es determinado siguiendo los principios de Arquímedes en base a la utilización de un recubrimiento de parafina.

$$D = Mh / VT$$

Fórmula 2.2

Dónde:

D, es la densidad natural del terreno.

Mh, es la masa húmeda

VT, es el volumen total de la muestra

Ilustración 2.9. Picnómetro para ensayo de Gravedad específica.



Fuente: Google

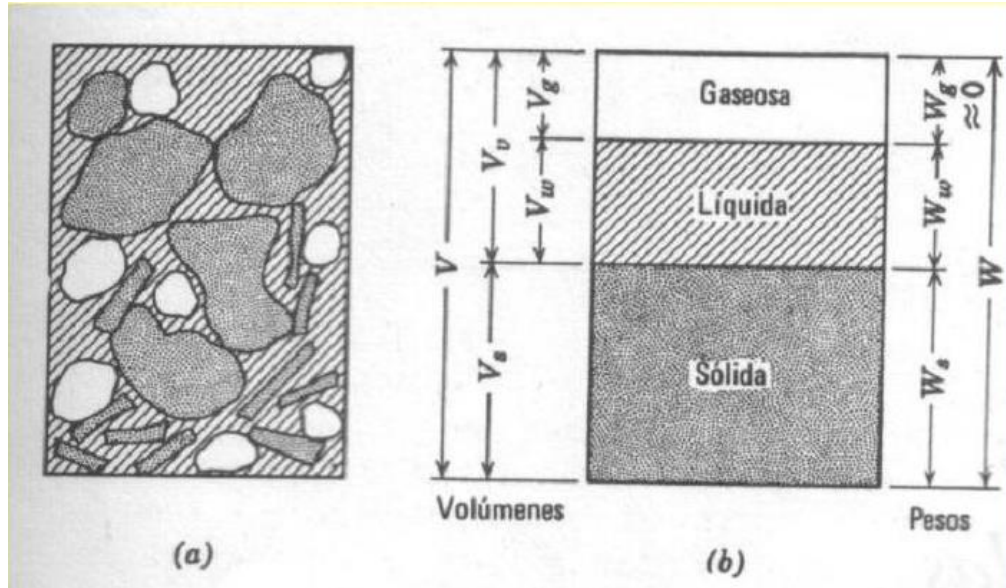
Con los resultados obtenidos sumados a un ensayo de contenido de agua (%W) se puede llegar las siguientes relaciones:

Relación de Vacíos $e = Vv/Vs$

Porosidad $n = Vv / VT * 100$ o $n = e / (e+1)$

Grado de saturación $\%S = V_w/V_v \cdot 100$ o $\%S = \%W \cdot G_s/e$

Ilustración 2.10. Modelo de relaciones volumétricas y gravimétricas



Fuente: Mecánica de Suelos, Juárez Badillo

2.3.3. Clasificación SUCS de los suelos

Como parte del tallado de las sub muestras se obtiene muestras alteradas que son utilizadas para la realización de ensayos de clasificación. Para este objetivo es necesario ejecutar algunos ensayos, entre ellos los siguientes

Contenido de Humedad Natural (Norma ASTM D 2216), este ensayo permite determinar la cantidad de agua natural que tiene el suelo expresada como porcentaje en relación a la masa seca del suelo.

$$\%W = M_w/M_s$$

Fórmula 2.3

Dónde:

M_w , representa la masa de agua contenido en el suelo, y,

M_s , es la masa de la parte sólida.

Ilustración 2.11. Balanza y recipientes para ensayo de contenido de agua



Fuente los autores

Granulometría por Lavado y Tamizado hasta la Malla No.200, (Norma ASTM D 422 – 02), este ensayo cubre la separación en tamaños de partículas por medio de un tamizado.

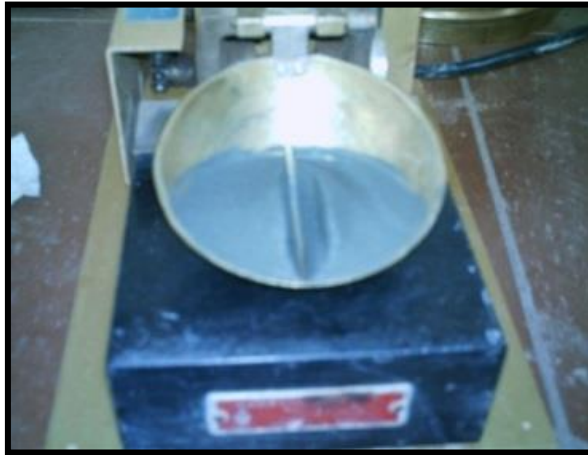
Ilustración 2.12. Tamices



Fuente: Autores

Límite Líquido (conocido también como uno de los Límites de Atterberg), el mismo que se encuentra establecido en la (Norma ASTM D 4318), y que permite determinar el valor de Índice de Plasticidad, parámetro importante en el reconocimiento entre un limo y una arcilla.

Ilustración 2.13. Copa de Casagrande



Fuente: Autores

Límite Plástico (conocido también como uno de los Límites de Atterberg), el mismo que se encuentra establecido en la (Norma ASTM D 4318), y que permite determinar al igual que el anterior el Índice de Plasticidad, por diferencia entre los dos ($IP=LL-LP$).

Ilustración 2.14. Rollos después de un ensayo de limite plástico



Fuente: Autores

Clasificación de suelos S.U.C.S. (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos), Norma ASTM D 2487, mediante esta práctica y los resultados de todos los ensayos anteriores permiten identificar a un determinado tipo de suelo por medio de un símbolo y descripción. La clasificación permite diferencia entre gravas, arenas, limos y arcillas o lo predominante en una mezcla entre materiales.

2.4. Análisis de resultados

De los bloques inalterados obtenidos en diferentes abscisas de la AV. Simón Bolívar, en el Tramo limitado entre La Autopista General Rumiñahui y La Av. Moran Valverde, se presentan los siguientes resultados

2.4.1. Clasificación SUCS, Pesos Unitarios, Grado de Saturación del suelo e indicadores de resistencia al corte

En el cuadro 2.1 se puede observar un resumen de la caracterización geotécnica de la Av. Simón Bolívar, considerando la ubicación de la abscisa 0+000, en el cruce con la Av. General Rumiñahui. Los suelos que conforman los cortes de taludes a lo largo de la Av. Simón Bolívar, resultan ser uniformes, y en su mayoría son clasificados de acuerdo a Sucs en limos arenosos (ML) con presencia de arenas limosas (SM[).

Cuadro 2.1. Resumen de propiedades físico mecánicas de taludes de la Av. Simón Bolívar

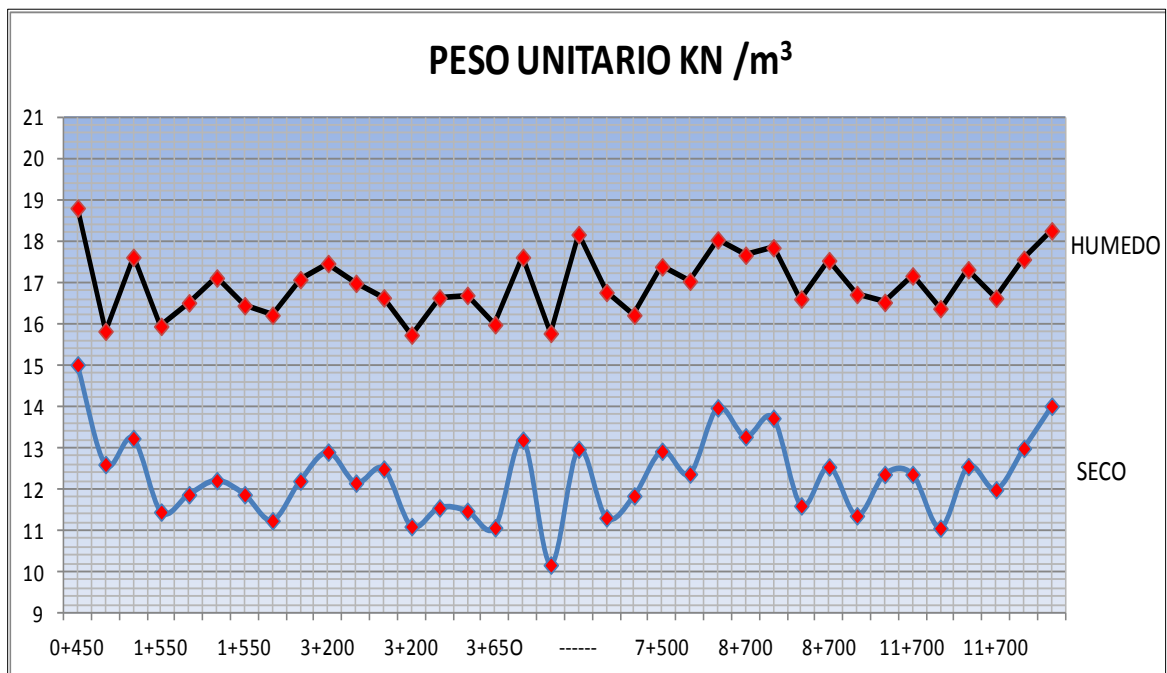
Fecha de Ensayo	Abscisa	Sector	Clasif. SUCS	Contenido de Agua, %	Grado de Saturación, %	Cohesión (T/m ²)	Angulo de Fricción Interna Ø (°)	Peso Unitario Seco, KN/m ³	Peso Unitario Húmedo, KN/m ³
05/06/2011	0+450	Monjas	ML	25.2	96.57	5.7	36	15.01	18.8
30/06/2011	0+450	Monjas	ML	25.5	62.96	10.9	36	12.6	15.82
10/10/2011	1+550	Monjas	ML	33.1	96.06	7.7	23	13.23	17.61
12/10/2011	1+550	Monjas	ML	39.2	82.8	2.2	36	11.45	15.94
11/10/2011	1+550	Monjas	ML	39.2	91.43	9.8	28	11.87	16.51
24/10/2011	1+550	Monjas	ML	40.11	95.82	12.5	30	12.21	17.11
14/10/2011	1+550	Monjas	ML	38.5	87.41	5.3	36	11.87	16.44
18/10/2011	1+550	Monjas	ML	44.2	92.6	5.4	36	11.24	16.21
21/10/2011	3+200	-----	ML	39.6	93.85	8.5	29	12.2	17.07
21/10/2011	3+200	-----	ML	35.4	97.28	4.7	28	12.9	17.46
17/10/2011	3+200	-----	CL-ML	39.7	93.59	6.6	22	12.15	16.98
18/10/2011	3+200	-----	ML	33.1	86.3	3.4	24	12.49	16.63
17/10/2011	3+200	-----	SM	41.6	81.56	0	18	11.1	15.73
18/10/2011	3+200	-----	ML	44	96.25	5.6	26	11.55	16.63
18/10/2011	3+200	-----	ML	45.5	98.59	2.7	23	11.47	16.69
19/10/2011	3+650	-----	SM	44.3	89.48	8.6	25	11.07	15.98
24/10/2011	3+650	-----	SM	33.5	96.11	8.8	30	13.19	17.61
25/10/2011	3+650	-----	SM	55.1	95.2	8.8	31	10.17	15.77
16/06/2011	-----	La Forestal	ML	40	99.86	9.3	4	12.97	18.16
13/06/2011	-----	La Forestal	ML	48.2	99.9	5.2	10	11.31	16.76
08/06/2011	-----	La Forestal	SM	37.4	90.1	20.3	32	11.84	16.21

05/10/2011	7+500	Los Pinos	ML	34.5	96.87	5.2	26	12.92	17.38
30/09/2011	7+500	Los Pinos	ML	37.7	93.17	6	36	12.37	17.03
06/10/2011	7+500	Los Pinos	ML	29.1	94.17	3.7	13	13.97	18.03
28/10/2011	8+700	-----	ML	33.2	95.88	5.5	29	13.27	17.66
28/10/2011	8+700	-----	ML	30	90.01	10.2	28	13.72	17.84
28/10/2011	8+700	-----	ML	43.1	95.03	16.7	24	11.6	16.6
28/10/2011	8+700	-----	ML	39.8	99.27	9.7	25	12.54	17.53
11/11/2011	11+700	-----	ML	47.1	99.66	12.6	27	11.36	16.71
28/10/2011	11+700	-----	ML	33.7	88.83	4.9	22	12.36	16.52
28/10/2011	11+700	-----	ML	38.8	95.51	5.8	21	12.36	17.16
31/10/2011	11+700	-----	ML	48.1	95.38	8.1	33	11.06	16.37
01/11/2011	11+700	-----	ML	37.9	95.83	8.6	31	12.55	17.31
01/11/2011	11+700	-----	ML	38.6	87.64	10.4	27	11.99	16.62
31/10/2011	11+700	-----	ML	35.2	94.18	11.1	32	12.99	17.56
01/11/2011	11+700	-----	ML	30.2	94.88	6.1	25	14.01	18.25

Fuente: Laboratorio de Ensayo de Materiales de la UPS

En la ilustración 2.15 se puede constatar que la mayor parte de los resultados de los pesos unitarios, con grados de saturación mayor al 90 % se ubican entre 16KN y 18KN, que los pesos unitarios secos se encuentran en el rango de 11KN Y 13 KN.

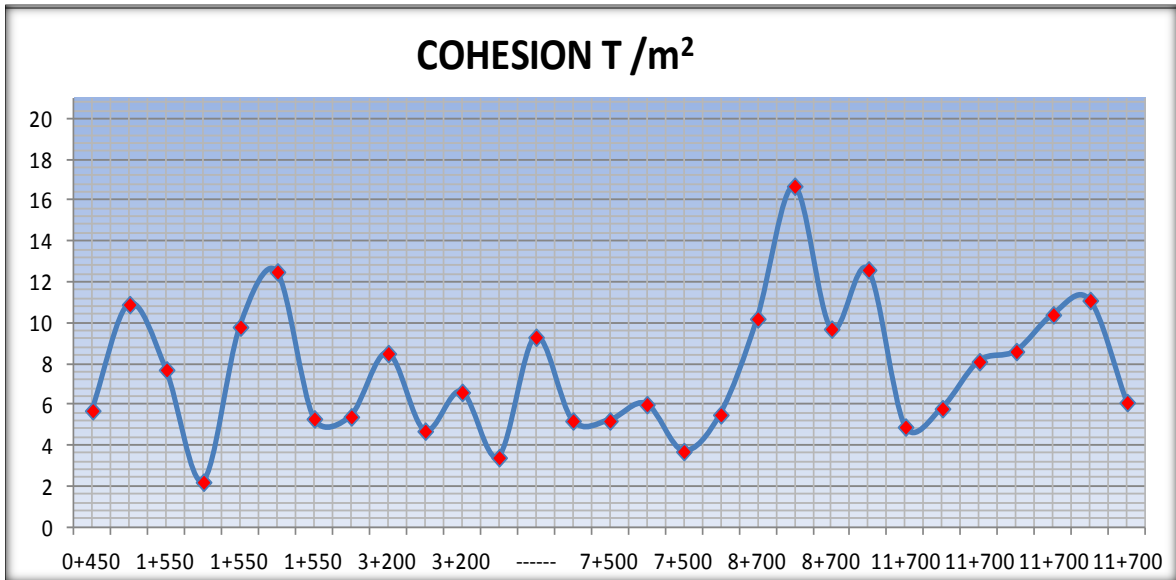
Ilustración 2.15. Variación de los pesos unitarios a lo largo de la Av. Simón Bolívar



Fuente: Autores

En la ilustración 2.16 se puede constatar que la mayor parte de los resultados de la cohesión, en muestras con grados de saturación mayor al 90 % se ubican entre 4T/m² 10 T/m².

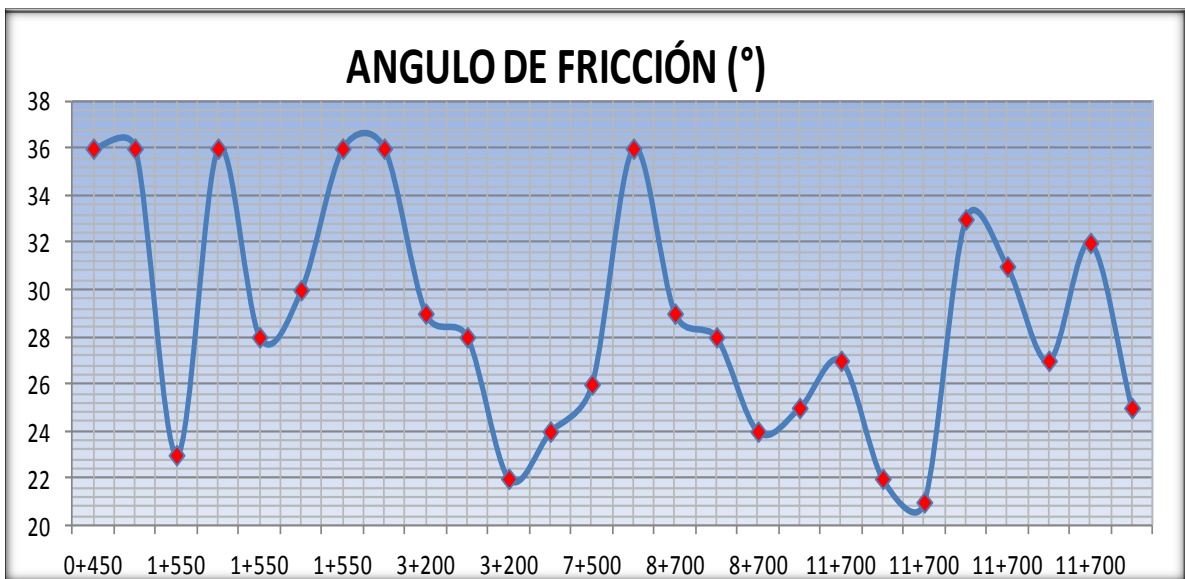
Ilustración 2.16. Variación de la cohesión a lo largo de la Av. Simón Bolívar



Fuente: Autores

En la ilustración 2.17 se puede constatar que la mayor parte de los resultados del ángulo de fricción, en muestras con grados de saturación mayor al 90 % fluctúan entre 24° y 36°.

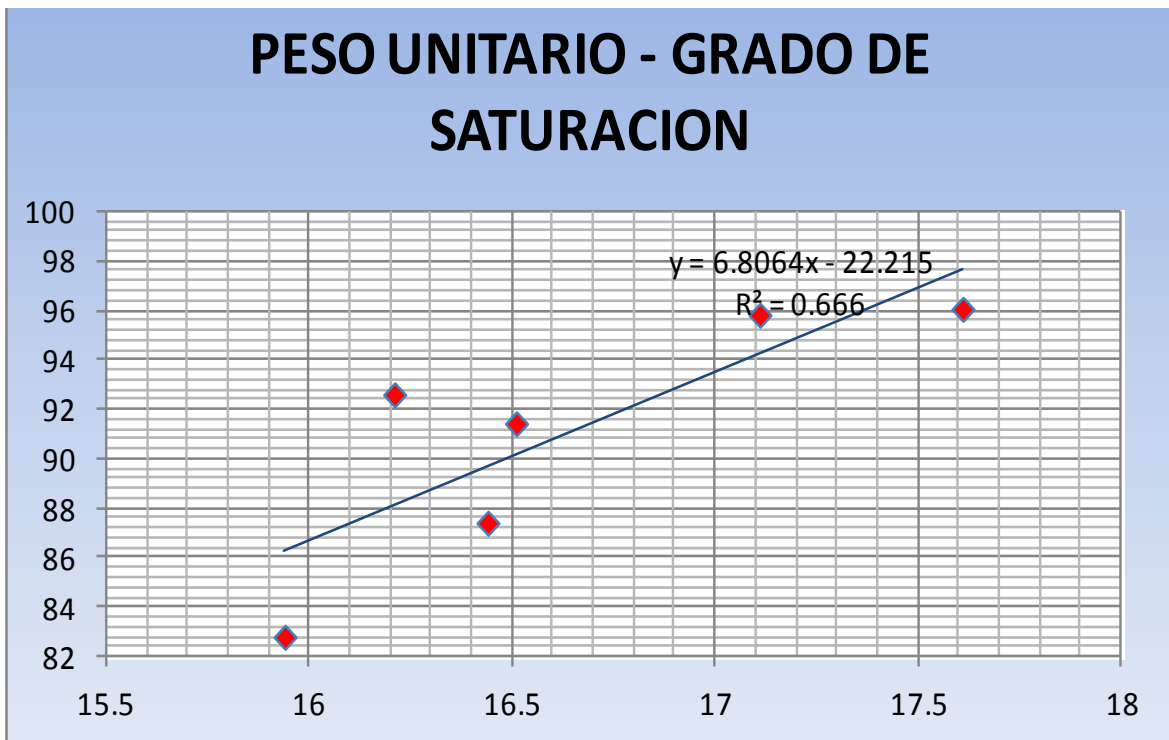
Ilustración 2.17. Variación del ángulo de fricción interna a lo largo de la Av. Simón Bolívar



Fuente: Los Autores

En la ilustración 2.18, se puede demostrar en gran medida que el peso unitario se relaciona con el grado de saturación, es decir que el peso volumétrico aumenta cuanto mayor grado de saturación se alcance, esto se debe a que el volumen de vacíos es ocupado por agua, aumentando la masa y manteniéndose el volumen total, así mismo el grado de saturación aumenta debido a que el volumen de vacíos es ocupado por el agua, y alcanzará el 100% cuando todos los vacíos se encuentren ocupados por el agua.

Ilustración 2.18. Relación peso Unitario- Grado de Saturación, abscisa 1+ 550, Av. Simón Bolívar



Fuente: Los Autores

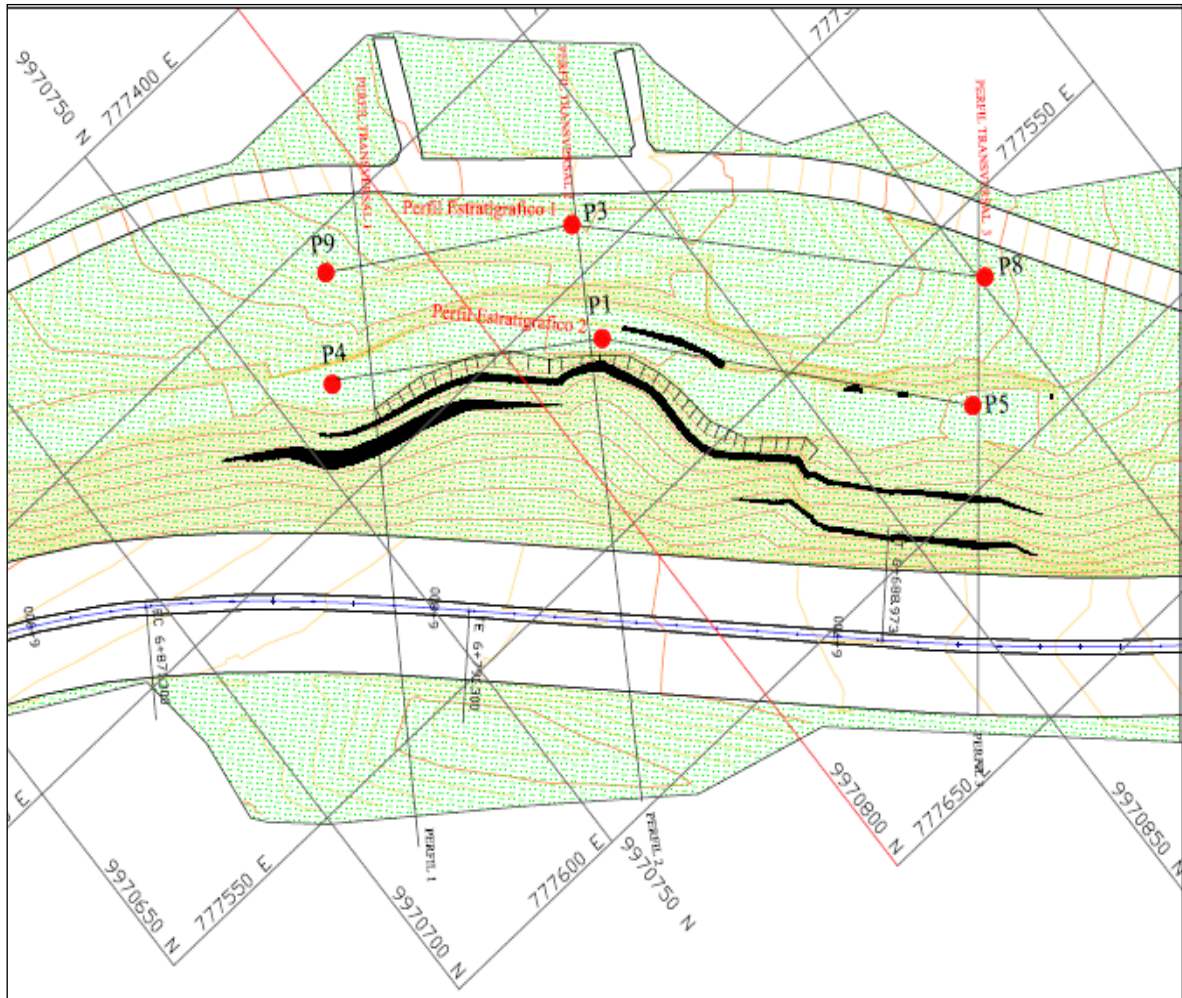
Queda demostrado que el peso unitario se relaciona estrechamente con el grado de saturación, lo que implica que con la infiltración del agua en el cuerpo del talud, aumenta su masa y facilita su desestabilización.

2.4.2. Perfiles Transversales y Estratigráficos

En función de topografía, mediante un análisis de pendientes se procede a determinar como muestra algunos perfiles que permiten verificar las pendientes.

Los perfiles ubicados en planta representan al sector de la Forestal 4, después de ocurridos los deslizamientos de los meses de abril-mayo del 2011.

Ilustración 2.19. Perfiles Transversales, Sector de la Forestal

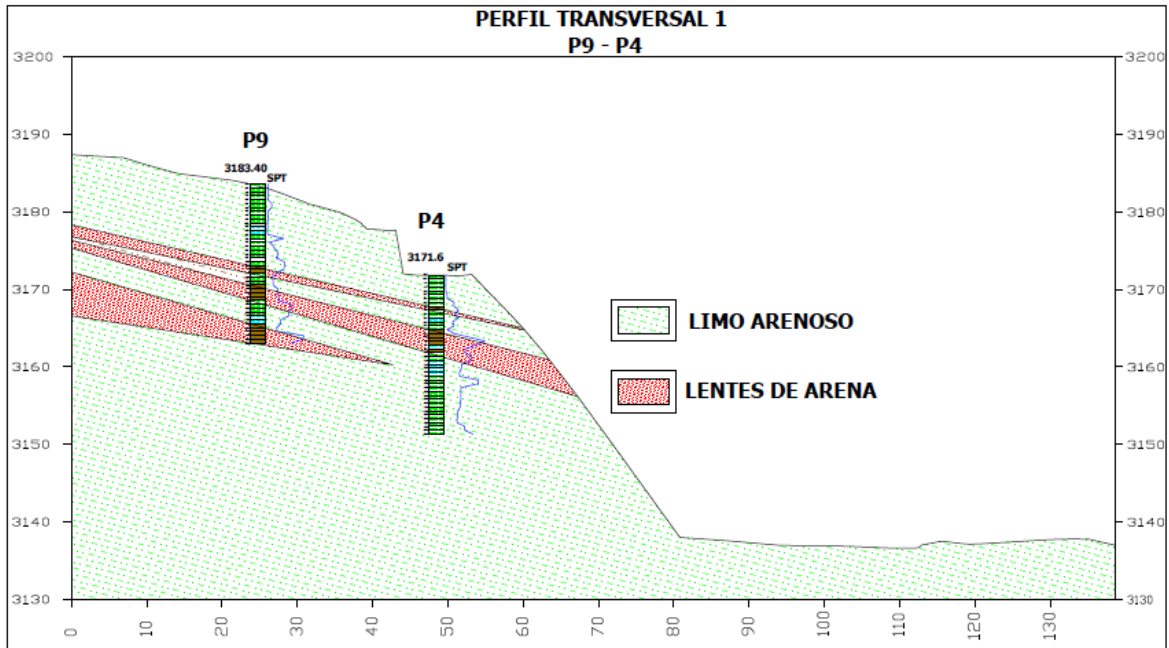


Fuente: Ing. Pfander Cazar, modificada por los autores

El perfil transversal 1, muestra la pendiente más crítica de alrededor de 51° , conformado por un suelo limo arenoso, con ciertas franjas de arena de pómez que terminan con inclinación desfavorable hacia la vía.

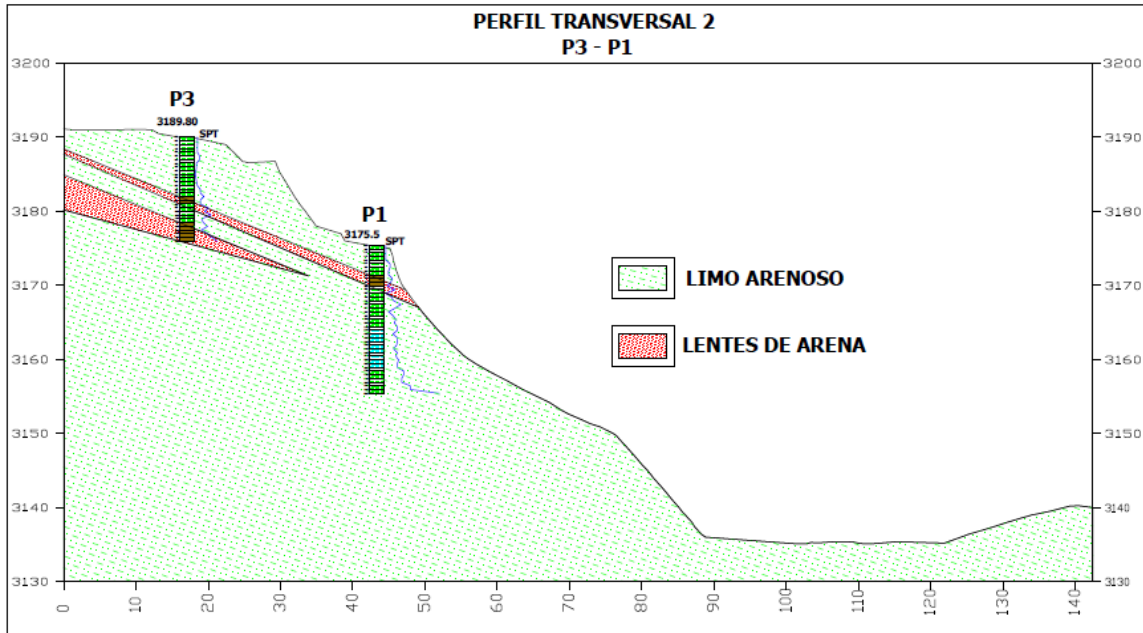
El perfil transversal 2, muestra una pendiente ondulada, con aristas rectas y otras curvas demostrando una falla mayormente traslacional. En el cuerpo del talud, conformado mayoritariamente por limos arenosos, existen lentes de arena que en algunos casos tienen ciertos buzamientos favorables a la dirección de la pendiente del talud.

Ilustración 2.20. Perfil Transversal 1, Abscisa 6 + 810, Sector de la Forestal



Fuente: Ing. Pfander Cazar, modificada por los autores

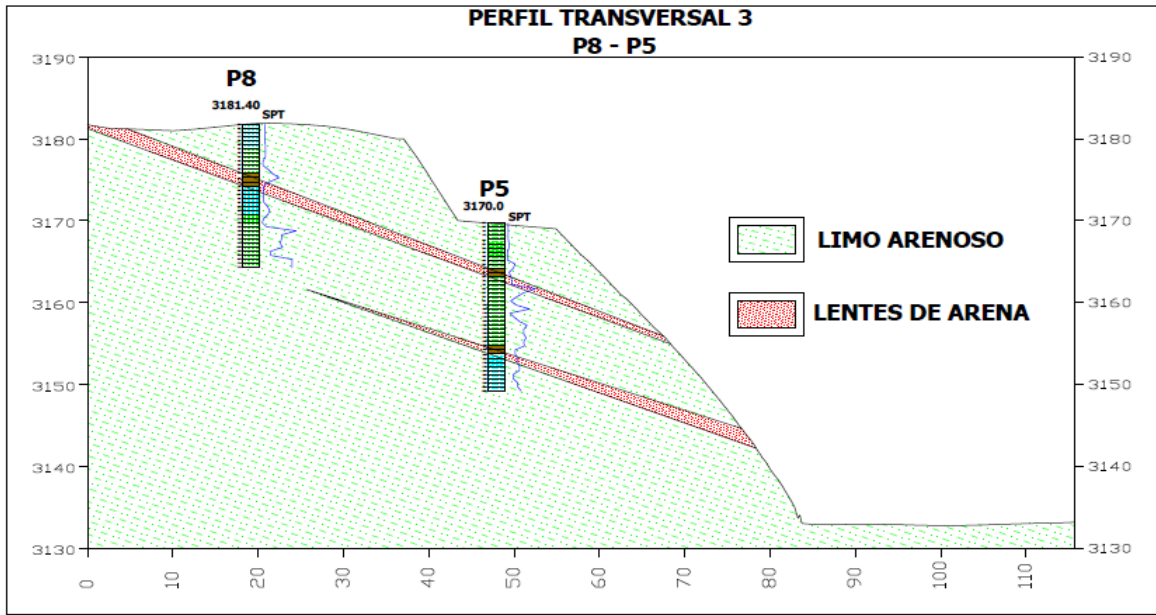
Ilustración 2.21. Perfil Transversal 2, Abscisa 6 + 750, Sector de la Forestal



Fuente: Ing. Pfander Cazar, modificada por los autores

El perfil transversal 3, muestra una pendiente en condiciones actuales de 49°, con ciertas franjas de arena de pómez que terminan con inclinación desfavorable hacia la vía.

Ilustración 2.22 . Perfil Transversal 3, Abscisa 6 + 660, Sector de la Forestal

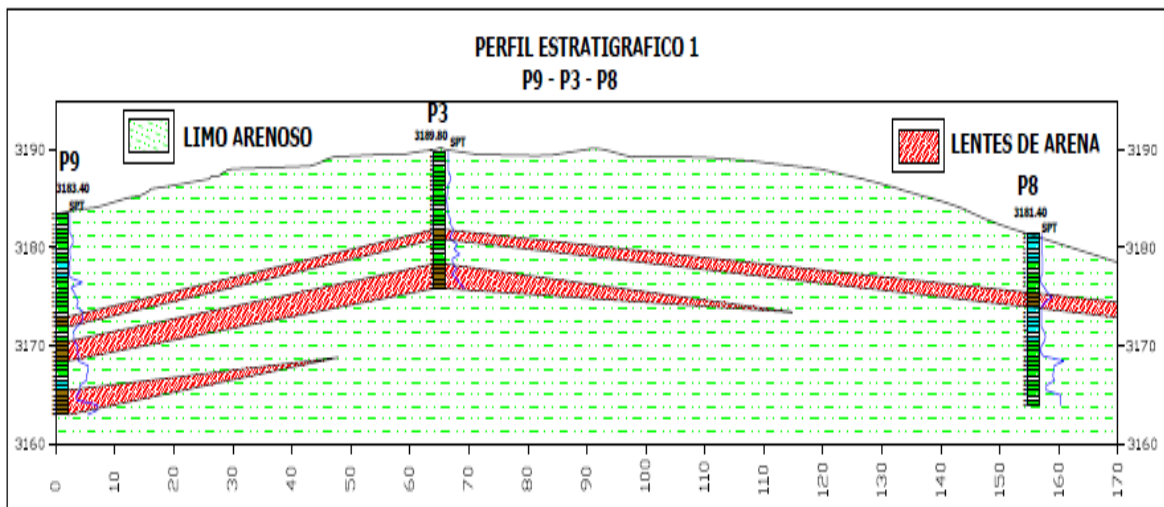


Fuente: Ing. Pfander Cazar, modificada por los autores

2.4.3. Estructuración de la Estratigrafía del subsuelo

De acuerdo a las perforaciones realizadas y al análisis estratigráfico los lentes de arena son franjas continuas, con inclinaciones entre 15 a 25 ° hacia SE, con espesores de 1.0 a 1.50 metros.

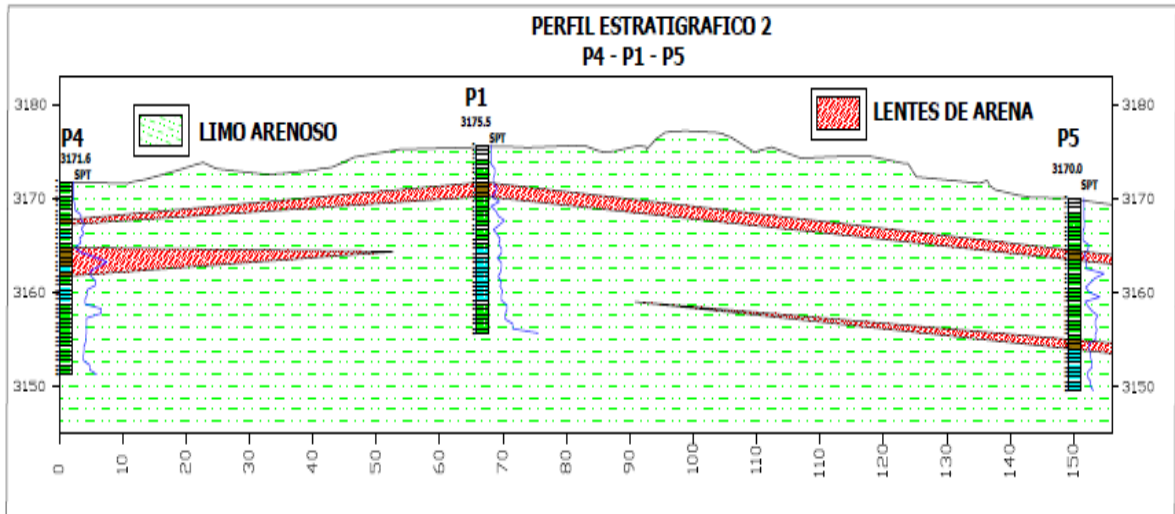
Ilustración 2.23. Perfil estratigráfico 1, Sector de la Forestal



Fuente: Ing. Pfander Cazar, modificada por los autores

Los perfiles también indican que no todos los estratos de arena tienen continuidad y que se relacionan únicamente en sentido NW – SE, sin llegar a aflorar a la superficie de la cara hacia la avenida.

Ilustración 2.24. Perfil estratigráfico 2, Sector de la Forestal



Fuente: Ing. Pfander Cazar, modificada por los autores

CAPÍTULO III. ANALISIS HIDROLÓGICO

- 3.1 Introducción
- 3.2 Metodología
- 3.3 Fundamento Teórico
 - 3.3.1 Régimen de lluvias
 - 3.3.2 Lluvias promedio y máximas anuales
 - 3.3.3 Lluvias acumuladas
 - 3.3.4 Intensidad de lluvia que produce deslizamientos.
 - 3.3.5 Balance hídrico de un talud
 - 3.3.5.1 La evapotranspiración
 - 3.3.5.2 La infiltración
 - 3.3.5.3 La escorrentía
 - 3.3.6 Deslizamientos por saturación y aumento de la presión de poros
 - 3.3.6.1 Humedad del suelo
 - 3.3.6.2 Peso Unitario del suelo
 - 3.3.6.3 Presión de poros en taludes
 - 3.3.6.4 Indicadores de resistencia al corte del suelo
 - 3.3.7 Relación lluvia – estabilidad
 - 3.3.8 Escala de riesgos
 - 3.3.8.1 Riesgo por deslizamiento
 - 3.3.8.2 Riesgo cualitativo
 - 3.3.8.3 Riesgo cuantitativo
 - 3.3.8.4 Probabilidad de riesgo
 - 3.3.8.5 Tiempo de Retorno
- 3.4 Resultados y Análisis

CAPÍTULO III: CARACTERIZACIÓN HIDROLÓGICA

3.1. Introducción

El presente capítulo busca definir la influencia de las precipitaciones como factor aportante o detonante de la inestabilidad de los taludes de la Avenida Simón Bolívar.

Los tramos contenidos entre el desvío a Guajaló hasta la av. Los Granados, son tema de este capítulo.

La lluvia acumulada o en otros casos la intensidad son variables de las que se busca definir la incidencia en la inestabilidad de los taludes.

El agua es el factor que más comúnmente se asocia con las fallas de los taludes, debido a que la mayoría de los deslizamientos ocurren después de las lluvias intensas o durante largos periodos de lluvias, como se demostrará en este capítulo

El factor precipitación al interiorizarse en la masa de suelo, aumenta el peso unitario del suelo y decrementa la resistencia del mismo a través de los indicadores de corte, c y ϕ .

3.2. Metodología

Mediante la investigación de datos de prensa sobre la ocurrencia de eventos de deslizamientos desde el año 1996 hasta el año 2012, en contraste con los datos meteorológicos obtenidos de las estaciones pluviométricas más cercanas, se busca definir la influencia de la lluvia acumulada y de la intensidad en la inestabilidad de taludes.

Con estos resultados mediante la aplicación de la metodología propuesta por Castellanos (1.996) y Castellanos & González (1.996, 1.997) en la que mediante la sistematización pluviométrica diaria y el análisis de frecuencias o probabilidad de ocurrencias por medio de la distribución de Gumbel. Este análisis lo proponen para 1, 5, 10, 15, 20, 25, 30, 45, 60, 75, 90 y 180 días de precipitación acumulada. Con esta metodología se pretende llegar a resultados como las fronteras para la realización de la escala de riesgos, la relación entre la lluvia crítica y la lluvia anual y la relación entre el periodo de retorno para la lluvia detonante y la lluvia crítica.

3.3. Fundamento Teórico

3.3.1. Régimen de lluvias.-

La precipitación es el volumen o altura de agua lluvia que cae sobre un área en un periodo de tiempo, la cual tiene una influencia directa en la infiltración y en el régimen de agua subterránea, y a su vez afecta de los taludes o laderas.

Cada región posee un sistema de lluvias que se repite en forma similar cada año. Es común encontrar áreas donde ocurren dos periodos secos o una sola temporada de lluvias, con un periodo seco.

“El agua que cae sobre un talud, gran parte se infiltra, saturando el suelo, aumentando la presión de poros e induciendo a una disminución de la resistencia al corte, lo cual puede desencadenar en un deslizamiento”. (Jaime Suarez, 1998).

La resistencia al cortante de los suelos consta de tres elementos importantes como son, la cohesión, la fricción y el esfuerzo efectivo.

$$T = c + \sigma' \tan \emptyset$$

Ecuación 3.1

Dónde:

T = resistencia al corte del suelo

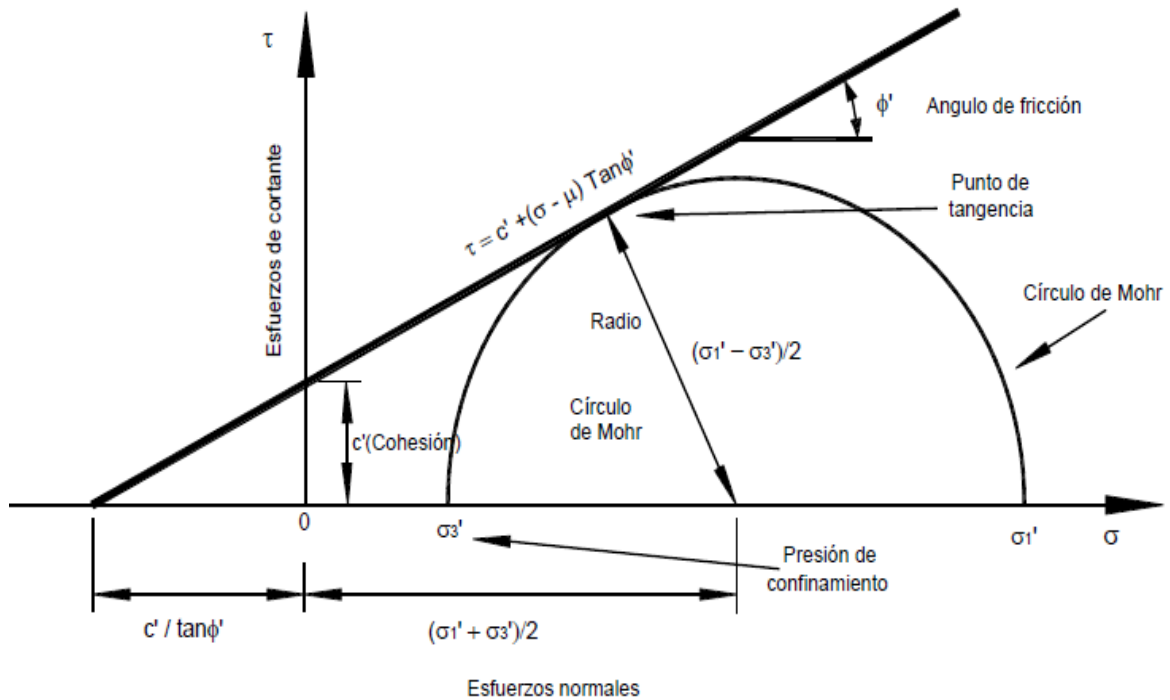
C = cohesión

σ' = esfuerzo efectivo

\emptyset = ángulo de fricción interna del suelo

El esfuerzo efectivo es igual al Esfuerzo total menos la presión de poros, por lo que cuando aumenta la presión de poros disminuye el esfuerzo efectivo y por tanto la resistencia al corte.

Ilustración 3.1. Parámetros que intervienen en la resistencia al corte del suelo



Fuente: Jaime Suarez, 1998

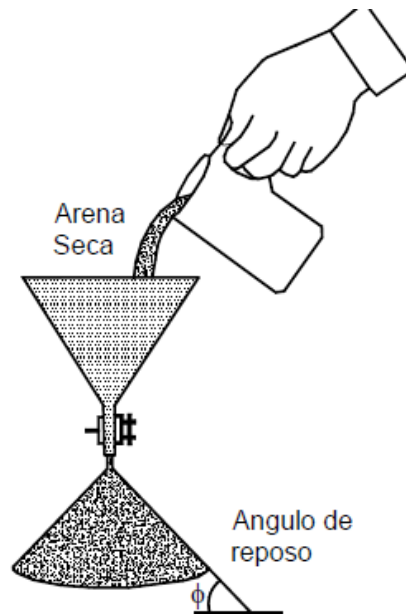
Cohesión.- La cohesión es una medida del grado de cementación o adherencia que hay entre partículas de suelo. La cohesión en la mecánica de suelos, es utilizada para representar la resistencia al cortante producida por la unión entre las partículas. Así mismo existen las teorías que dicen que la cohesión obedece a un tipo de agua semi solidificada que se encuentra muy cercana a la parte solida de la partícula y en otros casos a la presencia de material calcáreo que funciona como material cementante entre partículas.

Ángulo de Fricción.- El ángulo de fricción es la representación rozamiento que existe entre elementos o partículas

$$\text{Coeficiente de rozamiento} = \tan \phi$$

El ángulo de fricción en suelos granulares secos coincide con el ángulo de reposo (Grafico 3.2). Todos los suelos poseen fricción. Sin embargo, a los suelos arcillosos con fricción muy baja o despreciable, se les denomina suelos cohesivos: $\phi = 0$.

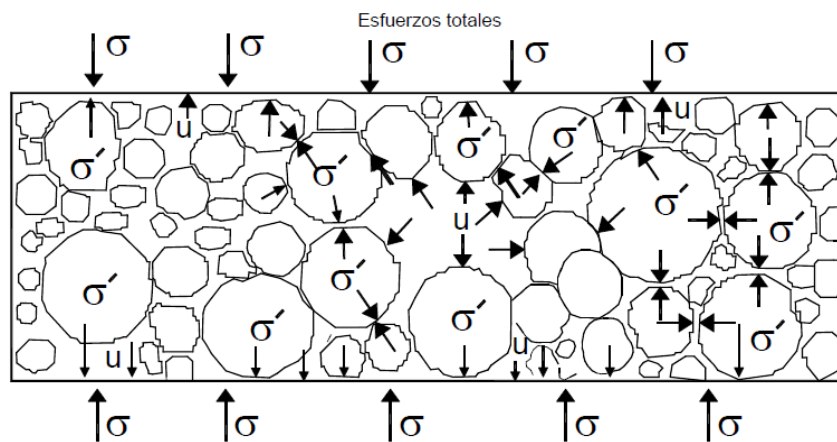
Ilustración 3.2. Angulo de reposo en arenas



Fuente Jaime Suarez, 1998

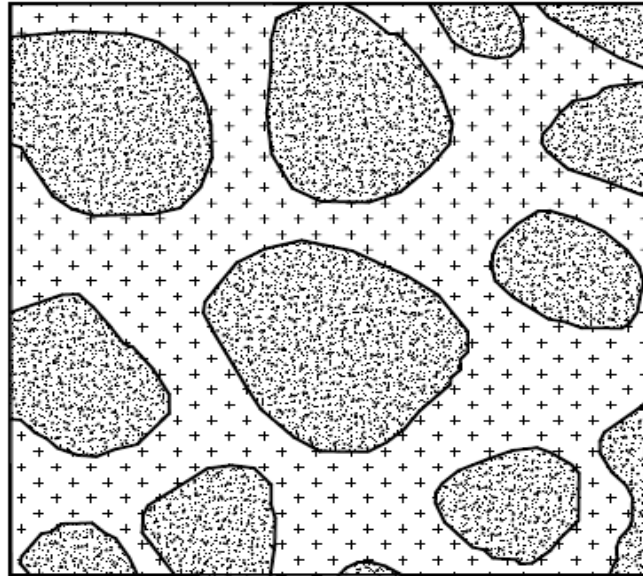
Presión de Poros.- En general, la presión de poros consiste en la presión en el agua dentro de los poros del suelo y se identifica con la letra “ μ ”. La presión de poros disminuye los esfuerzos normales efectivos entre las partículas, trata de separarlas y disminuye la resistencia a la fricción. Al colocar una carga se puede producir un cambio en la presión de poros que se denomina como $\Delta\mu$ (exceso de presión de poros) o deficiencia de presión de poros inducidos por las condiciones de carga. (Jaime Suarez, 1998).

Ilustración 3.3. Esfuerzos efectivos y totales



Fuente Jaime Suarez, 1998

Ilustración 3.4. Demostración de la actuación de la presión de poros



Fuente Jaime Suarez, 1998

3.3.2. Lluvias promedio y máximas anuales.

Las lluvias medias anuales son el resultado del promedio aritmético de las precipitaciones anuales de una serie histórica comprendida. Las máximas anuales son aquellas obtenidas de una serie histórica registradas con la mayor lluvia medida en cada mes contenido en un año.

Generalmente las áreas de mayor precipitación promedio anual presentan mayores problemas de estabilidad de laderas, acuíferos colgados con mayores caudales de flujo subterráneo y materiales más meteorizados.

“Guidicini y Iwasa (1977), determinaron en Brasil que cuando la lluvia total de un evento excede el 12% de la lluvia promedio anual, existe una probabilidad alta de ocurrencia de deslizamientos, independientemente de la lluvia antecedente; y cuando la lluvia se encuentran entre el 8% y el 12%, depende de la lluvia antecedente.

En Suráfrica, las investigaciones realizadas por Bell y Maud (2000), muestran que cuando el evento lluvioso alcanza el 12% de la lluvia promedio anual, existe una probabilidad alta de que ocurran deslizamientos; cuando alcanza el 16%, ocurren deslizamientos importantes y cuando alcanza el 20%, se presentan deslizamientos catastróficos” Jaime Suarez, (1998).

3.3.3. Lluvias acumuladas.

Representan la acumulación de lluvias medidas en un periodo de análisis. La ocurrencia de lluvias, durante varios días consecutivos o con pocos días de diferencias, pueden producir fenómenos de acumulación de agua subterránea, debido a que el talud no ha drenado el agua infiltrada de una lluvia, cuando ocurre la siguiente y se produce un fenómeno de acumulación progresiva y ascenso del nivel freático así como el aumento del peso unitario.

En cada parte del mundo los efectos son diferentes. En British Columbia (Canadá) Church y Miles (1987) encontraron que una lluvia antecedente en 24 horas de 50 a 150 mm no es suficiente criterio y que el más importante factor es la intensidad de la lluvia superior a 20 mm/hora. Este es el caso de los rellenos, los cuales son muy susceptibles a fallar en el caso de las lluvias de gran intensidad.

La lluvia acumulada o de larga duración, también denominada en Castellanos (1.996) como lluvia crítica. Esta lluvia se evalúa como la resultante de la precipitación acumulada durante los últimos ciento ochenta días anteriores a la ocurrencia del deslizamiento.

3.3.4. Intensidad de lluvia que produce deslizamientos.

Se conoce como intensidad a la cantidad de agua precipitada en un intervalo de tiempo dado y a la duración como el periodo entre el inicio y la terminación de una lluvia.

La lluvia evento o de corta duración se define como la precipitación registrada durante las veinticuatro horas anteriores a la ocurrencia del deslizamiento.

En estudios realizados en puerto Rico, (Larsen y Simmon, 1992), se encontró que la intensidad de lluvia I (mm/h) que produce deslizamiento depende de la duración de la lluvia D (horas), de acuerdo a la siguiente expresión:

$$I = 91.46 D^{-0.8}$$

Ecuación 3.2

De acuerdo con estas investigaciones, en tormentas que tienen duraciones de hasta 10 horas, los deslizamientos no ocurren hasta que la intensidad alcanza valores tan altos como hasta tres veces la intensidad reportada para producir deslizamientos en áreas no tropicales.

El tiempo que se requiere para que una lluvia produzca un deslizamiento es mayor en una arcilla que en una arena (Alonso 1995), esto se debe a que los suelos arcillosos tienen un coeficiente de permeabilidad menor que una arena, lo que hace que las arcillas sean casi impermeables, impidiendo que el agua lluvia se infiltre con facilidad, al contrario en las arenas al ser muy permeables el agua penetra en poco tiempo.

3.3.5. Balance hídrico de un talud

Se conoce que parte de la lluvia se infiltra y otra parte corre por la superficie como escorrentía. La lluvia que se infiltra en el talud es aquella que causa inestabilidad debido al aumento de peso en el cuerpo del talud y a la reducción de los parámetros resistentes. El balance hídrico de un área de captación puede definirse por la siguiente ecuación:

$$\text{Precipitación} = \text{Evapotranspiración} + \text{Escorrentía} + \text{Flujo Subterráneo} + \text{Cambio de Humedad en el Suelo} + \text{Acumulación en los acuíferos.}$$

(Jaime Suarez, 1998).

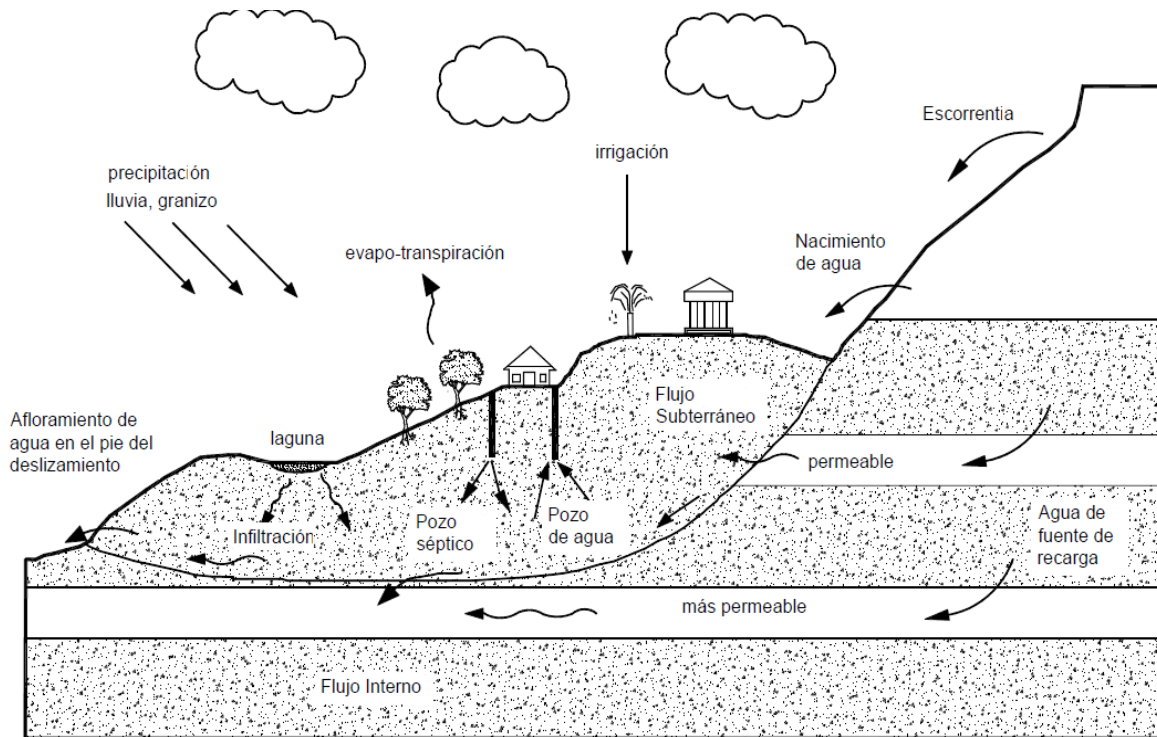
Los métodos y modelos hidrológicos son varios para la determinación de los parámetros componentes de esta ecuación y todos representan algún grado de incertidumbre en el cálculo.

El sistema se hace complejo, al conocer que la respuesta del régimen de aguas subterráneas a las lluvias es diferente de acuerdo al talud, la formación geológica y las características ambientales.

Jaime Suarez (1998), indica que “tenemos una respuesta inmediata a la lluvia por infiltración en las zonas cercanas al talud y una respuesta regional por las lluvias infiltradas en todo el área de referencia alrededor del talud.

En ocasiones, la respuesta regional puede tomar varios meses en presentarse, debido al recorrido que el agua realiza desde el sitio de infiltración.

Ilustración 3.5. Balance hídrico de un talud



Fuente: Jaime Suarez (1998)

El flujo subterráneo y los cambios en la cantidad de agua acumulada son críticos para la estabilidad de un talud, debido a que ellos controlan el balance hidrológico que puede alterar el grado de saturación, la elevación del nivel freático, el aumento de la presión de poros y la disminución de la resistencia al corte del suelo”

Infiltración de cuerpos de agua.

Sobre los taludes pueden existir sitios puntuales de infiltración de agua, debido a la existencia de obras civiles permeables como son cisternas, piscinas, pozos sépticos, reservorios, depresiones topográficas y zonas de pendiente muy suave. La localización de estos aportes de agua es importante para analizar las condiciones de estabilidad de un talud ya que influye al definir el peso sobre la masa a deslizarse y en la determinación de las características geomecánicas.

3.3.5.1. La evapotranspiración

La evapotranspiración es la combinación de evaporación desde la superficie del suelo y la transpiración de la vegetación.

Los mismos factores que dominan la evaporación desde una superficie de agua abierta también dominan la evapotranspiración, los cuales son: el suministro de energía y el transporte de vapor. Además el suministro de humedad a la superficie de evaporación es un tercer factor que se debe tener en cuenta. Los modelos que permiten calcular este parámetro coinciden con este concepto, ya que depende de la temperatura, la insolación, la humedad relativa y la velocidad del viento.

La fórmula de Hargreaves (Hargreaves y Samani, 1985), para evaluar la evapotranspiración potencial requiere solamente datos de temperatura y radiación solar. La expresión general es la siguiente:

$$E_{To} = (0.035 T_{med} + 17.78R_s) \quad \text{Ecuación 3.3}$$

Dónde:

E_{To} = evapotranspiración potencial diaria, mm/día

T_{med} = temperatura media, °C

R_s = radiación solar incidente, convertida en mm/día

3.3.5.2. La infiltración

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.

“La medición de infiltración se la hace utilizando un infiltrómetro de anillo metálico de aproximadamente dos pies de diámetro (61cm) que se entierra en el suelo, el agua se coloca dentro del anillo y sus niveles se registran a intervalos regulares de tiempo a medida que recade. Esto permite la construcción de la curva de infiltración acumulada y a partir de esto puede calcularse la tasa de infiltración como función del tiempo”. (Chow, 1994).

Ilustración 3.6. Infiltrómetro fabricado, de 500mm de diámetro.



Fuente: Los autores

3.3.5.3. La Escorrentía

La escorrentía es aquella agua precipitada que corre por la superficie por las zonas de mayor gradiente. En otro contexto es necesario estimar el caudal de escorrentía que podría infiltrarse para el diseño de obras de drenaje superficial en los taludes. La ecuación de balance hídrico permite definir a los geotécnicos que la mejor forma de prevenir la inestabilidad de taludes es aumentando la escorrentía para disminuir la infiltración, lo cual da fundamento a la mayoría de obras civiles de protección de taludes. La ecuación que permite calcular el caudal es la conocida hidrológicamente como fórmula racional.

$$Q = CiA/3\ 600$$

Ecuación 3.4

Dónde:

Q = Caudal recolectado (litros/seg.)

C = Coeficiente de escorrentía.

i = Intensidad de Lluvia de diseño (mm/hora, la cual depende del tiempo de concentración.

A = Area a drenar (m²).

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

El tiempo de concentración puede calcularse utilizando la ecuación modificada de Bransby - Williams:

$$t = 0.14464 * (L / (H^{0.2} * A^{0.1})) \quad \text{Ecuación 3.5}$$

Dónde:

t = Tiempo de concentración (min.)

H = Caída promedio (metros por cien metros) desde la parte más alta del área a drenar hasta el punto de diseño.

L = Distancia en metros medida sobre la línea natural de flujo entre el punto de diseño y el punto de drenaje que toma el tiempo más largo en llegar a la sección de diseño.

A = Área de drenaje (m^2).

3.3.6. Deslizamientos por saturación y aumento de presión de poros.

3.3.6.1. Humedad del suelo

Ruth Mayorga (2003), explica que de acuerdo a Castellanos y Gonzales (1997). “El aumento de humedad elimina las tensiones capilares y las presiones de poros negativas; y todas las componentes del agua precipitada sobre la ladera aumentan el peso de la masa, favoreciendo de esta manera la ocurrencia de movimientos.

Según lo anterior, si el factor causante de los deslizamientos es la precipitación, la cantidad e intensidad necesarias para que ocurra el movimiento depende en cada caso de las condiciones iniciales de la humedad y del nivel freático de la zona, los cuales están claramente relacionadas con las lluvias precedentes”.

3.3.6.2. Peso unitario del suelo

La presencia de humedad aumenta la densidad o peso de los materiales del suelo. Al aumentar el peso, se aumentan los esfuerzos de corte y se disminuye el factor de seguridad de los deslizamientos.

De la mecánica de suelos se conoce que el menor peso unitario del suelo se lo obtiene cuando está seco y el mayor cuando está saturado, esto implica que la masa deslizante aumenta en temporada de lluvias ya que se acumula agua entre los vacíos.

Visto de otra forma la estabilidad de un talud depende de la relación entre fuerzas resistentes y las fuerzas deslizantes, y se llega al factor de seguridad crítico cuando estas se igualan. El peso unitario influye, ya que es parte de las fuerzas deslizantes, por lo que si este aumenta, la estabilidad disminuye hasta llegar al colapso.

En términos numéricos el factor de seguridad debe ser mayor a uno para que se encuentre estable, por lo que un valor de 1.5 es aceptable.

En la siguiente ecuación denominada de Fellenius (dovelas), se puede observar la influencia del peso.

$$F.S. = \frac{\sum [C' \Delta l + (W \cos \alpha - u \Delta l \cos^2 \alpha) \tan \phi']}{\sum W \sin \alpha} \quad \text{Ecuación 3.6}$$

Dónde:

α = Ángulo del radio del círculo de falla con la vertical bajo el centroide en cada dovela.

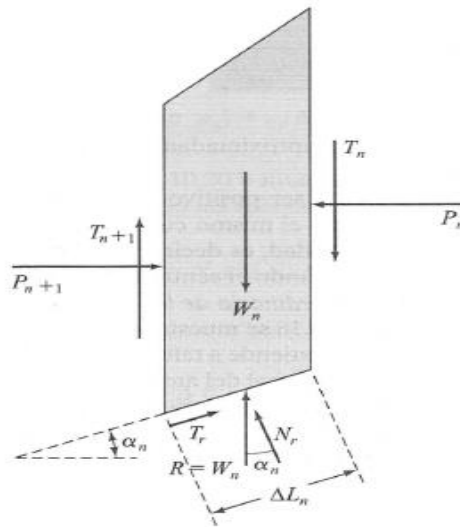
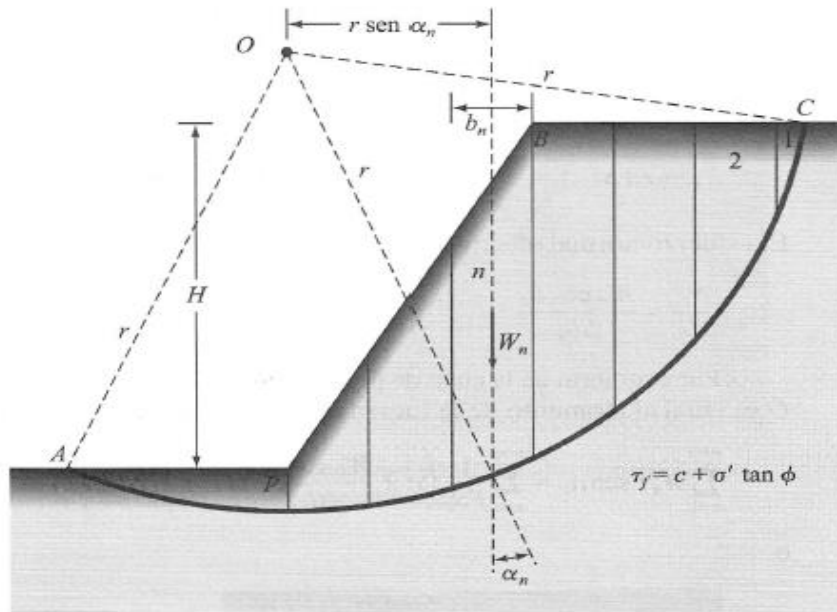
W = Peso total de cada dovela.

u = Presión de poros = $\gamma_w \cdot h_w$

Δl = longitud del arco de círculo en la base de la dovela.

C' , ϕ' = Parámetros de resistencia del suelo.

Ilustración 3.7. Fuerzas actuantes sobre una dovela



Fuente: Braja Das (1984)

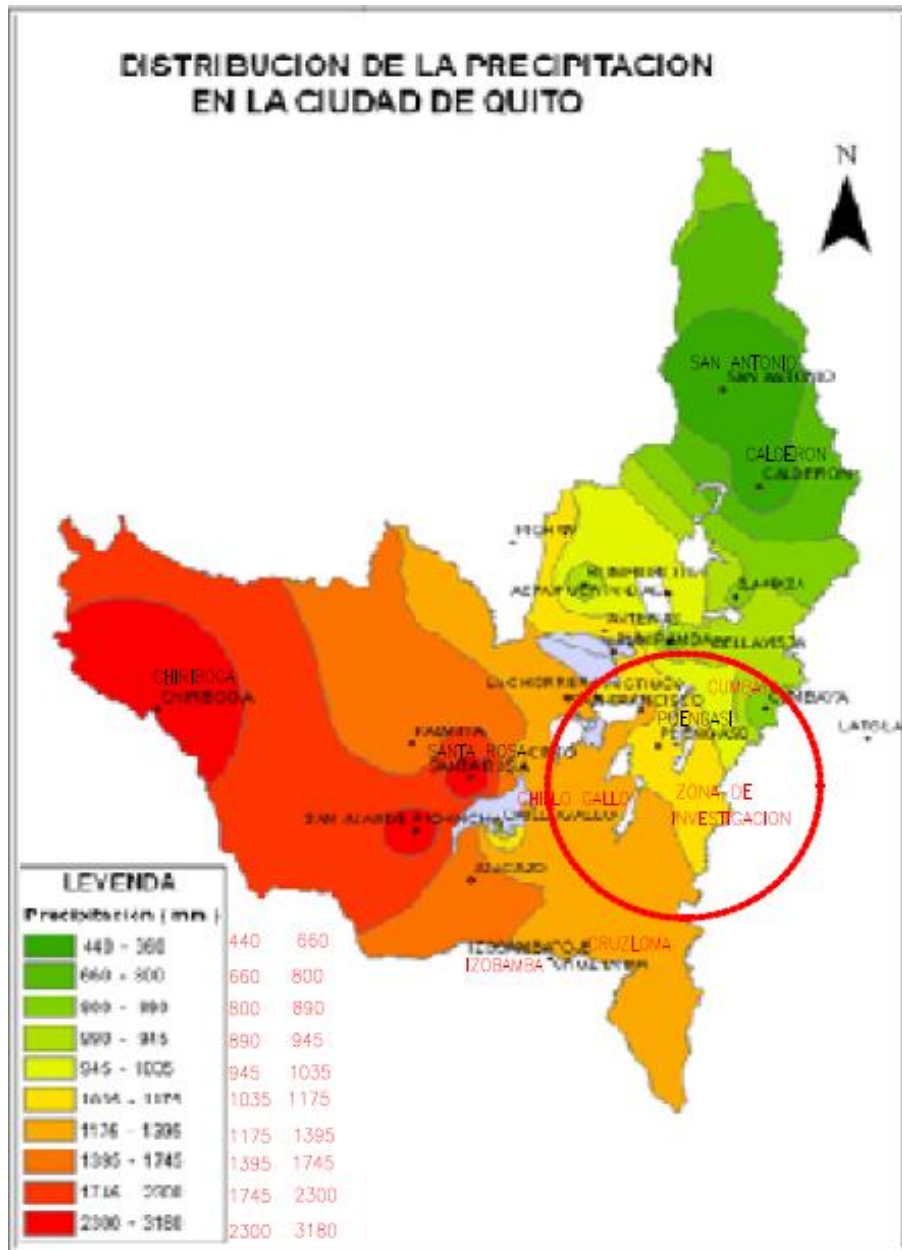
3.3.7. Relación lluvia – estabilidad

3.3.7.1. Selección de la Estación Representativa al Sitio de Investigación.

En el Estudio Meteorológico – Climatológico e Hidrológico de la zona de influencia del Metro de Quito. Informe preliminar. Enero, 2012, el cual demuestra que la Estación Inhami receipta menos lluvia, al contrario de la Estación Izobamba con la mayor lluvia, manteniendo el mismo sistema de lluvias en el tiempo, es decir las mayores lluvias se producen entre octubre y mayo alcanzando los picos en el mes de abril.

De acuerdo al análisis del estudio mencionado se presentan varias zonas de influencia de las estaciones en las que involucraría un decremento de lluvia de Sur a Norte, tal como se muestra el siguiente mapa (ilustración 3.8).

Ilustración 3.8. Representatividad de las Estaciones Pluviométricas del DMQ



Fuente: Carlos Gutiérrez Caiza Modificada por los Autores

El área de investigación de la presente tesis se desarrolla en su mayor parte hacia el sector Sur – Oriental de Quito, y las estaciones más cercanas son las siguientes:

Cuadro 3.1. Estaciones Pluviométricas Cercanas al Distrito Metropolitano de Quito

Nº	Código	Estación	Registro de precipitación	Nº años	Coordenadas		Elevación msnm
					E	N	
1	M003	Izobamba	1964-2010	43	772361.5973	9959896.0400	3.058
2	M024	Iñaquito-INAMHI	1975-2010	36	780131.4716	9981253.0940	2.789
3	M055	Quito Aeropuerto	1958-2008	51	779946.2204	9984510.7731	2.794
4	M335	La Chorrera	1982-2010	28	774376.196	9976889.97	3.165

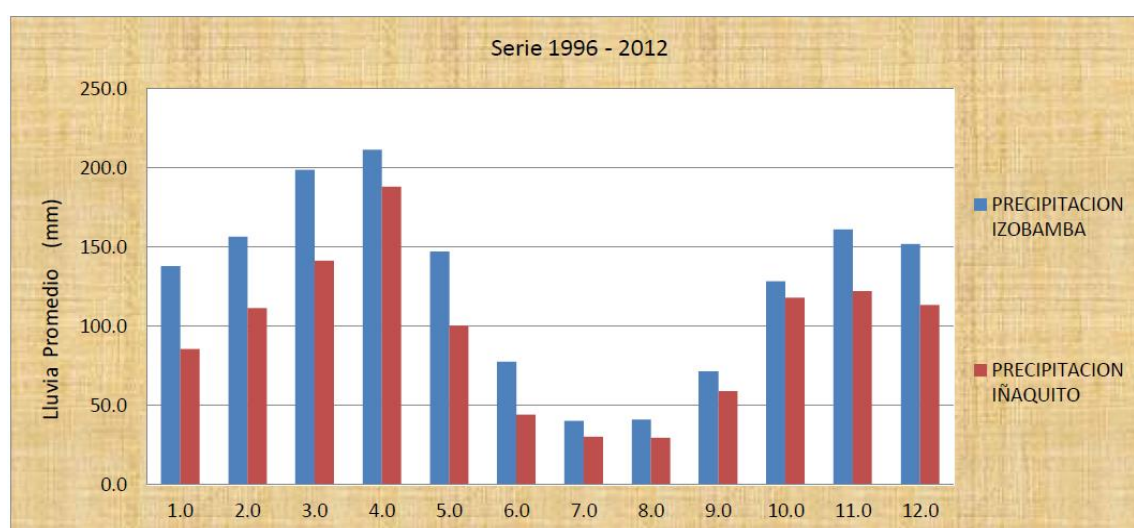
Fuente: Carlos Gutiérrez Caiza

Ubicación de Las estaciones extremas Norte y Sur de Quito

Del estudio Meteorológico – Climatológico e Hidrológico de la zona de influencia del Metro de Quito, se concluye que:

Las precipitaciones de la estación Izobamba que se encuentra ubicada en la zona Sur del Distrito Metropolitano de Quito, hay mayor precipitación que en la estación Iñaquito, estación que se encuentra en la parte Centro Norte del DMQ

Ilustración 3.9. Comparación de precipitaciones entre Izobamba e Iñaquito



Fuente: Los Autores, datos meteorológicos del INAMHI

Los estudios de distribución de lluvias resaltan la influencia del efecto invernadero dentro del DMQ, demostrándose en lluvias convectivas, lo que influencia los datos obtenidos por la Estación Iñaquito, por otro lado los mapas de influencia de la estaciones se fundamentan en las cotas, considerando como regla general que a mas altura mayor lluvia, por lo que conlleva a elegir la estación más fiable para nuestra investigación la estación Izobamba, (M003)

3.3.7.2. La Lluvia y los deslizamientos

En algunos deslizamientos, la lluvia acumulada durante todo el año o toda la temporada lluviosa, es la determinante más importante.

Según Nearly y Swift (1987), cuando la intensidad pico horaria tiene un bajo período de retorno, la ocurrencia de deslizamientos está determinada principalmente por la lluvia acumulada del período lluvioso y no por la lluvia antecedente. Wieckzorek (1987) reporta para San Francisco (California) que la lluvia antecedente es un factor importante para la estabilidad de los taludes en los suelos con baja conductividad hidráulica (permeabilidad) y la intensidad de la lluvia no es un factor determinante. Suarez (2009).

En la tesis de Ruth Mayorga (2003) se menciona que de acuerdo con los estudios de la Japanese Geotechnical Society (1.997) y D'Orsi y otros. (1.987), en la metodología para determinar la relación entre la precipitación y los deslizamientos, consideran que existen dos tipos de efectos principales de la precipitación. “El efecto acumulativo de la lluvia o precipitación de largo plazo y el efecto inmediato de la lluvia o precipitación de corto plazo, la cual se presenta justo antes de la ocurrencia del deslizamiento”.

Esto conlleva a realizar el análisis de las lluvias acumuladas así como de las lluvias previas al evento, para definir en este caso cuál es su influencia en los deslizamientos.

En la presente investigación se pudo constatar que las lluvias acumuladas son determinantes en la detonación de deslizamientos, ya que las lluvias máximas en 24 horas se dieron varios días atrás al día del evento.

3.3.8. Escala de riesgos

El riesgo está definido como el producto de la amenaza (lluvia) por la vulnerabilidad (suelo) por los costos. El riesgo puede ser calificado de forma cualitativa como riesgo bajo, medio o alto o desde el punto de vista económico como riesgo tolerable, marginalmente aceptable o inaceptable.

La definición de riesgo fue establecida por Varnes en 1984 y ratificada por Undro en 1991, aunque en algunos casos presenta dificultades para ser aplicada es la más reconocida y mundialmente aceptada. Para facilitar su aplicación en ocasiones se le plantean variaciones simples que no van en contra de la definición conceptual.

$$\mathbf{RIESGO = AMENAZA \times VULNERABILIDAD \times COSTO \text{ (Elemento Expuesto)}} \quad \text{Ecuación 3.7}$$

La dificultad para estimar el riesgo es la calificación, ya que resulta relativo entre empresas o personas, por esta razón es común observar que al riesgo no se le asigne un valor económico.

Un ejemplo práctico es el propuesto por Sánchez y Urrego en el que se pone en consideración la calificación relativa de la pérdida de un ser humano familiar contra varias que no tengan relación, en verdad la calificación va ser diferente, es por esto que normalmente a la vida y desde el punto de vista moral no se la da un valor económico.

Para el caso de la Av. Simón Bolívar en el tramo en consideración se prevé realizar el análisis desde dos puntos de vista, el cualitativo y el cuantitativo

3.3.8.1. Riesgo Cualitativo

Consiste en evaluar cuál es el impacto y la probabilidad de cada uno de los riesgos identificados, suele ser la base para una posible calificación cuantitativa

3.3.8.2. Riesgo Cuantitativo

En la presente investigación se relaciona la probabilidad de excedencia de la lluvia con la cantidad de precipitación acumulada para 30, 60, 90 y 180 días. Por otro lado se buscará identificar si hay relación entre la máxima precipitación previa al evento y la lluvia crítica.

Con aquellos resultados que guarde mayor relación, se propondrá la escala de riesgo comparando con los valores determinados por Hungr (1997), los cuales se muestran en el siguiente cuadro:

Cuadro 3.2. Escala sugerida de probabilidades para magnitud e intensidad de deslizamientos

Término	Rango de Frecuencia (1/año)	Significado
Muy alta probabilidad	$> 1/20$	El deslizamiento puede ser inminente. Los eventos de deslizamiento ocurrirán con un período de retorno de 20 años o menos y dejarían signos claros de perturbación relativamente frescos.
Alta	$1/100 - 1/20$	Debe esperarse que ocurra un deslizamiento dentro del tiempo de vida de una persona o de una estructura típica. Son identificables las perturbaciones, pero no parecen recientes.
Media	$1/500 - 1/100$	La ocurrencia de un deslizamiento en el término de un tiempo de vida no es probable, pero es posible.
Baja	$1/2500 - 1/500$	Una probabilidad anual de $1/2500$ es de significado incierto.
Muy baja	$< 1/2500$	Este límite es comparable con la probabilidad asociada al sismo creíble, máximo que se usa para el diseño de presas en Canadá.

Fuente: Hungr (1997).

3.3.8.3. Probabilidad de riesgo

Es la posibilidad de ocurrencia de ciertos eventos, expresado como cero cuando no hay posibilidad y 1 cuando existe la certeza, esto fundamentado en ciertos resultados específicos.

Existen algunas formas de evaluar los riesgos por deslizamiento en taludes de acuerdo con la probabilidad de ocurrencia, aquí se mencionan tres de ellos por tener la mayor relación de acuerdo a la metodología propuesta.

- a. Mediante datos históricos en el área de estudio o en áreas de características similares.
- b. Relación con la frecuencia e intensidad de los eventos detonantes, por ejemplo lluvias o sismos.
- c. Valoración directa basada en el criterio de un experto.

Con los datos pluviométricos sistematizados, y seleccionados, se realizará el análisis probabilísticos para extraer unas inferencias. En este estudio se realizará un análisis de frecuencias con factores de frecuencia y la magnitud de un evento hidrológico extremo que puede ser representarse como la media μ más una desviación Δx_T .

$$x_T = \mu + \Delta x_T \quad \text{Ecuación 3.8}$$

Esta desviación con respecto a la media puede igualarse al producto de la desviación estándar σ y el factor de frecuencia K_T , este factor es función del periodo de retorno y del tipo de distribución de probabilidad a utilizarse.

$$x_T = \mu + \sigma K_T \quad \text{Ecuación 3.9}$$

La ecuación de factor de frecuencia fue propuesta por Chow (1951), y se aplica a muchas distribuciones de probabilidad utilizadas en el análisis de frecuencia hidrológica.

Distribución Normal.- Esta es una de las distribuciones utilizadas para el análisis de frecuencias y se fundamenta en el factor de frecuencia K_T .

$$K_T = (x_T - \mu) / \sigma \quad \text{Ecuación 3.10}$$

El valor K_T corresponde a una probabilidad de excedencia de p ($p = 1/T$) y puede calcularse mediante un valor de una variable intermedia w .

$$W = (\ln(1/p^2))^{1/2} \text{ para } (0 < p < 0.5) \quad \text{Ecuación 3.11}$$

Z , conocida como variable normal estándar es igual a K_T , donde z , se calcula mediante la siguiente aproximación:

$$Z = W - [(2.515517 + 0.802853 W + 0.010328 W^2) / (1 + 1.432788 W + 0.189269 W^2 + 0.001308 W^3)] \quad \text{Ecuación 3.12}$$

El periodo de retorno (TR) es el tiempo promedio, calculado por métodos estadísticos, al cabo del cual un evento x_i , de determinada magnitud, puede ser igualado o excedido por otro evento. Este es el inverso de la probabilidad de excedencia,

$$TR = 1/p(x > x_i) \quad \text{Ecuación 3.13}$$

La distribución de Gumbel permite encontrar la probabilidad de excedencia o el periodo de retorno para cualquier valor a partir de la serie histórica. Calcula para cada valor de la serie histórica la probabilidad de excedencia utilizando la ecuación de Weibull:

$$\mathbf{TR = N+1/m}$$
Ecuación 3.14

Dónde:

N = al número de valores de la serie histórica, es decir, el número de años de registro para la serie anual,

m = al puesto que ocupa el valor para el cual se calcula el periodo de retorno.

La representación general de la ecuación de Weibull es de la siguiente manera:

$$\mathbf{P(X \geq x_i) = (m-b)/(n+1 +2b)}$$
Ecuación 3.15

Dónde:

b toma algunos valores de acuerdo al autor, por ejemplo Hazen $b = 0.3$, Tuken $b=0.44$ y Blom $b = 3/8$, para nuestro análisis se utilizará Blom.

Mayorga indica que el análisis probabilístico inicia con la elaboración de una curva regresiva de lluvias acumuladas cuyo procedimiento a seguir según Castellanos (1.996); Castellanos & González (1.996, 1.997) y Wieczorek y otros (1.987) es:

- A partir de la serie histórica de la precipitación diaria, asociada al evento, se elabora una serie de sumas acumuladas regresivas iniciando desde el día en que ocurrió el deslizamiento hasta los ciento ochenta días anteriores. Cuando en los días anteriores al evento no llueve, el análisis se realiza a partir del primer día de lluvia anterior al evento. Este desfase entre la lluvia y la ocurrencia del deslizamiento se puede atribuir a un retardo hidrodinámico, es decir, al tiempo requerido para el movimiento del agua dentro de grandes masas de suelo.
- Elaboración de una curva en forma regresiva para el evento. Con base en la serie de sumas acumuladas regresiva anterior y tomando como origen tanto el día en que ocurrió el deslizamiento (t) como su precipitación (mm), se procede a sumar las precipitaciones diarias hasta el día en que no hay lluvia, este resultado se conoce como “umbral de

lluvia”, el cual está dado por los siguientes parámetros: precipitación acumulada (lluvia acumulada) y número de días consecutivos con lluvia (duración). De la curva así construida, se pueden obtener varios umbrales de lluvia, ya que después de un periodo de días con no lluvia, se presenta otro periodo de días con lluvia, generando así otro “umbral de lluvia”, y así sucesivamente. La suma de los umbrales de lluvia produce un umbral de lluvia el cual es el causante de un deslizamiento en un determinado momento.

- Construcción de series acumuladas de precipitación, con respecto a la probabilidad de excedencia para duraciones de 180 días. En función de estas relaciones se obtiene el umbral crítico para cada deslizamiento, considerando como lluvia crítica aquella lluvia acumulada con mayor periodo de retorno, considerando que son aquellas con mayor efecto catastrófico.
- Obtención de series de máximos multianuales. De las series parciales anteriores, se construyen unas nuevas series, tantas como umbrales haya, tomando para ello el valor máximo de cada año.
- Selección del umbral crítico, con base en el periodo de retorno de un evento catastrófico. A partir de las series de máximos y por medio de la distribución de probabilidad de Gumbel, y Weibull se determina el periodo de retorno de un evento extraordinario. Del método de la lluvia crítica se obtienen los umbrales de la lluvia detonante de cada evento. En general se observa que para cada evento existe un mínimo de cuatro y máximo diez umbrales ocurridos durante el periodo de análisis, es decir, durante los ciento ochenta días anteriores al evento.

Según este método, se toma como el umbral de la lluvia acumulada detonante de cada evento (LL_AC), el de mayor periodo de retorno, por ser este el evento el menos frecuente.

Vulnerabilidad

Varnes (1984) fue uno de los primeros autores en introducir el término de vulnerabilidad en sus estudios. Para él, la vulnerabilidad está definida como el grado de daños potenciales que pueden sufrir un elemento o un grupo de estos y los cuales los se expresan entre 0 y 1.

Coburn et al (1991), definen la vulnerabilidad igualmente como el grado de daño causado a un elemento expuesto y está expresado en un rango entre 0 y 1 y depende principalmente

del elemento en riesgo y pueden expresarse como una fracción del número de muertos o heridos del total de una población o como el costo de reparación o el grado de daño físico según una escala apropiada.

Cuadro 3.3. Valores de vulnerabilidad recomendado en Hong Kong (Finlay 1997)

VULNERABILIDAD DE UNA PERSONA EN UN ÁREA ABIERTA			
Caso	Rango de valores históricos	Valor recomendado	Comentarios
1.- Es golpeado por un caído de roca.	0.1 - 0.7	0.5 ⁽¹⁾	Puede ser herido, pero rara vez causa la muerte.
2.- Es sepultado por un flujo de detritos.	0.8 - 1.0	1.0	Muerte por asfixia.
3.- No es sepultado.	0.1 - 0.5	0.1	Alta probabilidad de supervivencia.
Nota: (1) La proximidad de la persona debe considerarse en más detalle.			
VULNERABILIDAD DE LA PERSONA EN UN VEHÍCULO			
1.- Si el vehículo es sepultado o destruido.	0.9 - 1.0	1.0	La muerte es casi segura.
2.- Si el vehículo es dañado solamente.	0.0 - 0.3	0.3	Alta probabilidad de supervivencia.
VULNERABILIDAD DE LA PERSONA EN UN EDIFICIO			
1.- Si el edificio colapsa.	0.9 - 1.0	1.0	La muerte es casi segura.
2.- Si el edificio es inundado con residuos del deslizamiento y la persona sepultada.	0.8 - 1.0	1.0	La muerte es muy probable.
3.- Si el edificio es inundado con residuos del deslizamiento y la persona no es sepultada.	0.0 - 0.5	0.2	Alta probabilidad de supervivencia.
4.- Si los residuos golpean el edificio solamente.	0.0 - 0.1	0.05	Virtualmente no hay peligro ⁽¹⁾ .
Nota: (1) Debe tenerse en cuenta la proximidad de la persona a la parte del edificio afectada por el deslizamiento.			

Fuente: Sánchez y Urrego (2011)

Después de obtener el grado de amenaza se debe calcular el índice de vulnerabilidad para los diferentes elementos expuestos.

Para obtener el índice de vulnerabilidad se decidió trabajar con las funciones definidas por Galli & Guzzetti (2007), para elementos expuestos como construcciones, vías principales y vías secundarias. Guzzetti definió la función de comportamiento a partir de las siguientes ecuaciones:

Vías Principales:

$$V_v = 0.0013A^{0.62}$$

Ecuación 3.16

Vías Secundarias:

$$V_v = 0.0010A^{0.62}$$

Ecuación 3.17

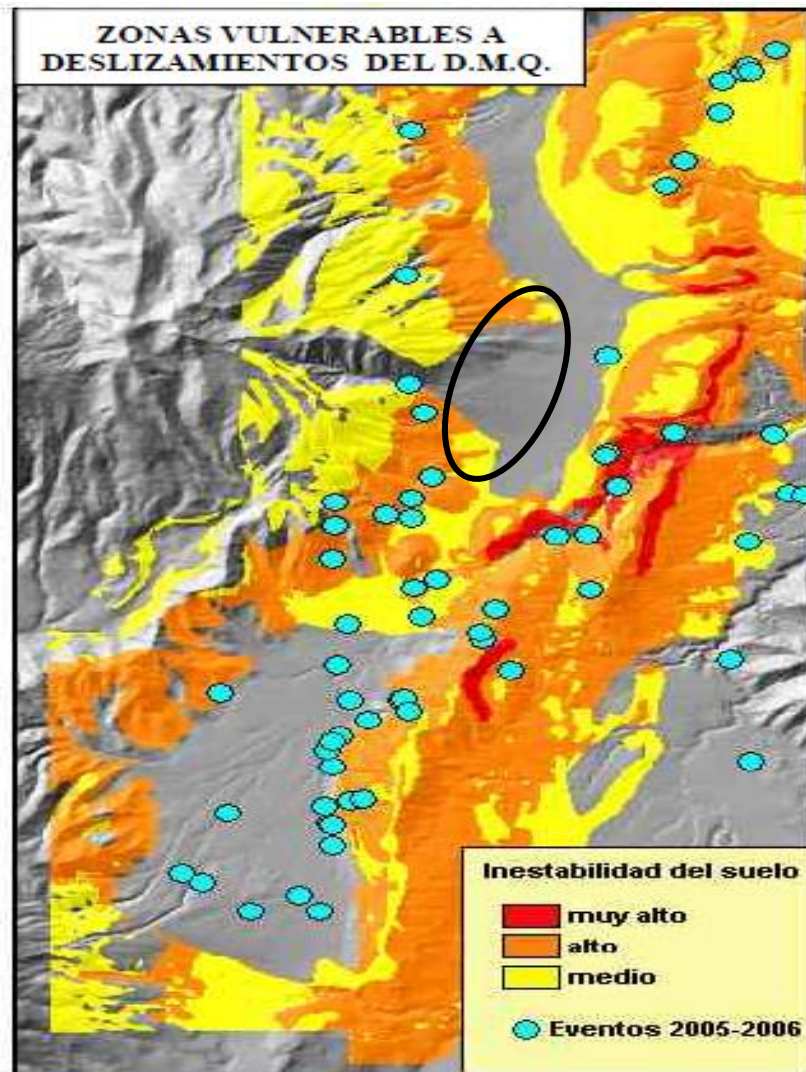
Dónde:

V_v = Índice de vulnerabilidad

A = Área de la zona potencialmente deslizada

Con estas ecuaciones y en relación al área límite obtenida de uno de los deslizamientos grandes, como es el de la Forestal se asignarán valores, obteniendo así el índice.

Ilustración 3.10. Zonas Vulnerables en el Distrito Metropolitano de Quito



Fuente: Plan de Prevención y Control de Riesgos Municipio del DMQ

Patrones de Daño.

Se identificaron tres patrones de daño a partir de las consideraciones realizadas por Guzzeti (2007):

Cosméticos

Son aquellos daños que requieren arreglos menores y que son de tipo netamente operativo. Con base en el índice de vulnerabilidad, estos daños están catalogados en un rango de 0 a 0.2.

Funcionales

Son aquellos daños que causan una reparación del elemento expuesto. Con base en el índice de vulnerabilidad, estos daños están catalogados en un rango de 0.2 a 0.6.

Estructurales

Son aquellos daños que causan una reconstrucción total del elemento expuesto. Con base en el índice de vulnerabilidad, estos daños están catalogados en un rango de 0.6 a 1.0.

Cuadro 3.4. Probabilidad Anual de ocurrencia dado el valor de amenaza

AMENAZA	PROBABILIDAD ANUAL DE OCURRENCIA
Muy Baja	1 / 2500
Baja	1 / 500
Media	1 / 100
Alta	1 / 20
Muy Alta	1 / 10

Fuente: Sánchez y Urrego 2011

3.4. Resultados y Análisis

3.4.1. Régimen de lluvias

Los datos de lluvias se recogen de la estación Izobamba, la cual cuenta con la cantidad de registros pluviométricos necesarios para el análisis de lluvias de varios años, en los que se han producido deslizamientos a lo largo de la Av. Simón Bolívar.

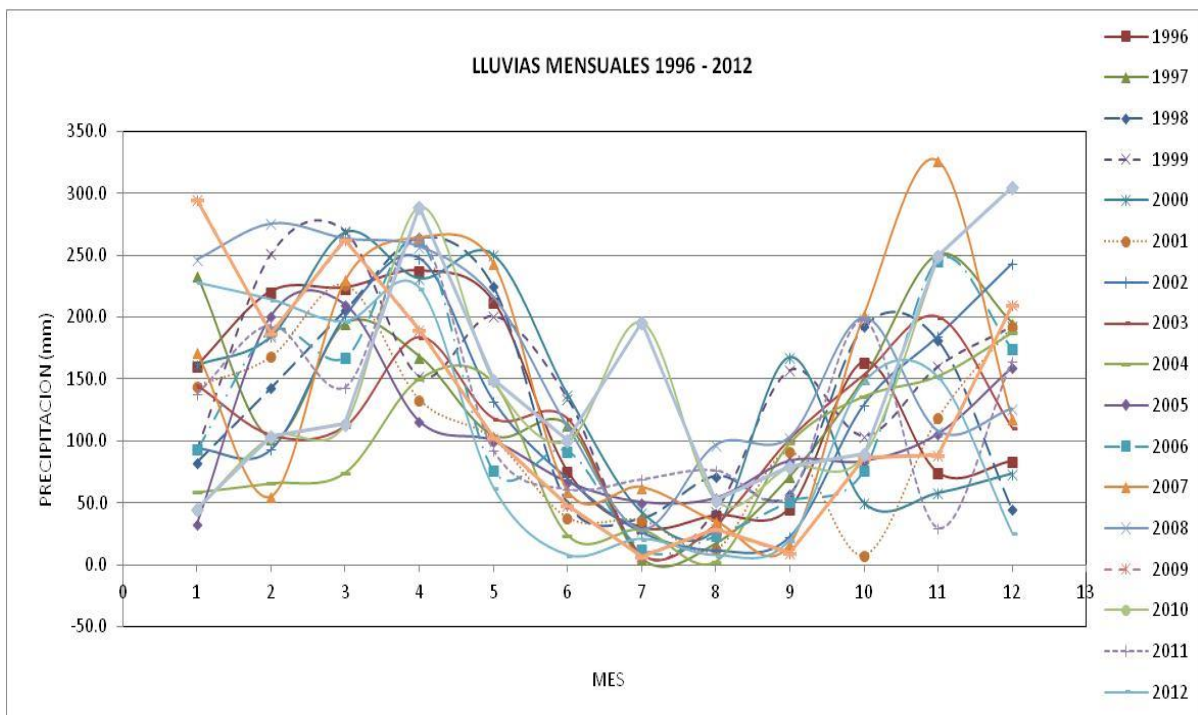
A continuación se presentan los siguientes resultados:

3.4.2. Relación Lluvias - Deslizamientos

Con los resultados de investigaciones de prensa desde el año 1996 hasta el año 2012, se logra recopilar una base de datos de los deslizamientos ocurridos en la Av. Simón Bolívar, desde La Av. Gral. Rumiñahui hasta la Av. Moran Valverde.

Del primer análisis de las precipitaciones obtenidas de la Estación Izobamba, para la serie histórica 1996 a 2012 (Anexo 3.1), se obtiene una familia de curvas que demuestran un comportamiento pluviométrico bimodal, (invierno – verano) denotándose un periodo invernal de 8 meses entre octubre y mayo.

Cuadro 3.5. Relación Lluvia - Numero de Eventos



Fuente: Los Autores, datos obtenidos del INAMHI

Las fechas de ocurrencia de los deslizamientos de mediana y gran connotación, obtenidos por información de prensa (Anexo 3.2), coinciden con el periodo invernal y esencialmente en el mes de abril, mayo y diciembre como se muestra en el cuadro 3.6.

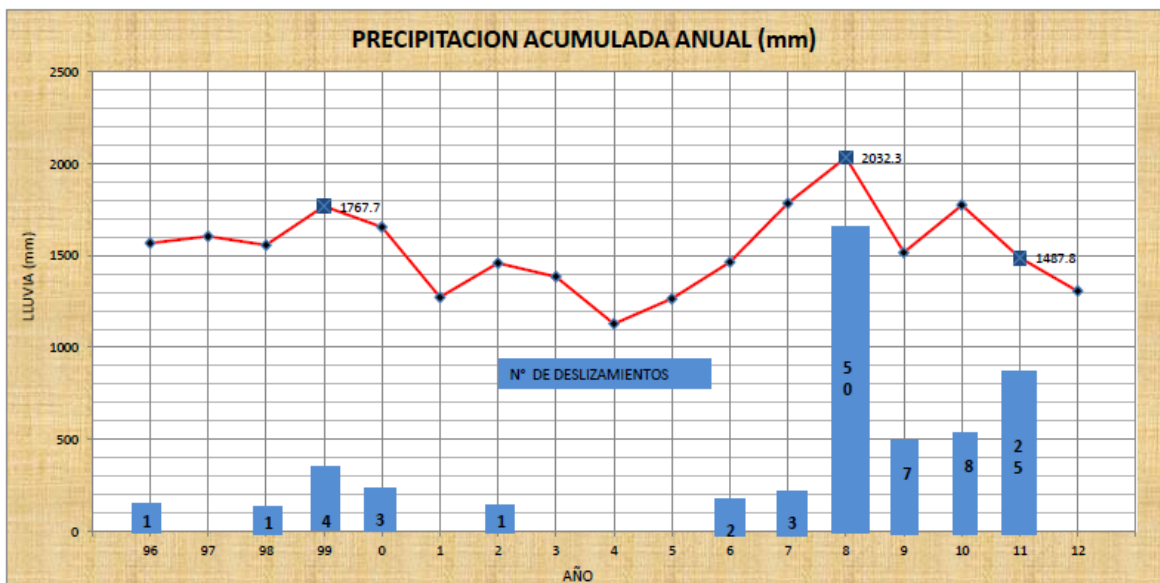
Cuadro 3.6. Relación número de Eventos por mes



Fuente: Los Autores

En el cuadro 3.7, se puede evidenciar una primera relación entre la lluvia y el número de deslizamientos ocurridos, dentro de una serie histórica que va desde el año 1996 hasta el año 2012. Es de notar que el mayor número de deslizamientos ocurren en los años con mayor lluvia acumulada, año 1999 (1767,7 mm), 2008 (2032.3 mm) y 2011(1487.8 mm).

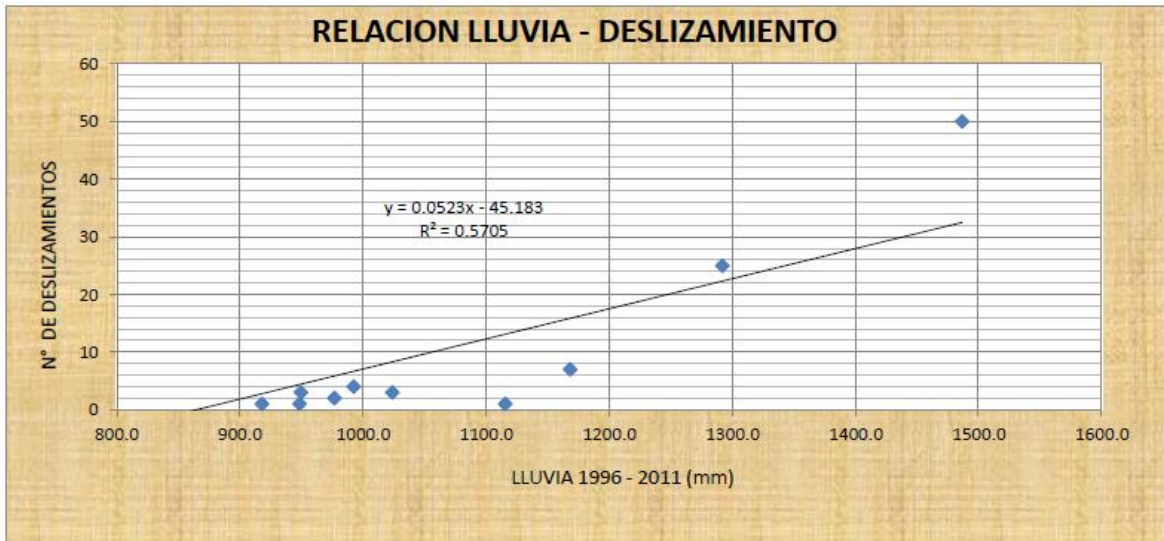
Cuadro 3.7. Relación Lluvia - Número de Eventos



Fuente: Los Autores

A continuación se presenta el cuadro 3.8, donde se observa que hay una buena relación entre la lluvia acumulada correspondiente a 180 días anteriores al evento e y el número de deslizamientos, ($R = 0.75$).

Cuadro 3.8. Relación Lluvia – N° de Deslizamientos.



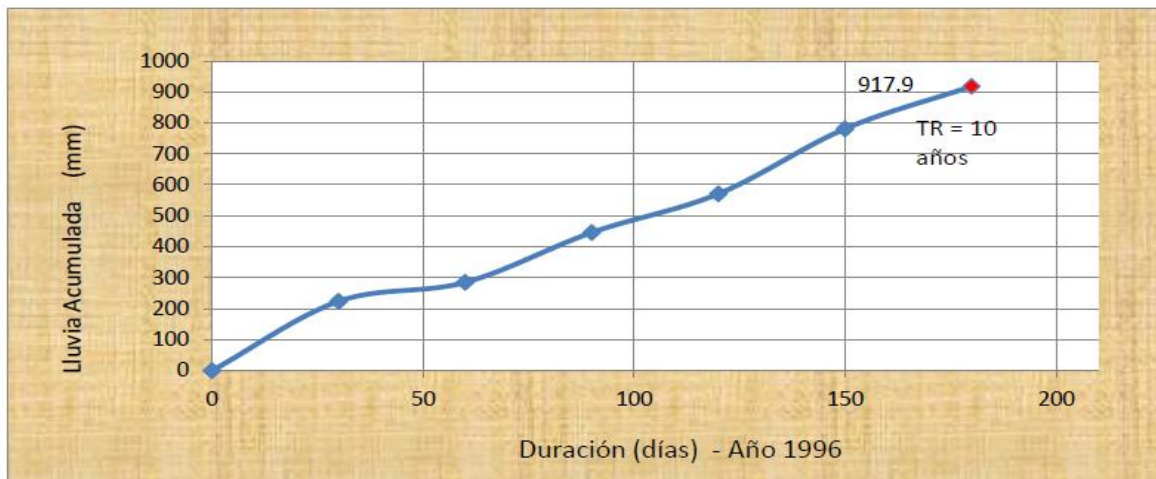
Fuente: Los Autores

3.4.3. Probabilidad de Ocurrencia y Elección de la Lluvia Acumulada Crítica.

En la presente investigación se plantea una metodología de análisis por regresión lineal entre lluvias acumuladas para periodos de 30, 60, 90, 120 y 180 días y la probabilidad de excedencia, considerando como lluvia crítica y duración crítica de cada deslizamiento a la lluvia con mayor periodo de retorno, por ser el más catastrófico.

En los cuadros siguientes se presentan las curvas de lluvia acumulada de 180 días, para los deslizamientos de mayor efecto. Con un análisis probabilístico se determina parámetros como lluvias críticas, probabilidad de excedencia y periodo d retorno.

Cuadro 3.9. Lluvia acumulada para 180 días Año 1996



Fuente: Los autores

Cuadro 3.10. Lluvia acumulada para 180 días Año 1999



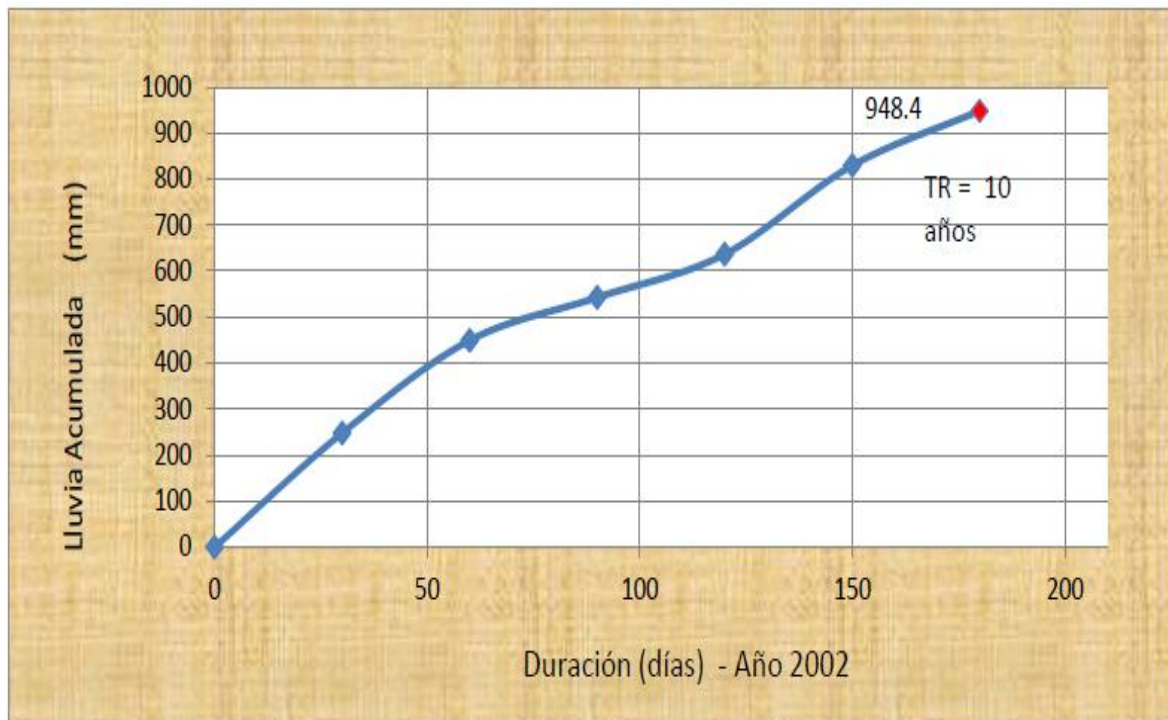
Fuente: Los autores

Cuadro 3.11. Lluvia acumulada para 180 días Año 2000



Fuente: Los autores

Cuadro 3.12. Lluvia acumulada para 180 días Año 2002



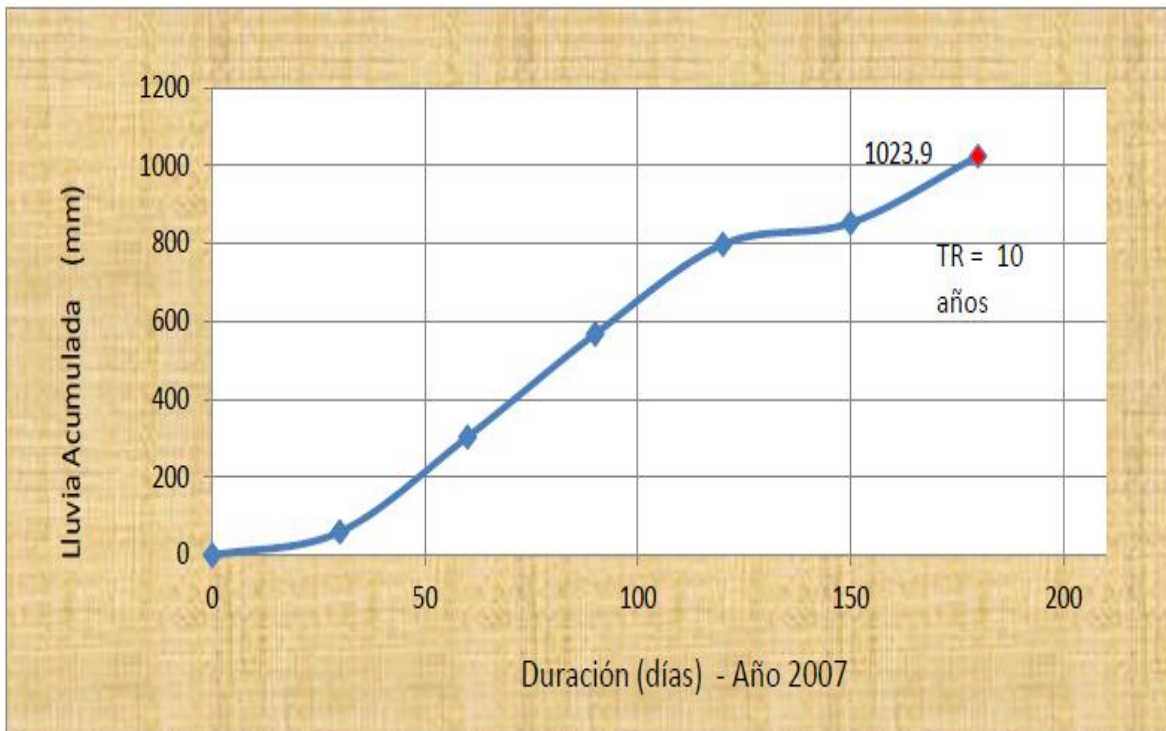
Fuente: Los autores

Cuadro 3.13. Lluvia acumulada para 180 días Año 2006



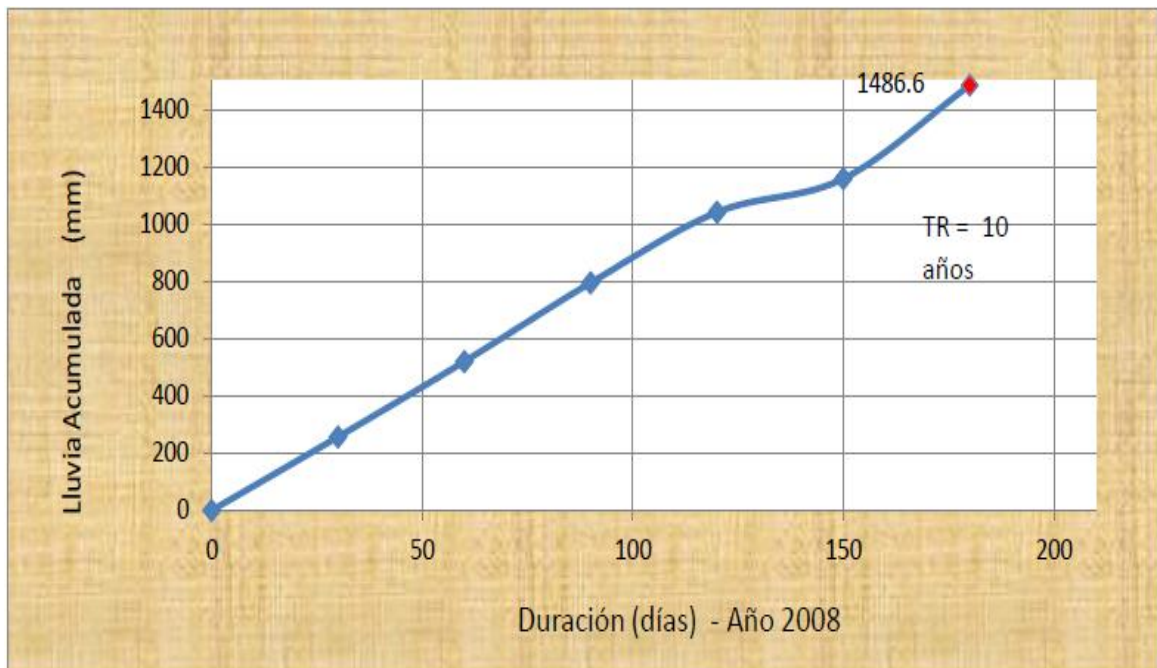
Fuente: Los autores

Cuadro 3.14. Lluvia acumulada para 180 días Año 2007



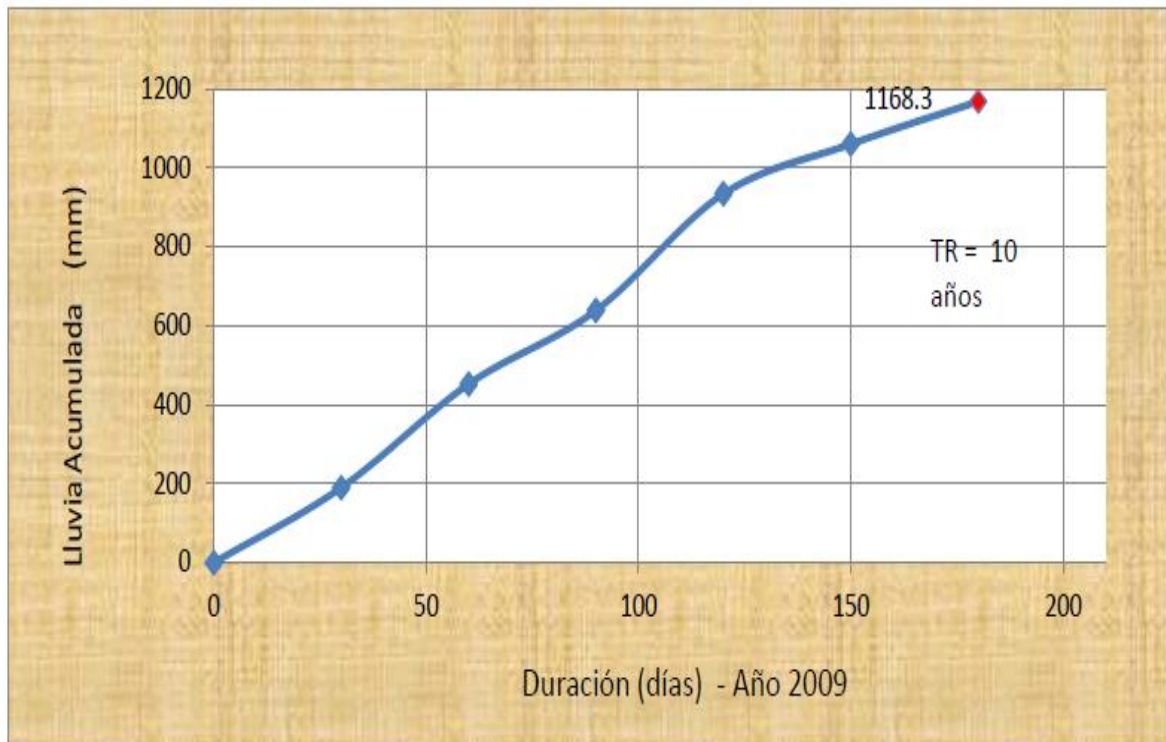
Fuente: Los autores

Cuadro 3.15. Lluvia acumulada para 180 días Año 2008



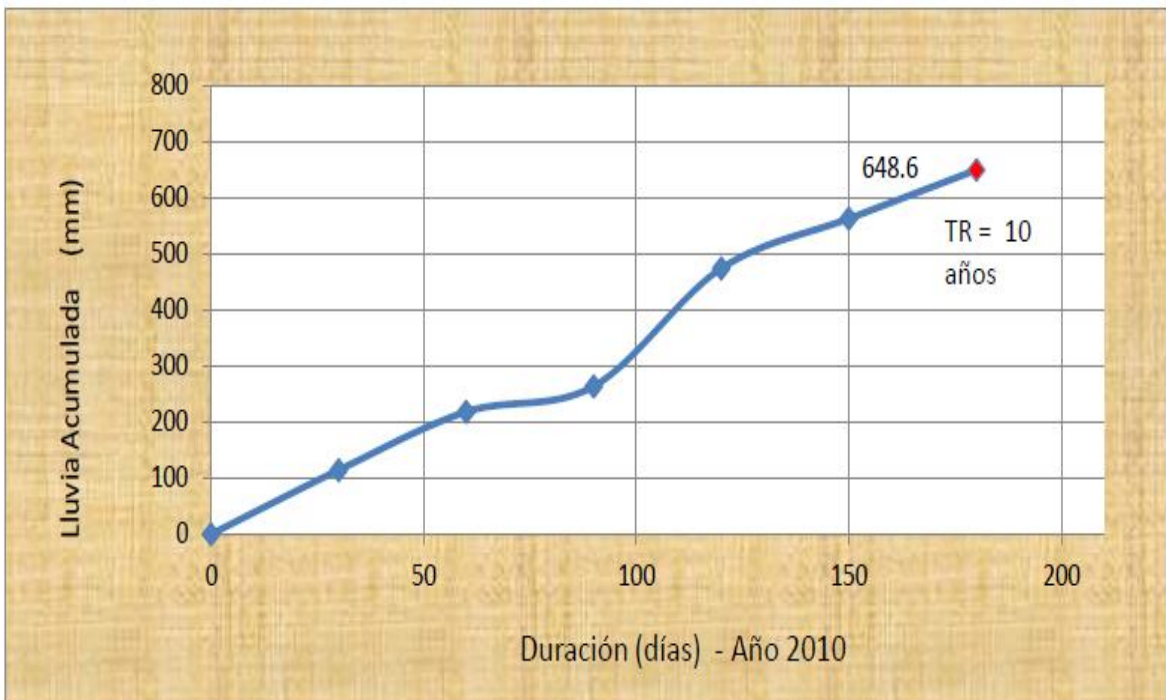
Fuente: Los autores

Cuadro 3.16. Lluvia acumulada para 180 días Año 2009



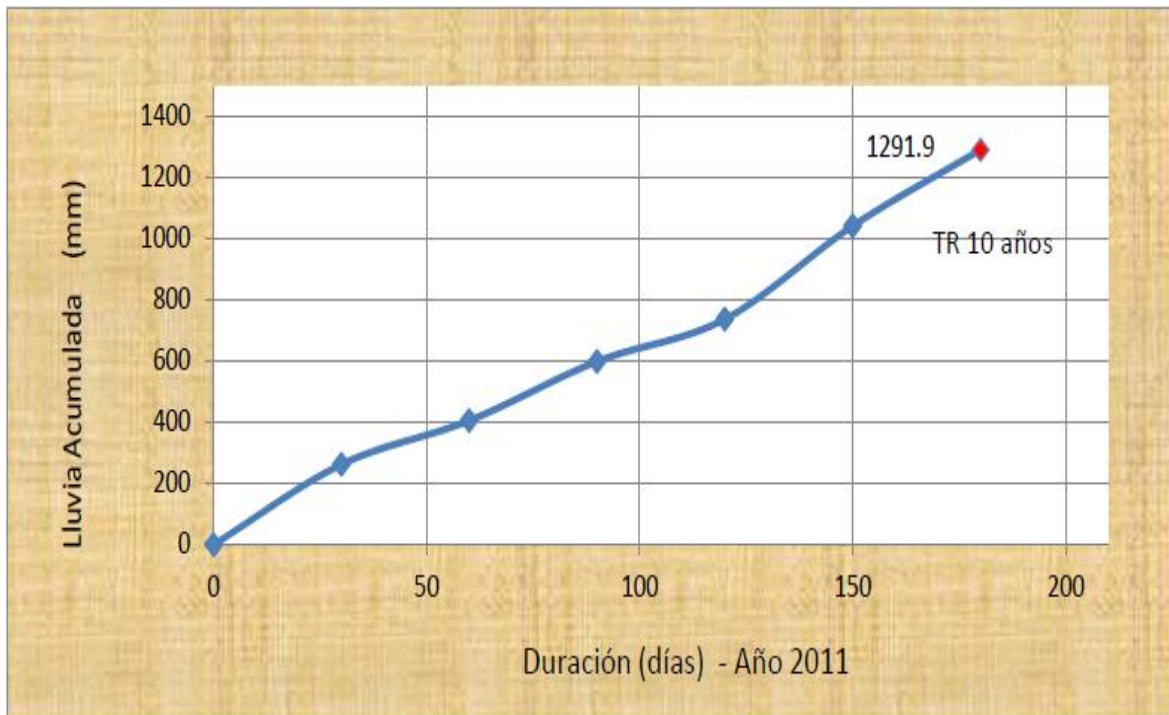
Fuente: Los autores

Cuadro 3.17. Lluvia acumulada para 180 días Año 2010



Fuente: Los autores

Cuadro 3.18. Lluvia acumulada para 180 días Año 2011



Fuente: Los autores

En la presenta tabla se resume las lluvias acumuladas críticas obtenidas para cada evento:

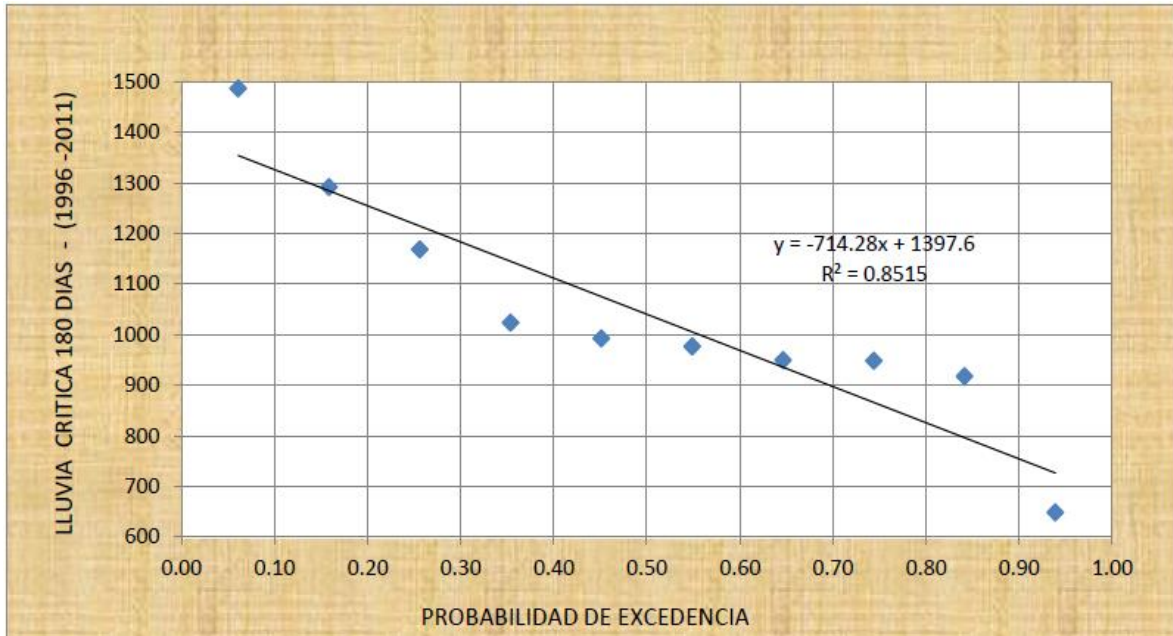
Cuadro 3.19. Lluvias críticas para los eventos de deslizamientos

Año	Lluvia Acumulada Crítica (mm)	Duración Crítica (días)	Probabilidad	Periodo de Retorno (años)
1996	917.9	180	0.10	10.00
1999	992.6	180	0.10	10.00
2000	949.6	180	0.10	10.00
2002	948.4	180	0.10	10.00
2006	976.8	180	0.10	10.00
2007	1023.9	180	0.10	10.00
2008	1486.6	180	0.10	10.00
2009	1168.3	180	0.10	10.00
2010	648.6	180	0.10	10.00
2011	1291.9	180	0.10	10.00

Fuente: los Autores

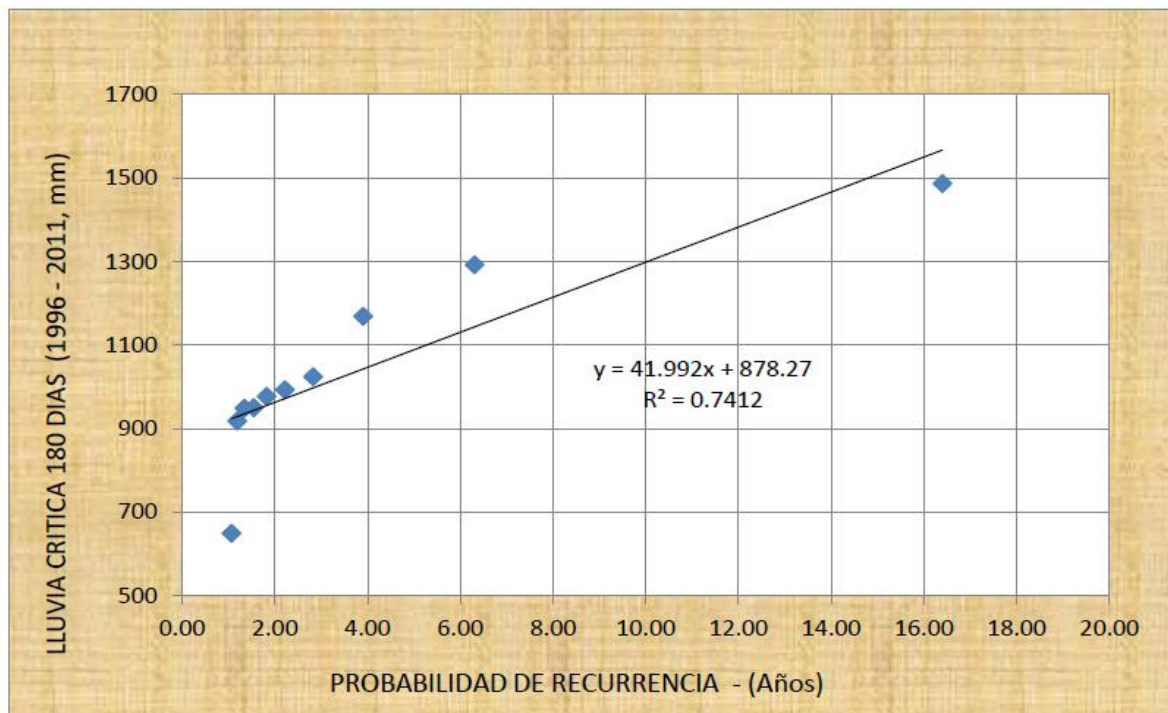
Con la información de las lluvias críticas se procede a obtener el umbral crítico y corresponde a 1486.6 mm para una duración crítica de 180 días en un periodo de retorno de 16.40 años que corresponde a una probabilidad de 0.06.

Cuadro 3.20. Lluvias Críticas y probabilidad de Excedencia



Fuente: Los Autores

Cuadro 3.21. Lluvias Críticas y Probabilidad de Recurrencia

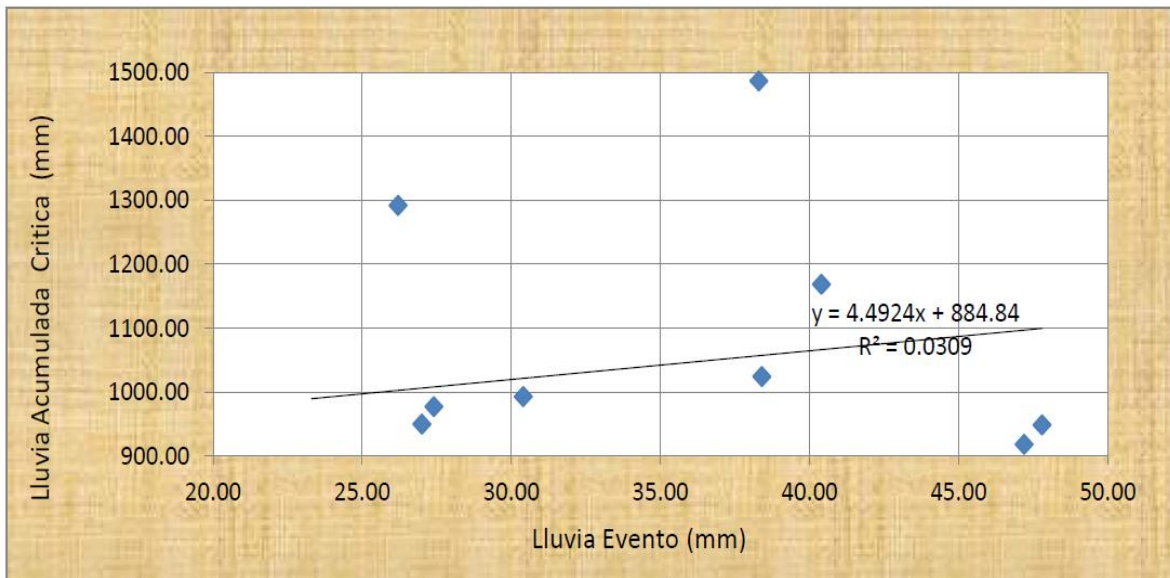


Fuente: Los Autores

3.4.4. Relación Lluvia Acumulada Crítica – Lluvia Evento.

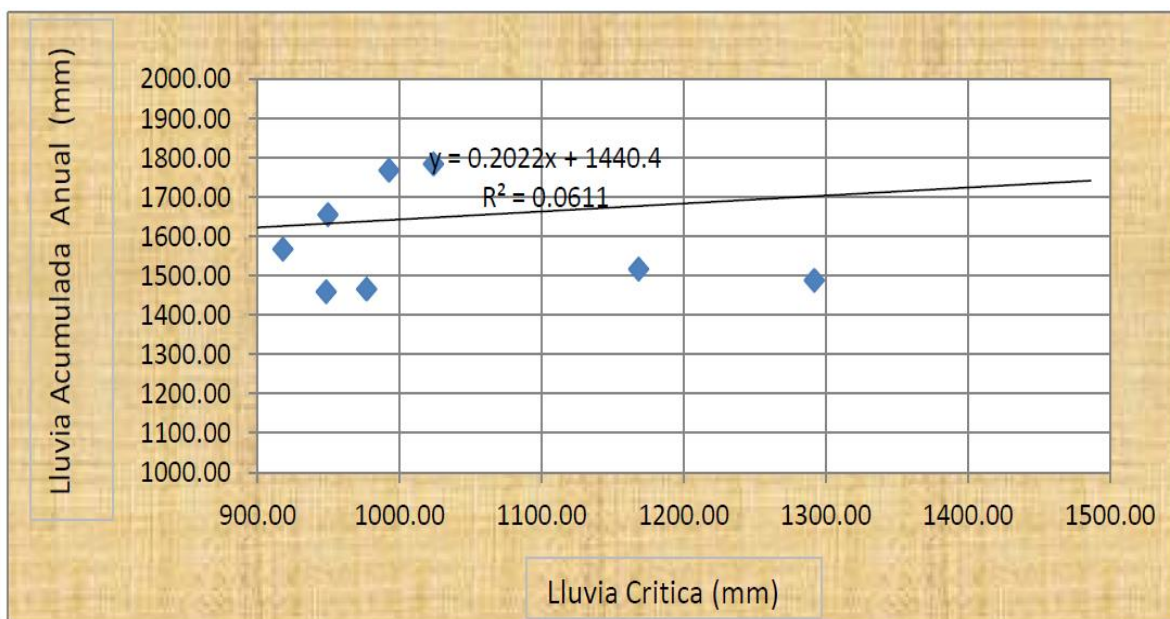
Los dos cuadros siguientes prueban una deficiente relación entre las lluvias máximas 24 horas anteriores a los deslizamientos y la lluvia acumulada 180 días atrás al evento. Así mismo no hay relación entre la lluvia acumulada anual y la lluvia crítica en los años de análisis.

Cuadro 3.22. Relación lluvia crítica - lluvia evento



Fuente: Los Autores

Cuadro 3.23. Relación lluvia acumulada anual - lluvia crítica



Fuente: Los Autores

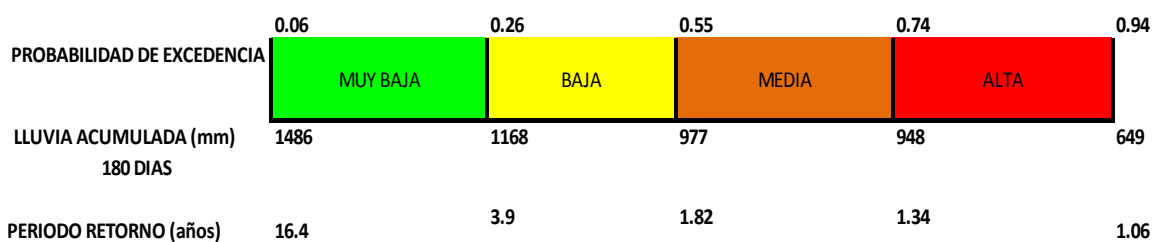
3.4.5. Escala de probabilidad de Excedencia

De la relación de las lluvias críticas con las probabilidades de excedencia se propone la siguiente escala, donde se puede explicar que una lluvia más baja tiene mayor probabilidad de excedencia que una de mayor magnitud.

Recordando que la probabilidad de excedencia, es la posibilidad de que en el futuro otras lluvias acumuladas excedan las lluvias críticas obtenidas en la presente investigación se presenta la siguiente escala, donde se destaca que en las precipitaciones críticas bajas (825 mm) que producen un menor número de deslizamientos hay mayor probabilidad de sobrepasar los límites expuestos, al contrario que para lluvias mayores (1400 mm) existe una menor posibilidad de sobrepasarlas para ciertos periodos de retorno.

En otro contexto si recordamos el concepto de periodo de retorno que menciona que es el tiempo promedio en el que determinado evento puede ser igualado o excedido y este es el inverso de la probabilidad de excedencia, las lluvias críticas bajas tienen menor periodo de retorno que las lluvias altas.

Por otro lado se hace notar que tanto las lluvias comprendidas en el rango de probabilidad de excedencia muy baja como aquellas con probabilidad de excedencia alta, producen deslizamientos de mayor y menor magnitud respectivamente.



3.4.6. Amenaza

Considerando la escala sugerida por Hungr, y las probabilidades calculadas, existe una muy alta probabilidad de deslizamientos inminentes con periodos de retorno de 20 años o menos.

3.4.7. Vulnerabilidad.

Mediante las ecuaciones propuestas por Hungr, y tomando como referencia el área del deslizamiento de la Forestal en el año 2011, de 10000 m², se ubica límites y áreas menores y mayores, lo cual permite identificar que la mayoría de daños producidos son de tipo funcional.

Cuadro 3.24. Vulnerabilidad al deslizamiento

Indice de Vunerabilidad Vv	Area del Deslizamiento m2	Calificación de Acuerdo a Hungr (1997)
0.60337	20000	Daños Estructurales
0.50480	15000	Daños Funcionales
0.46194	13000	
0.41649	11000	
0.39259	10000	
0.36777	9000	
0.34187	8000	
0.31471	7000	
0.28602	6000	
0.25545	5000	
0.22244	4000	Daños Cosméticos
0.18611	3000	
0.14474	2000	
0.09418	1000	
0.06128	500	
0.03472	200	
0.02259	100	

Fuente: Hungr (1997)

3.4.8. Escala de probabilidad de Recurrencia y Riesgo.

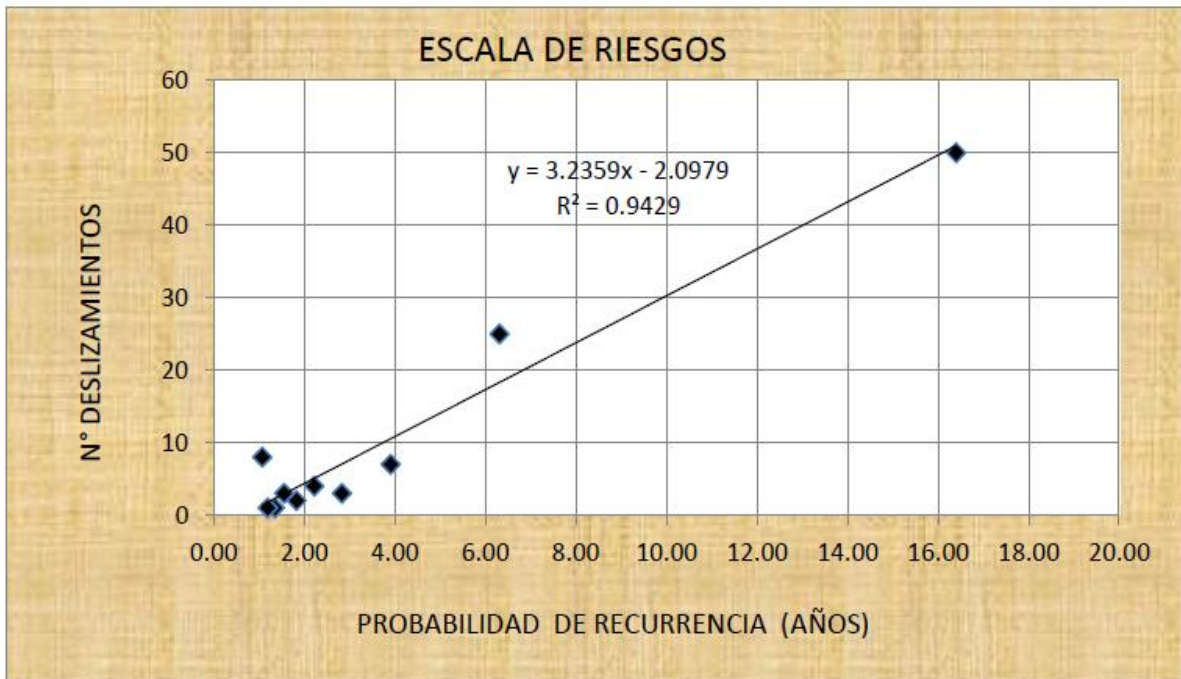
Si se considera un cuadro de relación lluvias críticas con respecto al número de deslizamientos producidos, donde la relación es alta $R > 0.75$, se puede observar que a mayor lluvia critica mayor número de deslizamientos, y se plantea una escala donde se considera los siguientes límites.

Cuadro 3.25. Escala de Riesgos Para la Av. Simón Bolívar - Quito

RIESGO	BAJO	MEDIO	ALTO	MUY ALTO
LLUVIA ACUMULADA CRITICA (mm) - 180 DIAS	<600	600- 1200	1200- 1400	>1400

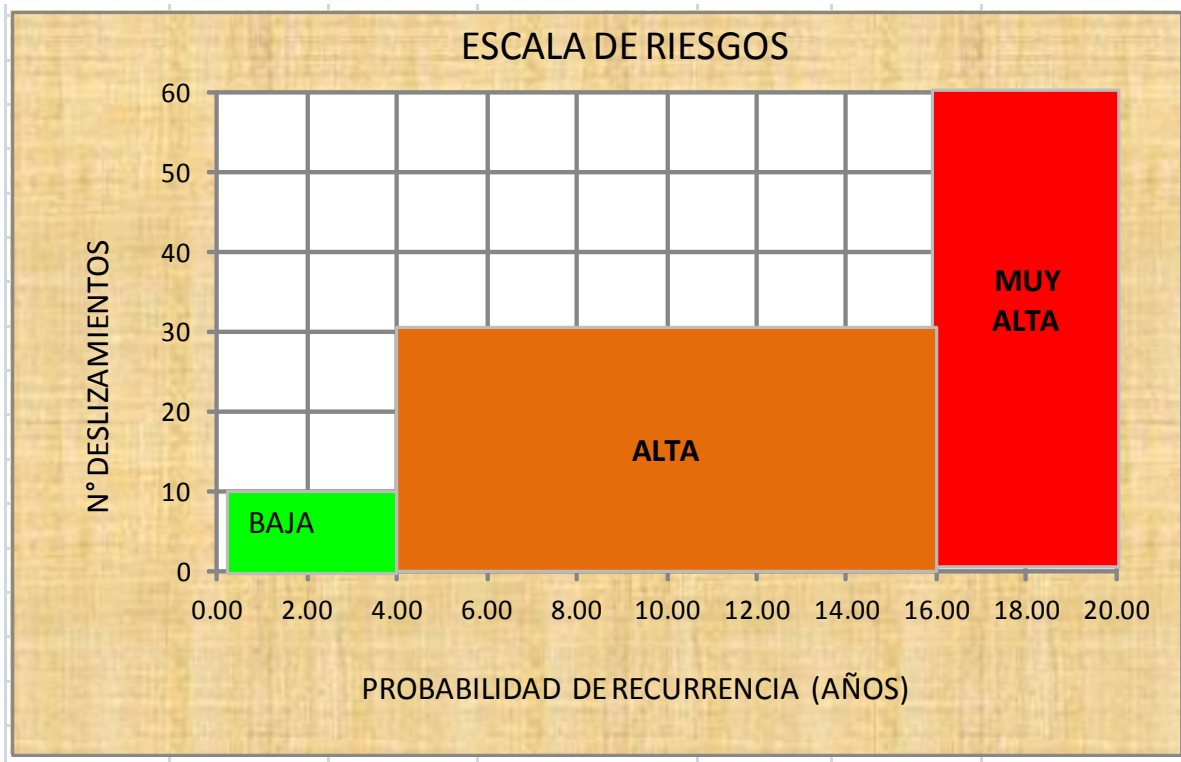
Fuente: Torres - Álvarez

Cuadro 3.26. Escala de Riesgos Av. Simón Bolívar



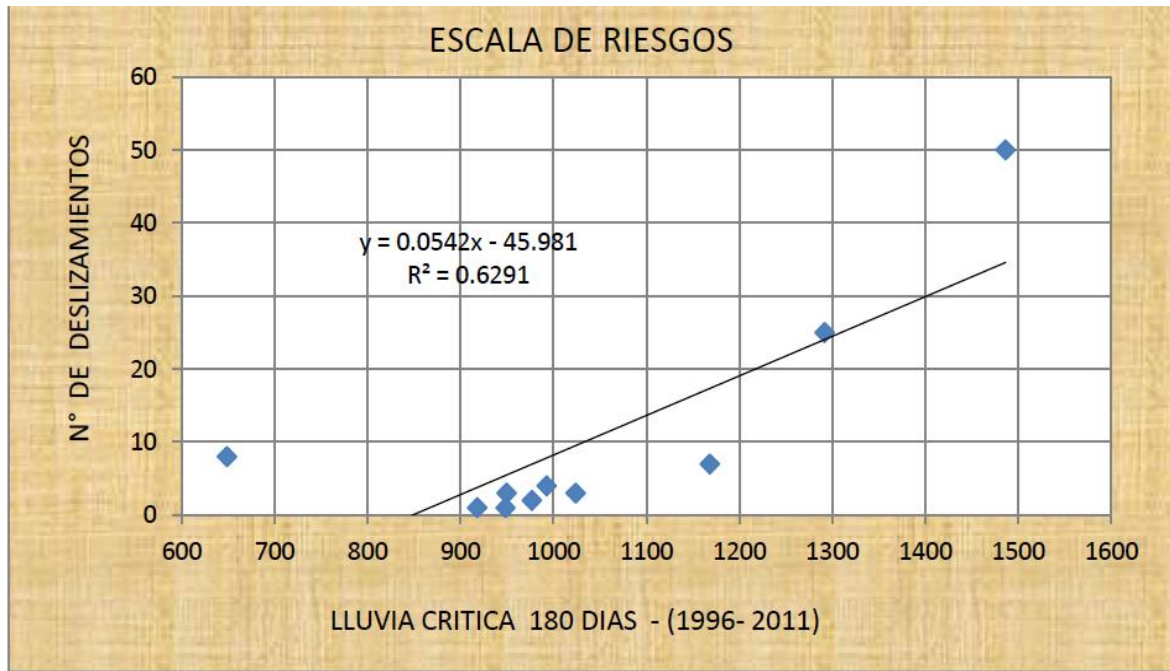
Fuente: Los autores

Cuadro 3.27. Escala de Riesgos Av. Simón Bolívar



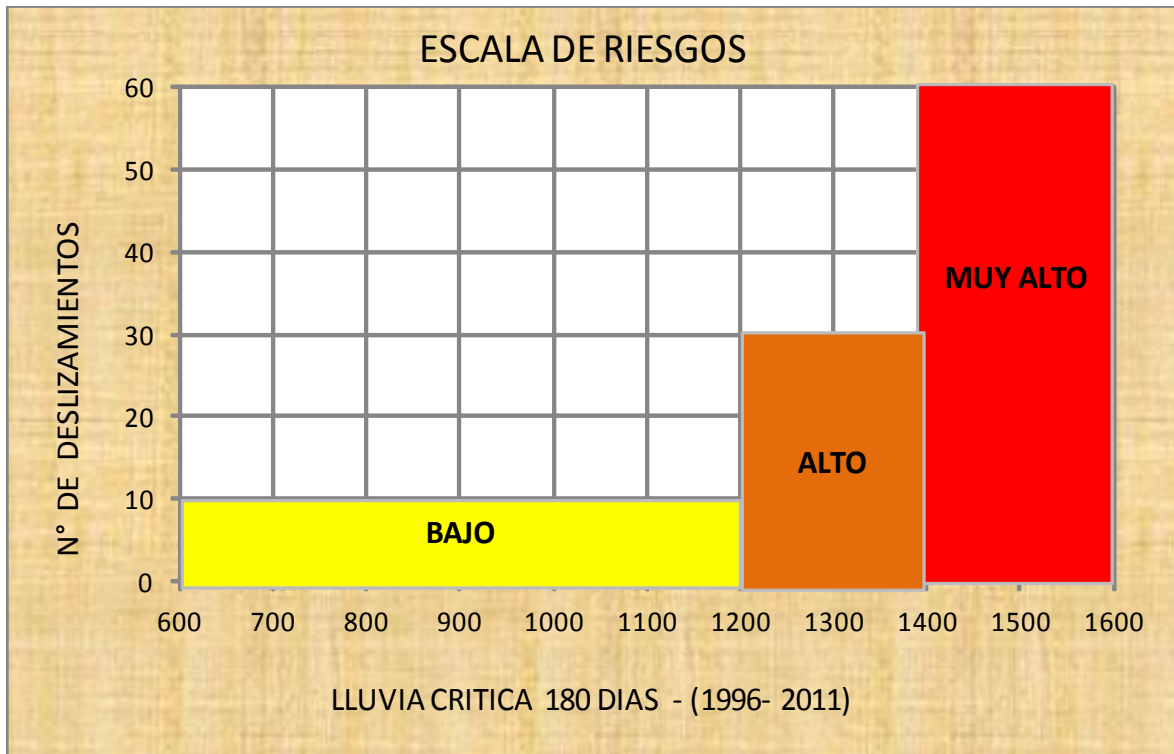
Fuente: Los Autores

Cuadro 3.28. Escala de Riesgos Av. Simón Bolívar en función de la lluvia crítica



Fuente: Los Autores

Cuadro 3.29. Escala de Riesgos Av. Simón Bolívar en función de la lluvia crítica



Fuente: Los Autores

CAPÍTULO IV. MÉTODOS DE PREVENCIÓN

- 4.1 Introducción.
- 4.2 Drenajes y Subdrenajes.
 - 4.2.1 Drenaje Superficial.
 - 4.2.2 Drenaje Subterráneo o subdrenaje.
- 4.3 Modificación de la geometría del talud.
- 4.4 Siembra e hidrosiembra.
- 4.5 Hormigón lanzado.

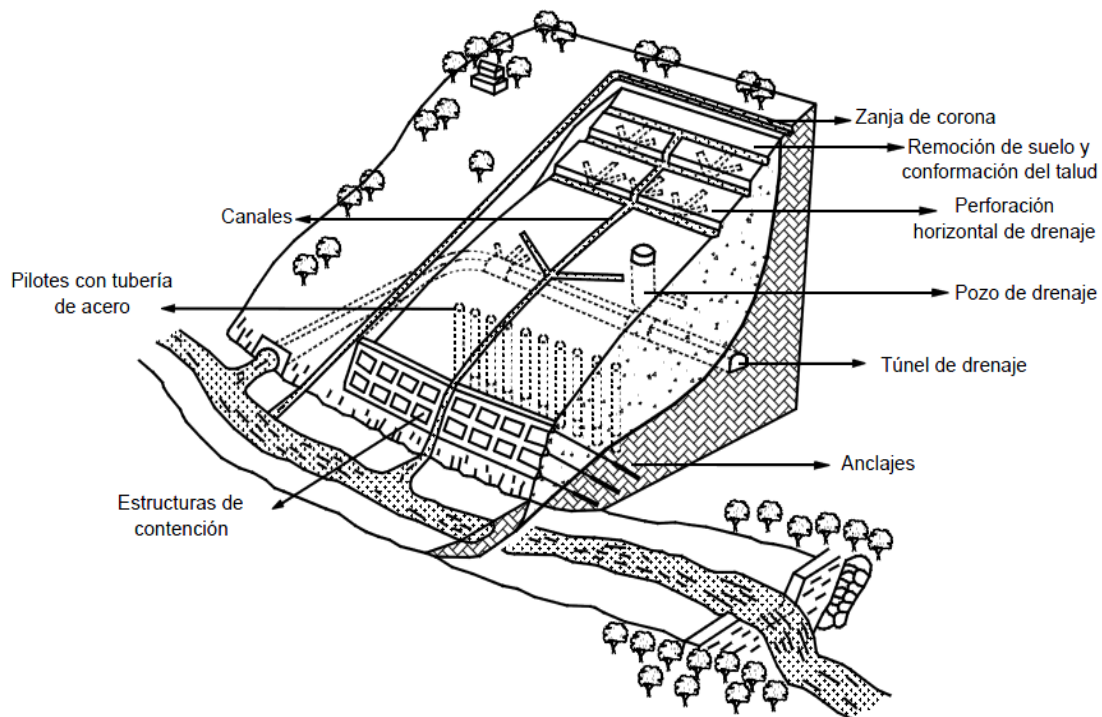
CAPÍTULO IV: MÉTODOS DE PREVENCIÓN

4.1. Introducción

Siendo el objetivo principal de un estudio de estabilidad de taludes, el de establecer medidas de prevención, control, remediación y/o estabilización del talud, para reducir los niveles de amenaza y riesgo. El beneficio más significativo desde el punto de vista de reducción de amenazas y riesgos, se obtiene con las medidas de prevención.

Schuster y Kockelman (1996) proponen una serie de principios y metodologías para la reducción de amenazas de deslizamientos, utilizando sistemas de prevención, las cuales requieren de políticas de Estado y de la colaboración y conciencia de las comunidades. Sin embargo, la eliminación total de los problemas no es posible mediante métodos preventivos en todos los casos y se requiere medidas de control para la estabilización de taludes susceptibles a sufrir deslizamientos o en los deslizamientos activos.

Ilustración 4.1 . Métodos de prevención



Fuente: Ing. Jaime Suarez D (2008).

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

En el presente trabajo se describen algunos de los sistemas de prevención o remediación que se utilizan en el mundo, desde luego con especial atención a los relacionados a los potenciales deslizamientos por efecto de las aguas lluvia o al efecto del agua en la estabilidad de un talud.

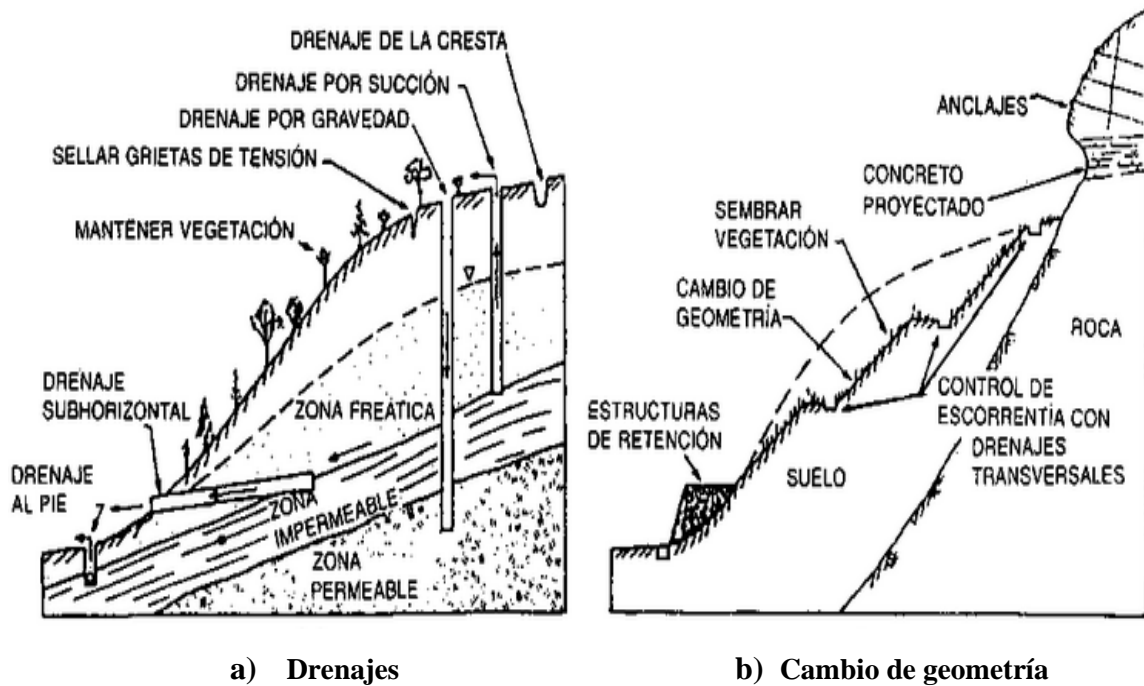
Tan pronto se monitorea un posible riesgo en la estabilidad de un determinado talud, se debe buscar la solución adecuada, considerando varios aspectos como: la naturaleza de la posible afectación, el costo, tiempo estimado en el que se puede presentar el evento, disponibilidad de materiales para la estabilización, etc.

La solución de cada problema requiere un análisis conceptual y determinístico de las causas y mecanismos del problema y un diseño detallado de la remediación. Uno de los factores más importantes que define la alternativa de prevención o remediación es la disponibilidad de recursos y es común que los gobiernos seccionales o nacionales desplieguen recursos limitados y por lo tanto se realicen remediaciones de bajo costo o incompletas.

Existen tres grandes grupos de soluciones para lograr la estabilidad de un talud:

- 1.- **Aumento de la resistencia del suelo.-** Son soluciones que aplican drenaje en el suelo para bajar el nivel freático o la inyección de sustancias que aumenten la resistencia del suelo, tales como el cemento u otro conglomerante.
- 2.- **Disminuir los esfuerzos actuantes en el talud.-** Son soluciones que se relacionan con la geometría del talud, tales como realizar corte parcial o total del talud a un ángulo menor o la remoción de la cresta para reducir su altura.
- 3.- **Aumentar los esfuerzos de confinamiento (σ_3) del talud.-** Son soluciones para lograr la estabilidad del talud mediante construcción de obras, tales como muros de gravedad, pantallas atirantadas o bermas hechas del mismo suelo.

Ilustración 4.2. Métodos para estabilizar un talud



Fuente: Hunt (1984)

4.2. Drenajes y Subdrenajes.

Los métodos de estabilización de deslizamientos que contemplan el control del agua tanto superficial como subterránea, son muy efectivos y son generalmente más económicos que la construcción de grandes obras de contención o el cambio de la geometría de un talud.

De hecho, la resistencia al corte del terreno depende muy directamente de su contenido de agua y de la presión intersticial o de poros. Como se ha resaltado, el agua constituye el elemento desestabilizador de mayor importancia y la experiencia nos indica que la mayor parte de deslizamientos se producen en los períodos especialmente lluviosos. Por lo que, si se introducen medidas de prevención de posibles deslizamientos con obras de drenaje que permitan disminuir la concentración de humedad y por lo tanto disminuir o desactivar la presión de poros (considerado el principal elemento desestabilizante de los taludes), se aumenta significativamente el coeficiente de seguridad. El drenaje reduce el peso del suelo y al mismo tiempo, aumenta la resistencia al corte del talud, al disminuir la presión de poros.

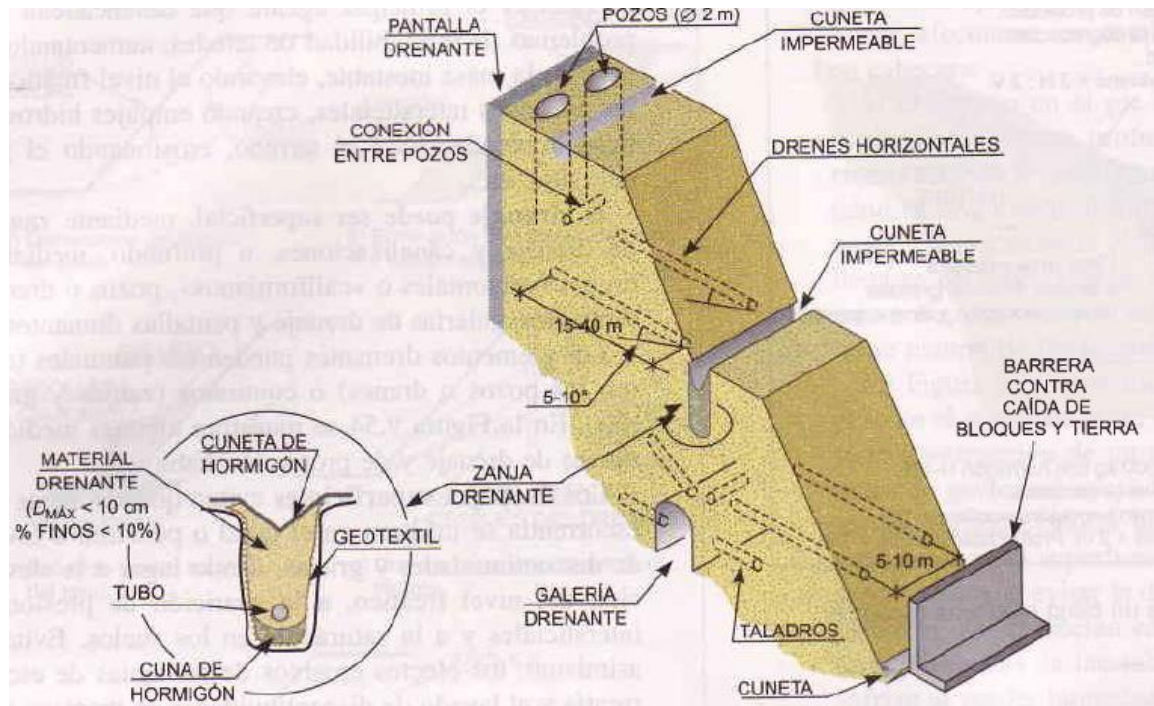
Generalmente el aumento de las presiones de poros está relacionado con la ocurrencia de lluvias, pero en muchos casos esta se produce por infiltración de procesos antrópicos. Todos los suelos se afectan al aumentar la presión de poros, sin embargo el tiempo requerido para que se produzcan cambios en la presión de poros depende de la permeabilidad del suelo. En suelos con permeabilidades altas, los cambios pueden ocurrir rápidamente y en pocos minutos, esto es que, las presiones de los poros pueden ascender en forma sustancial durante una lluvia de gran intensidad. En suelos con permeabilidades bajas los cambios son más lentos, aunque en ocasiones los suelos arcillosos pueden tener permeabilidades secundarias sorpresivamente altas, debido a la presencia de grietas, fisuras y lentes de materiales más permeables. La presión de poros puede aumentar por la infiltración de agua y/o el ascenso del nivel de agua freática.

Existen varias metodologías de drenaje superficial y profundo, cuyo objetivo principal es el de disminuir o desactivar la presión intersticial o de poros y de esta forma aumentar la resistencia al corte del suelo que forma el talud, eliminar las fuerzas hidrostáticas desestabilizantes y mejorar el factor de seguridad de las superficies de falla por debajo del nivel de agua.

La tecnología del drenaje y subdrenaje ha progresado mucho desde los subdrenes franceses de inicios del siglo 20. En la actualidad existe una gran cantidad de técnicas para el manejo de las aguas en taludes y cada uno de estos sistemas tiene una serie de variantes. Por lo tanto los ingenieros poseemos varias alternativas y/o combinaciones para el control del agua superficial y/o subterránea. La efectividad de cada uno de los sistemas varía de acuerdo con las condiciones hidrológicas y climáticas del sector.

Dependiendo de las condiciones hidrológicas y climáticas del sector en el que se encuentre construido un talud o después de ocurrido un deslizamiento, es importante que inmediatamente se proteja su estabilidad mediante la construcción de medidas temporales de drenaje superficial, para evitar la ocurrencia de deslizamientos o evitar la ampliación o aceleración de otro proceso de desestabilización. Estas obras pueden consistir en diques o canales de tierra, mampostería, concreto o bolsas de polipropileno o fibras vegetales de suelo, sellado de grietas con arcilla, mortero o asfalto para reducir la infiltración y cubrir el terreno temporalmente con plásticos. Todo esto hasta tomar medidas definitivas e evitar riesgos.

Ilustración 4.3. Medidas de drenaje y protección en taludes



Fuente: Uriel (1991).

A continuación pasamos a describir los sistemas más comunes para el control del agua.

4.2.1. Drenaje Superficial.

El disponer de obras de drenaje superficial en un talud es una medida de prevención de posibles deslizamientos. El objetivo principal del drenaje superficial es el de mantener la estabilidad del talud evitando que las aguas de escorrentía se infiltren en el talud o penetren a favor de discontinuidades y grietas, dando lugar a la elevación del nivel freático, a la aparición de presiones intersticiales, a la saturación de los suelos y evitando la posible erosión de la masa del talud. Todo sistema de recolección de aguas superficiales debe captar la escorrentía, tanto del talud como de la cuenca de drenaje arriba del mismo y llevar el agua a sitios seguros y lejos del que se pretende proteger.

Las obras de drenaje superficial para la prevención de deslizamiento deben estar diseñadas para evitar la llegada y acumulación del agua en el talud, sobre todo en la zona de la cabecera y, en el caso de taludes escalonados en las bermas, ya que es frecuente que se produzcan encharcamientos en épocas de lluvia.

El agua de escorrentía de la cuenca de influencia, debe desviarse antes de que penetre en el área cercana a la corona del talud con la finalidad de evitar infiltraciones en dirección del talud. Por otro lado, el agua de las lluvias que cae directamente sobre el cuerpo del, debe ser evacuada lo más rápidamente posible, con la finalidad de evitar al mismo tiempo que su paso cause daños por acción de la erosión, almacenamiento e infiltración.

El agua de escorrentía se canaliza y evacua mediante zanjas o canales de drenaje, mismos que se suelen ubicar en la cabecera y los laterales del talud, cuya sección y características deben ser calculadas en base a los estudios de caudales a evacuar.

Dependiendo del estudio hidrológico de la zona de influencia del talud, se puede implementar obras de desvío o impermeabilización de cauces de arroyos o manantiales en las inmediaciones del talud o en cotas superiores. En taludes con extensiones de suelo importante e inclinación adecuada, se pueden construirse sistemas de zanjas o canales longitudinales y transversales de drenaje en su superficie, o una combinación de éstos (espina de pescado), para la recogida de las aguas y su evacuación fuera de la zona de influencia del talud.

A continuación se describen los sistemas de drenaje superficial generalmente utilizados.

Canales o zanjas desviadores del flujo arriba del talud.

Son canales que se construyen arriba del corte de la vía o estructura, con el objeto de desviar completamente la escorrentía y alejarla lo más posible de la estructura o talud. Estos canales ayudan a disminuir el riesgo de surcos y cárcavas sobre la superficie del talud. Los canales o zanjas desviadoras del flujo son estructuras que interceptan la escorrentía y la conducen lateralmente, estos canales se emplean como zanjas en la corona de los taludes.

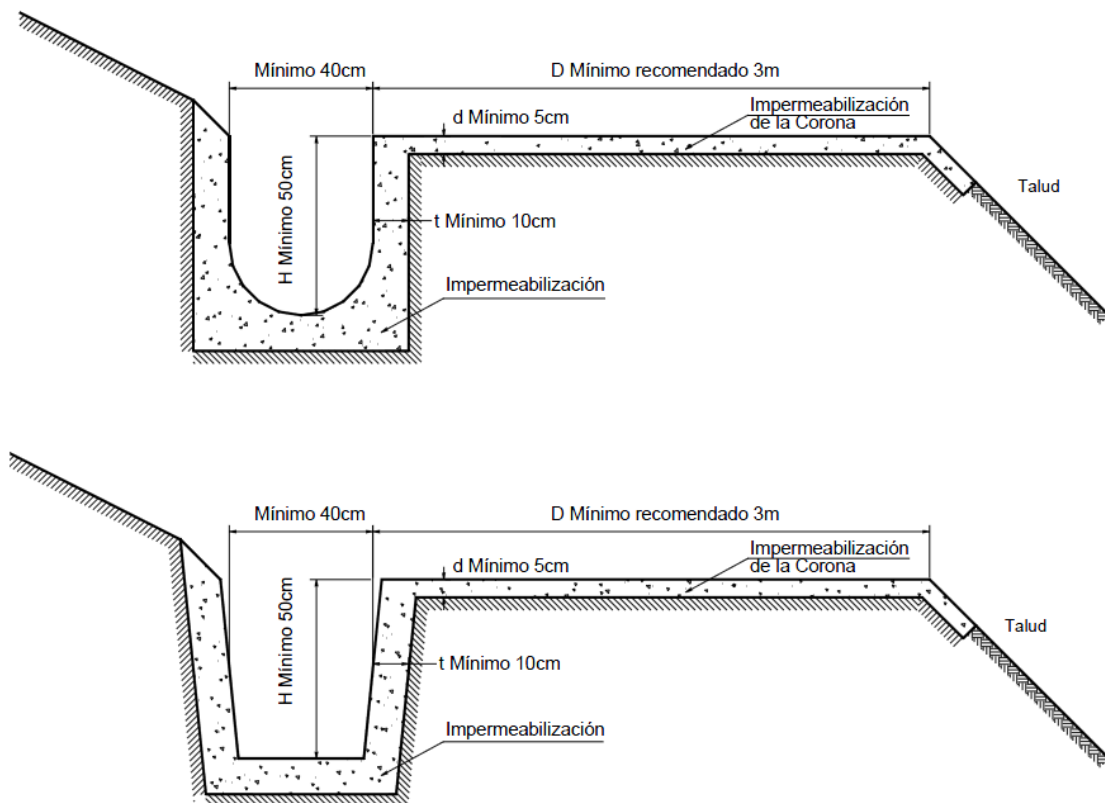
Las zanjas en la corona o en la parte alta de un talud, son utilizadas para interceptar y conducir adecuadamente las aguas lluvias y evitar su paso por el cuerpo del talud. La zanja de la corona no debe construirse muy cerca del borde superior del talud para evitar que se convierta en activadora de un deslizamiento en cortes recientes; o en una nueva superficie de falla en deslizamientos activos o se produzca la falla de la corona del talud.

Los canales o zanjas de la corona del talud deben ser totalmente impermeabilizados, igual, se debe proveer una pendiente suficiente para garantizar un rápido drenaje del agua captada. La recomendación de la impermeabilización se debe complementar con un correcto mantenimiento. Se sugiere que al menos cada dos años, se deben reparar las zanjas de la corona para impermeabilizar las fisuras y las grietas que se presenten.

Las dimensiones y la ubicación de la zanja pueden variar de acuerdo con la topografía de la zona y el cálculo previo de los caudales colectados. Generalmente, para las áreas pequeñas de drenaje se recomienda una zanja rectangular mínima de 40 cm de ancho y 50 cm de profundidad. De ser posible deben quedar localizadas a lo largo de una curva de nivel, a fin de garantizar un correcto drenaje y que estén lo suficientemente atrás de las grietas de tensión en la corona.

La separación mínima recomendada, es de tres metros desde el borde de la corona. Para las áreas de drenaje de gran magnitud, se requieren canales con gran capacidad de conducción de agua. Ilustración (4.4)

Ilustración 4.4. Detalle de zanjas de la corona

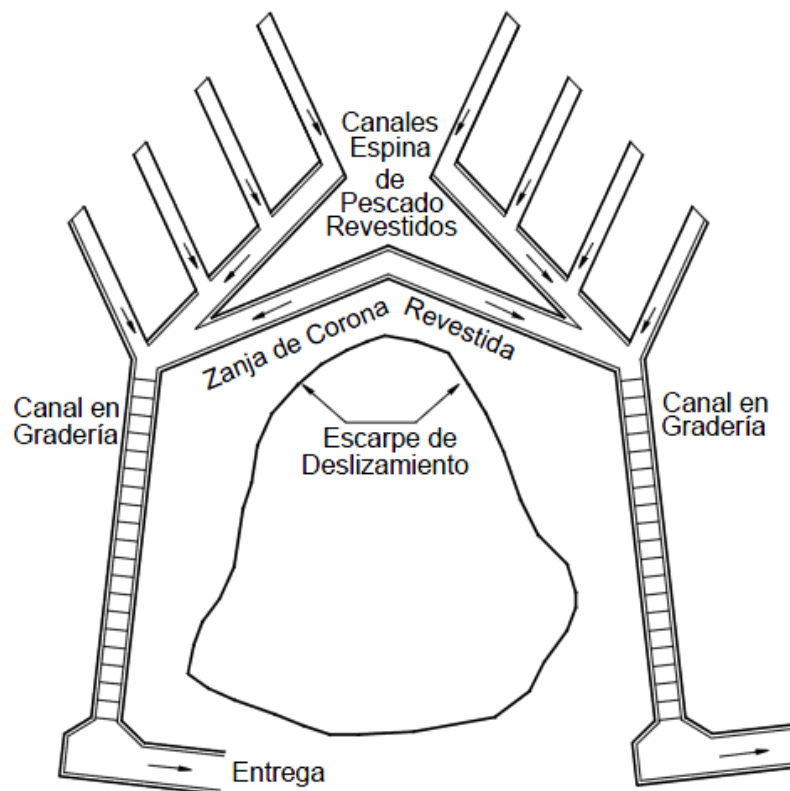


Fuente: Ing. Jaime Suarez D (2008).

Canales colectores en Espina de Pescado.

Para disminuir la infiltración de agua en las áreas grandes arriba del talud, se construyen canales colectores en Espina de Pescado, los cuales conducen las aguas colectadas fuera de las áreas vulnerables del talud, entregándolas generalmente a los canales en gradería o torrenteras. Estos canales deben impermeabilizarse adecuadamente para evitar la re infiltración del agua.

Ilustración 4.5. Esquema en planta canal recolector en espina de pescado



Fuente: Ing. Jaime Suarez D (2008).

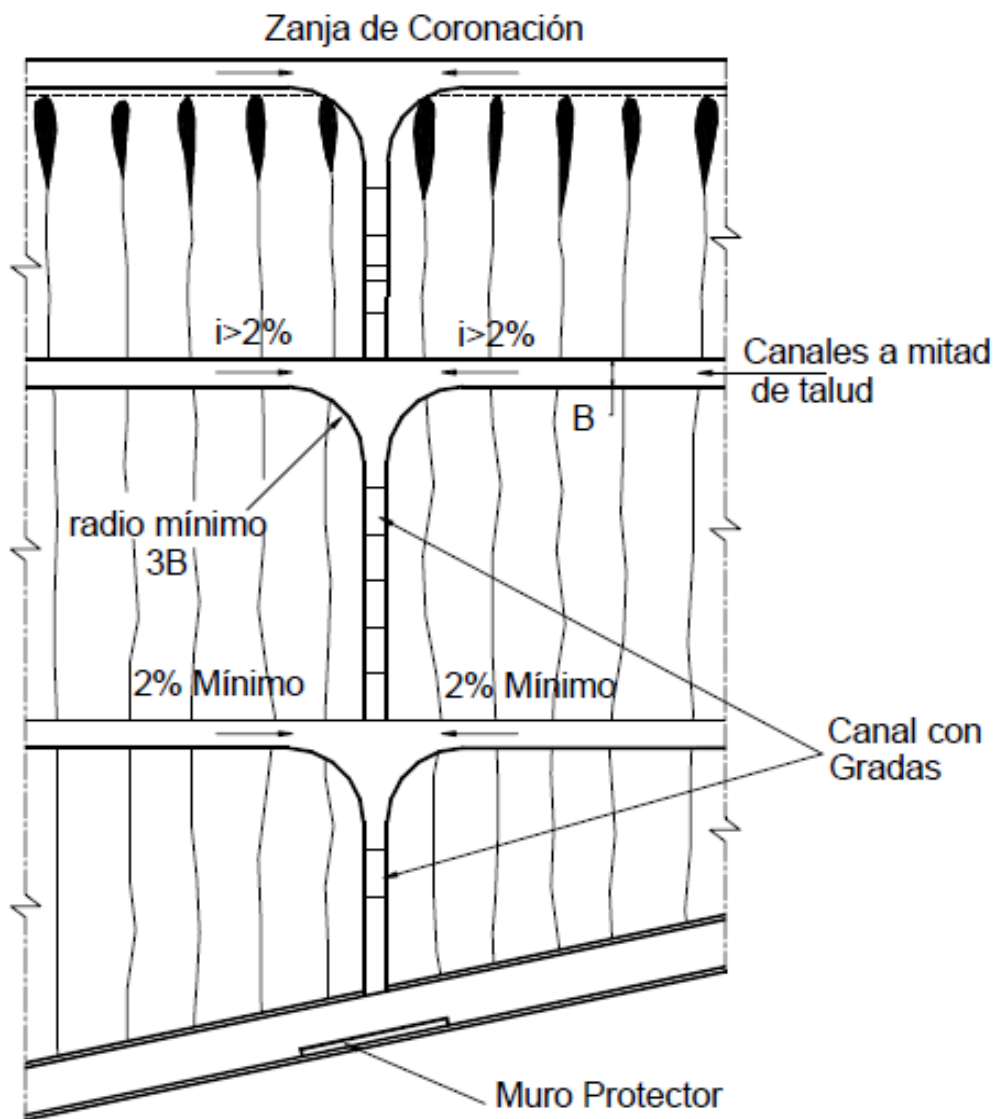
Canales interceptores a mitad del talud.

En los taludes de gran altura y en los suelos susceptibles a la erosión, se recomienda construir canales transversales de drenaje a mitad de talud, así como canales interceptores en todas y cada una de las bermas intermedias de un talud. Estos canales deben revestirse apropiadamente y las aguas deben conducirse a torrenteras o graderías de disipación de energía.

Es muy común que estos canales se construyan con pendientes muy bajas y al taponarse, se desborden y se produzcan cárcavas de erosión localizadas. Los canales en la mitad del talud, deben tener una pendiente que impida la sedimentación de materiales.

Se recomienda que la pendiente sea superior al 2% y si es posible, mayor al 5%. Las bermas junto a los canales, deben ser lo suficientemente anchas para que exista un sobreancho de protección para los canales, en el caso de producirse derrumbes de las coronas de los taludes resultantes.

Ilustración 4.6. Esquema de entrega de canales interceptores a mitad del talud



Fuente: Ing. Jaime Suarez D (2008).

Ilustración 4.7. Canales interceptores a mitad del talud



Fuente: Ing. Jaime Suarez D (2008).

Drenes franceses.

Los denominados drenes franceses son zanjas poco profundas, rellenas de material granular cuyo propósito es recolectar las aguas de escorrentía. El principal efecto es reducir los problemas de erosión y eventualmente, prevenir movimientos muy superficiales del terreno. Los drenes franceses tienen muy poco efecto con relación con la estabilidad de los deslizamientos profundos.

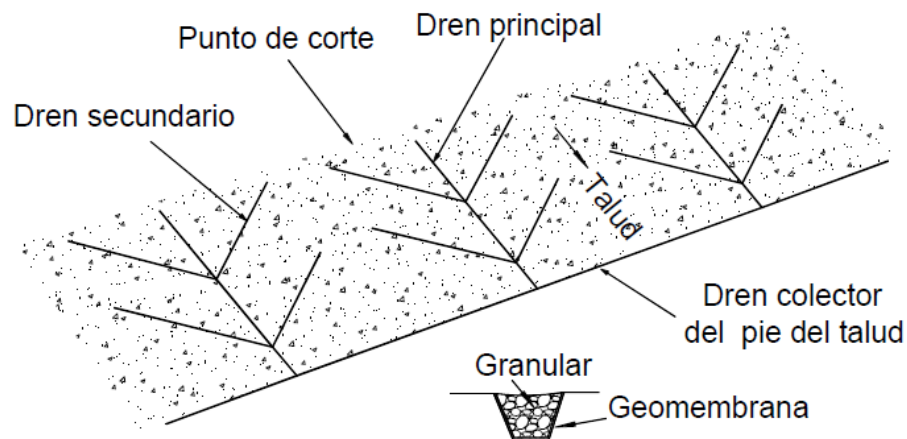
Es diseño muy común que estos drenes consisten en zanjas espaciadas cada 15 o 30 metros, usualmente, en forma de Espina de Pescado. La profundidad de los drenes franceses normalmente varía de 30 a 50 cm y el ancho de 60 cm a un metro

Como relleno, generalmente se utilizan bloques de piedra triturada o material aluvial grueso limpio. En el fondo del dren francés se coloca comúnmente, un geotextil o una geomembrana. La colocación de la geomembrana evita la infiltración del agua recolectada.

La parte superior del dren francés, frecuentemente se deja expuesto o se coloca un geotextil con poros muy abiertos. El principal problema de los drenes franceses es la

colmatación con limos, arenas y arcillas. Adicionalmente, se pueden presentar dificultades por la baja capacidad hidráulica de este sistema de drenaje. Cuando los drenes franceses se colmatan hay que reemplazarlos totalmente.

Ilustración 4.8. Canales interceptores a mitad del talud



Fuente: Ing. Jaime Suarez D (2008).

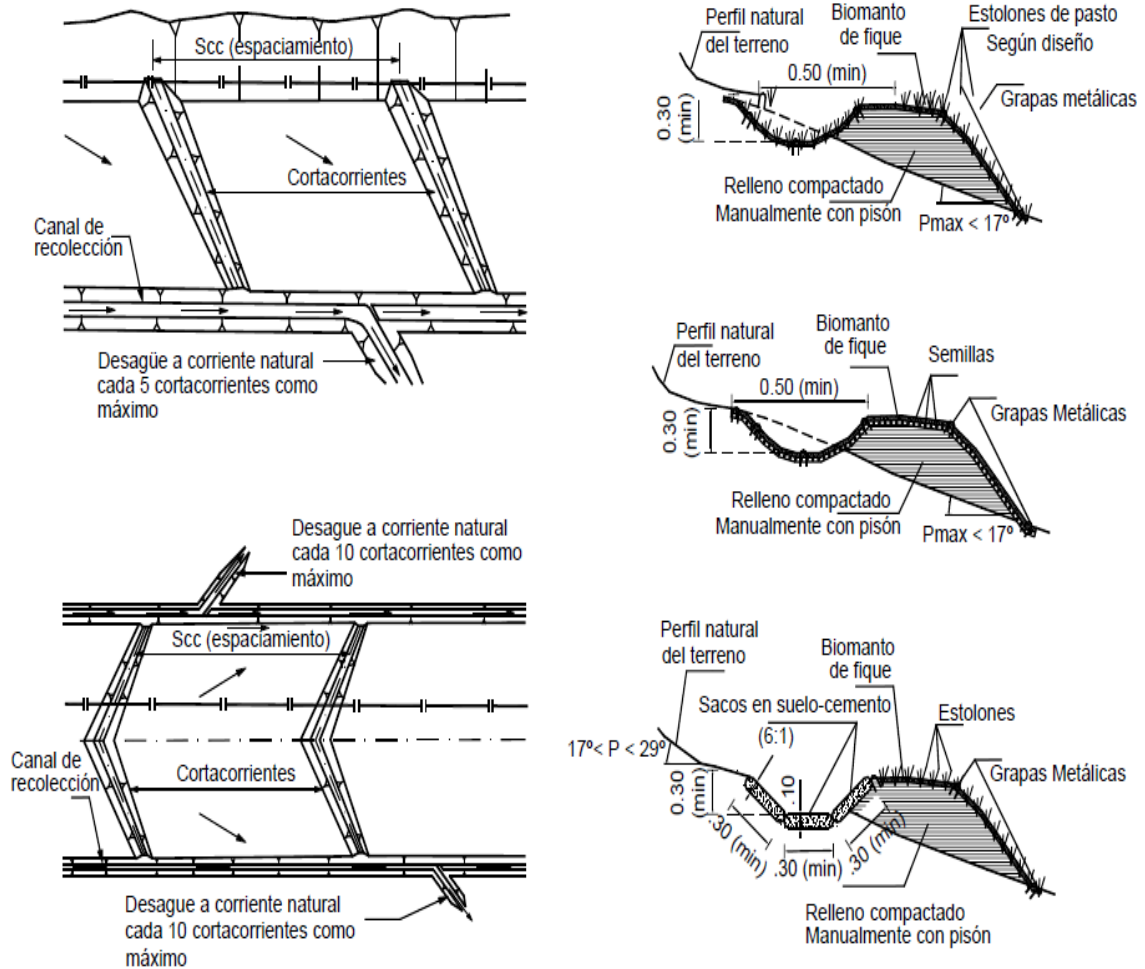
Cortacorrientes o canales interceptores.

Los cortacorrientes son canales transversales al talud (espaciados a intervalos) para recolectar el agua de escorrentía y evitar la formación de corrientes a lo largo de la pendiente principal. La construcción de canales transversales a un talud permite que el agua de escorrentía sea interceptada, impide que su velocidad aumente y la lleva a un lugar seguro.

Existen varios tipos de cortacorriente dependiendo de las condiciones del talud y de los materiales disponibles. Estos cortacorrientes deben estar protegidos de la erosión con revestimientos en sacos de suelo-cemento o vegetación. Las aguas recolectadas por los cortacorrientes son llevadas a unos canales colectores localizados, generalmente, a un lado del talud.

El diseño de los cortacorrientes se puede realizar con criterios similares a los que recomienda la AASHTO para los canales interceptores en las carreteras. La principal diferencia es que en las carreteras, se acostumbra revestir la superficie de los canales utilizando concreto, mientras en los cortacorrientes, se usa normalmente, la vegetación.

Ilustración 4.9. Varios tipos de cortacorrientes

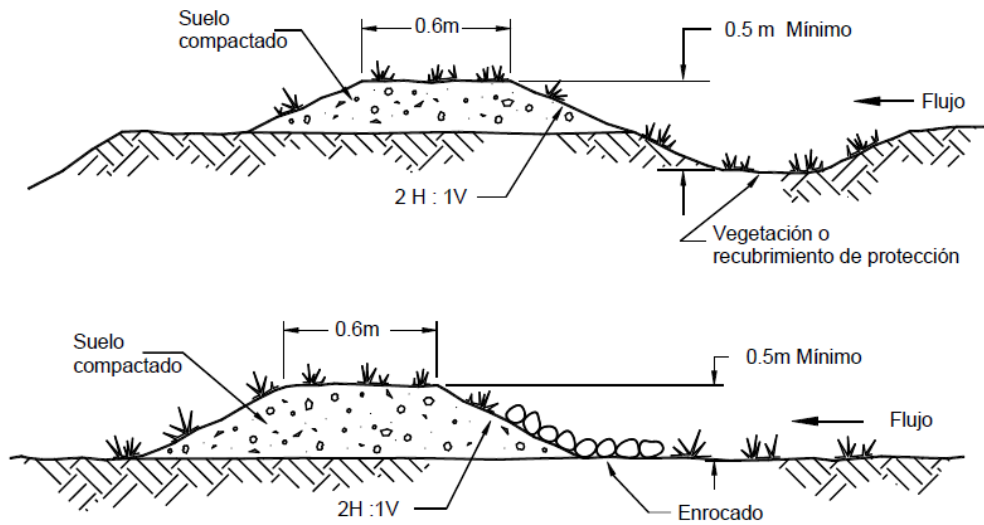


Fuente: Ing. Jaime Suarez D (2008).

Diques en la Corona del Talud.

Estas obras consisten en montículos de tierra, mampostería u otro material, que se colocan en la parte superior del talud, con el objeto de impedir el paso de la escorrentía del área arriba de la corona del talud, hacia la superficie del talud o deslizamiento. Su construcción es muy similar a la de los cortacorrientes. Este es un método muy utilizado en los rellenos de carreteras. Se recomienda que vaya acompañado de un canal superior. Los canales de la corona del talud, a su vez, pueden ir acompañados de un dique para mejorar su eficiencia.

Ilustración 4.10. Diques para el desvío de agua de escorrentía en corona de taludes



Fuente: McCullah (2001).

Canales colectores y disipadores (Torrenteras).

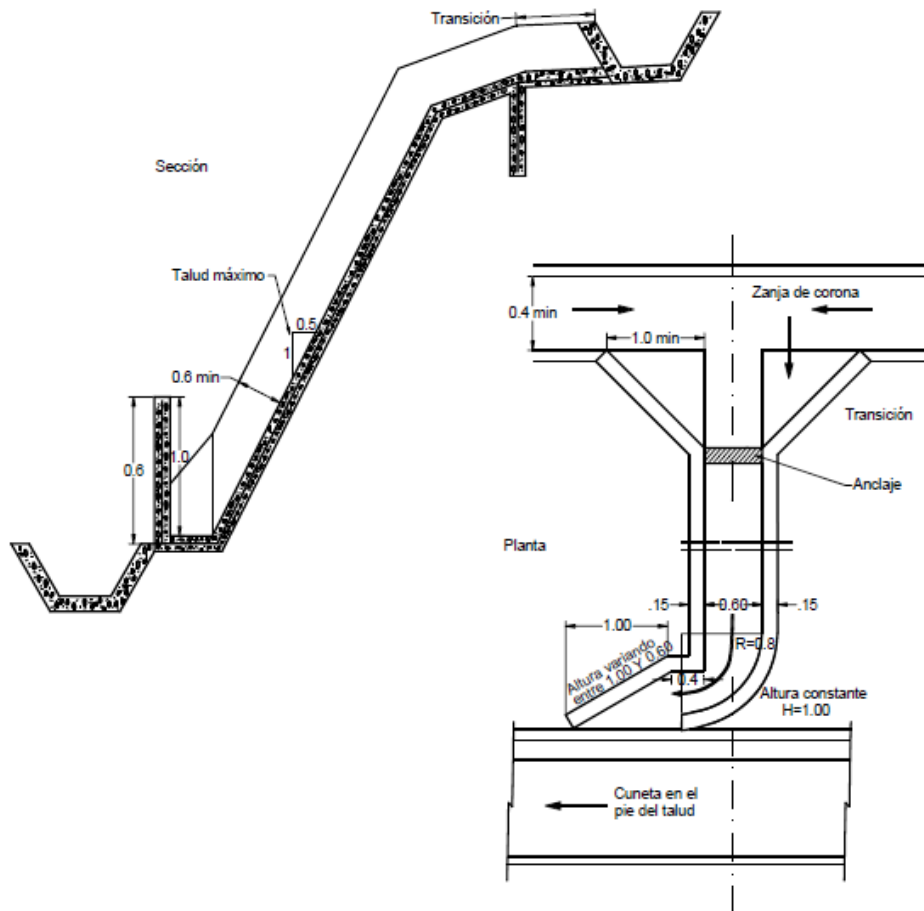
El agua recogida por los canales e interceptores es entregada a los canales de alta velocidad, generalmente en la dirección del talud, lateralmente a la zona inestable, mediante estructuras de disipación conocidas como canales colectores o torrenteras.

Los canales deben conducirse a entregas, en gradería u otro disipador de energía, que conduzcan el agua recolectada hasta un sitio seguro. Se utilizan dos tipos de torrentera: el canal rápido y el canal en gradería, cada uno de éstos tiene varias posibilidades de metodología de disipación de la energía.

El canal rápido se construye con una pendiente igual a la del talud, y en ocasiones se le colocan elementos sobresalientes en su fondo para disipar energía, es decir, para generar flujo amortiguado y minimizar la velocidad del agua. Este sistema es muy empleado por ser el más económico.

Generalmente se emplean gradas, bloques salientes de concreto o piedras enterradas en el concreto. En sencillos modelos hidráulicos de laboratorio, se puede obtener el valor de rugosidad que se debe emplear de acuerdo con las características del flujo.

Ilustración 4.11. Detalle de una torrentera de canal liso y contra vertedero en el pie



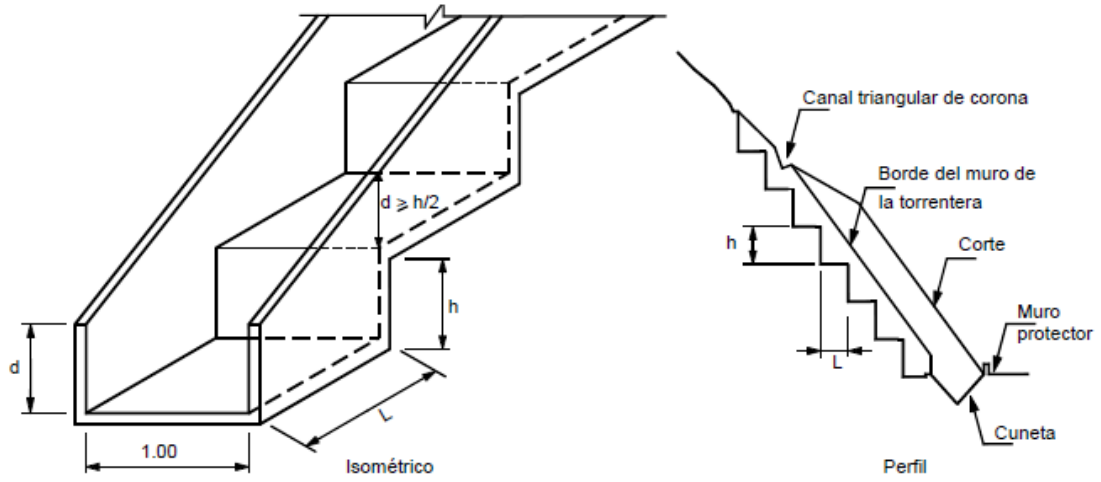
Fuente: Ing. Jaime Suarez D (2008).

El sistema de graderías es más eficiente para disipar energía. El flujo en este tipo de canal es turbulento y debe construirse un muro lateral de borde libre suficiente para permitir la salpicadura del flujo.

En la ausencia de datos experimentales, los canales en gradería pueden diseñarse asumiendo una velocidad de 5.0 m/seg., a través de la sección mínima en la cabeza de cada grada.

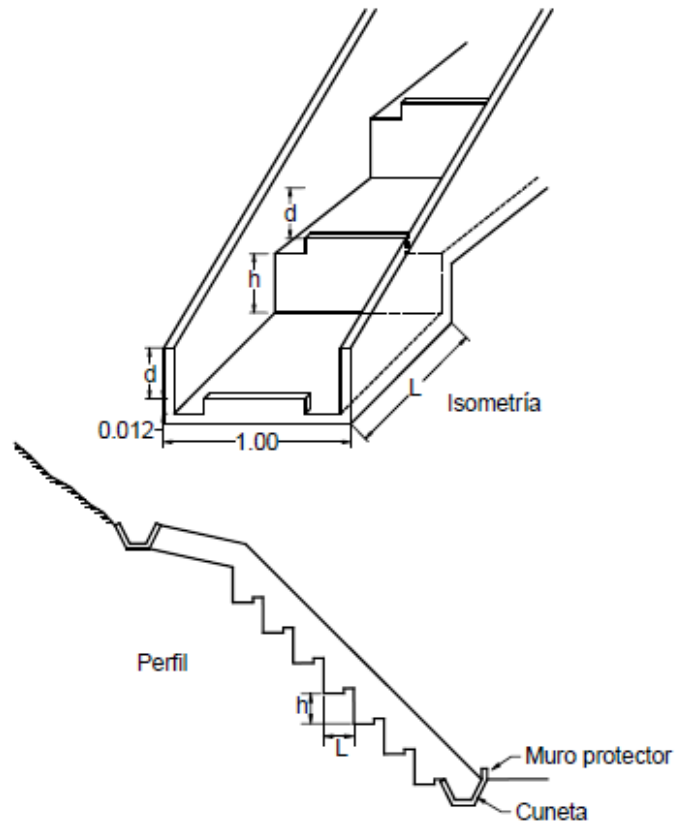
Ante la inexistencia de datos experimentales, los canales en gradería pueden diseñarse asumiendo una velocidad de 5.0 m/seg., a través de la sección mínima en la cabeza de cada grada.

Ilustración 4.12. Torrentera en gradería



Fuente: Ing. Jaime Suarez D (2008).

Ilustración 4.13. Torrateria en gradería con bloques de concreto



Fuente: Ing. Jaime Suarez D (2008).

Ilustración 4.14. Sistema de gradería con bloques de concreto

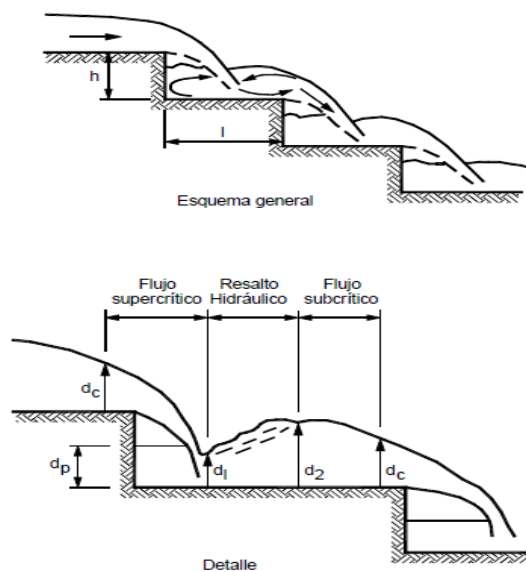


Fuente: Ing. Jaime Suarez D (2008).

El régimen de flujo de las rápidas escalonadas, depende de las características geométricas y del caudal manejado por la estructura. Pueden analizarse dos situaciones:

Régimen de flujo saltante.- En este caso, la disipación de la energía se genera independientemente, en cada escalón al romperse el chorro en el aire, al mezclarse en el escalón o por formación de resaltos hidráulicos (Mejía, 1999).

Ilustración 4.15. Régimen de flujo saltante sobre un canal en gradería



Fuente: Mejía (1999).

Régimen de flujo rasante (Skimming).- Las gradas actúan como una rugosidad del canal donde se desarrollan vórtices y la disipación se obtiene en la formación de estas turbulencias en las gradas.

Sellado de Grietas.

La infiltración del agua de escorrentía por grietas o fisuras en el suelo, representa una causa frecuente de aceleración de los movimientos. Las grietas pueden sellarse o impermeabilizarse empleando suelo compactado, concreto, mortero, lechada de cemento o asfalto.

Generalmente, el sellado de las grietas es efectivo sólo a corto plazo, porque existe la tendencia a que se abran nuevamente y entonces, debe analizarse la posibilidad de drenar las grietas por medio de zanjas.

Imprimación del talud con asfalto o impermeabilización con mortero.

La impermeabilización tiene por objeto evitar los cambios de humedad en el suelo y dirigidas a proteger la superficie del suelo y prevenir el desprendimiento de partículas por acción del agua y del viento.

Impermeabilización Temporal Utilizando Plásticos.

Consiste en cubrir el área del posible deslizamiento. La impermeabilización del terreno con telas plásticas o materiales similares, puede reducir la infiltración y de esta forma, ayudar a disminuir la velocidad de los movimientos.

El uso de esta técnica es común en la construcción de obras civiles como medida temporal para disminuir el potencial de erosión y la infiltración del agua. Su bajo costo hace que sea una técnica usada con mucha frecuencia a pesar de que su efectividad es limitada. Existe una tendencia a sobreestimar la efectividad de la impermeabilización provisional

Conformación del Terreno.

Consiste en la eliminación de pantanos o áreas de infiltración arriba de la corona o dentro del área del talud. Las acumulaciones de agua, pantanos, o zonas planas de infiltración de agua arriba de la corona o cresta del talud, deben drenarse para disminuir los volúmenes de

agua infiltrados que pueden aumentar las presiones de poros en el talud. El objetivo es facilitar el drenaje sin realizar cortes ni rellenos de gran magnitud.

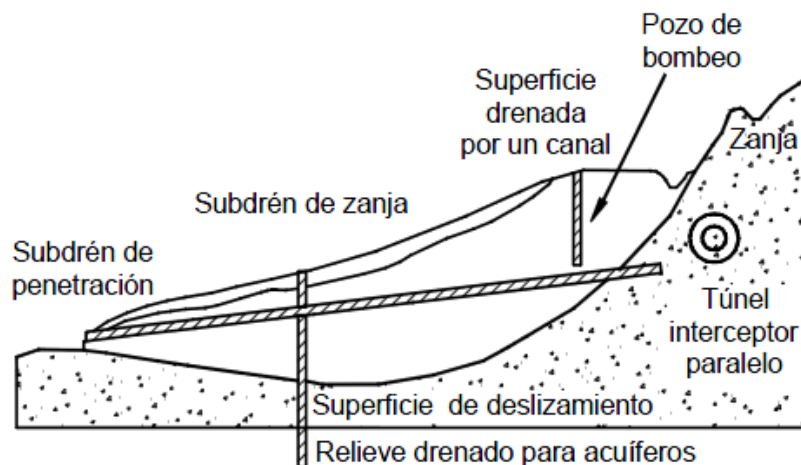
Previamente a la conformación del terreno, debe recolectarse la información de los agrietamientos, levantamientos, hundimientos etc., y la toma de fotografías para el análisis del proceso de falla.

4.2.2. Drenaje Subterráneo o subdrenaje.

El drenaje subterráneo o subdrenaje tiene por objeto disminuir las presiones de poros o impedir que estas aumenten (a menor presión de poros la resistencia del suelo es mayor), controlar la erosión, abatir, controlar la saturación del suelo o evitar que el suelo aumente de peso y disminuir gradientes hidráulicos.

La cantidad de agua recolectada por un sistema de subdrenaje depende de la permeabilidad de los suelos o rocas y de los gradientes hidráulicos. Cuando se instala un dren generalmente, el nivel piezométrico se disminuye al igual que el gradiente hidráulico, lo cual disminuye el caudal inicial recolectado por los drenes.

Ilustración 4.16. Sistemas de subdrenaje



Fuente: Ing. Jaime Suarez D (2008).

La cantidad de agua captada y el efecto sobre las presiones de poros depende de: El tipo y características del subdren, la localización y número de subdrenes, la permeabilidad de los suelos o rocas, y, las características del depósito o corriente de agua.

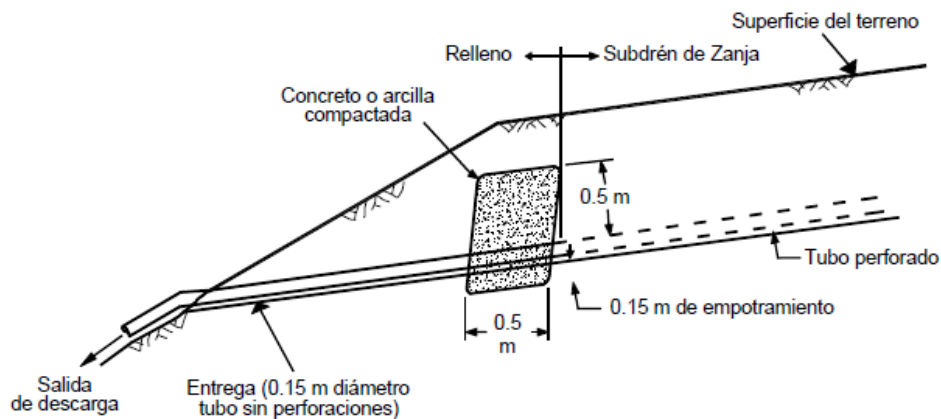
A continuación se describen los sistemas de drenaje subterráneo o subdrenaje generalmente utilizados.

Cortinas subterráneas.

El objetivo es el de impedir que el agua subterránea alcance la zona de inestabilidad potencial mediante la construcción de pantallas impermeables profundas. Las pantallas subterráneas pueden consistir en zanjas profundas rellenas de asfalto o concreto, tablestacados, cortinas de inyecciones, o líneas de bombeo de agua consistentes en hileras de pozos verticales. El diseño de estas cortinas debe tener en cuenta los efectos que sobre las áreas adyacentes tiene el cambio del régimen de aguas subterráneas.

Este sistema produce un aumento del nivel freático y represamiento del agua subterránea arriba del deslizamiento y su utilización debe complementarse con la construcción de subdrenes para controlar los efectos negativos.

Ilustración 4.17. Esquema de cortina impermeable



Fuente: Ing. Jaime Suarez D (2008).

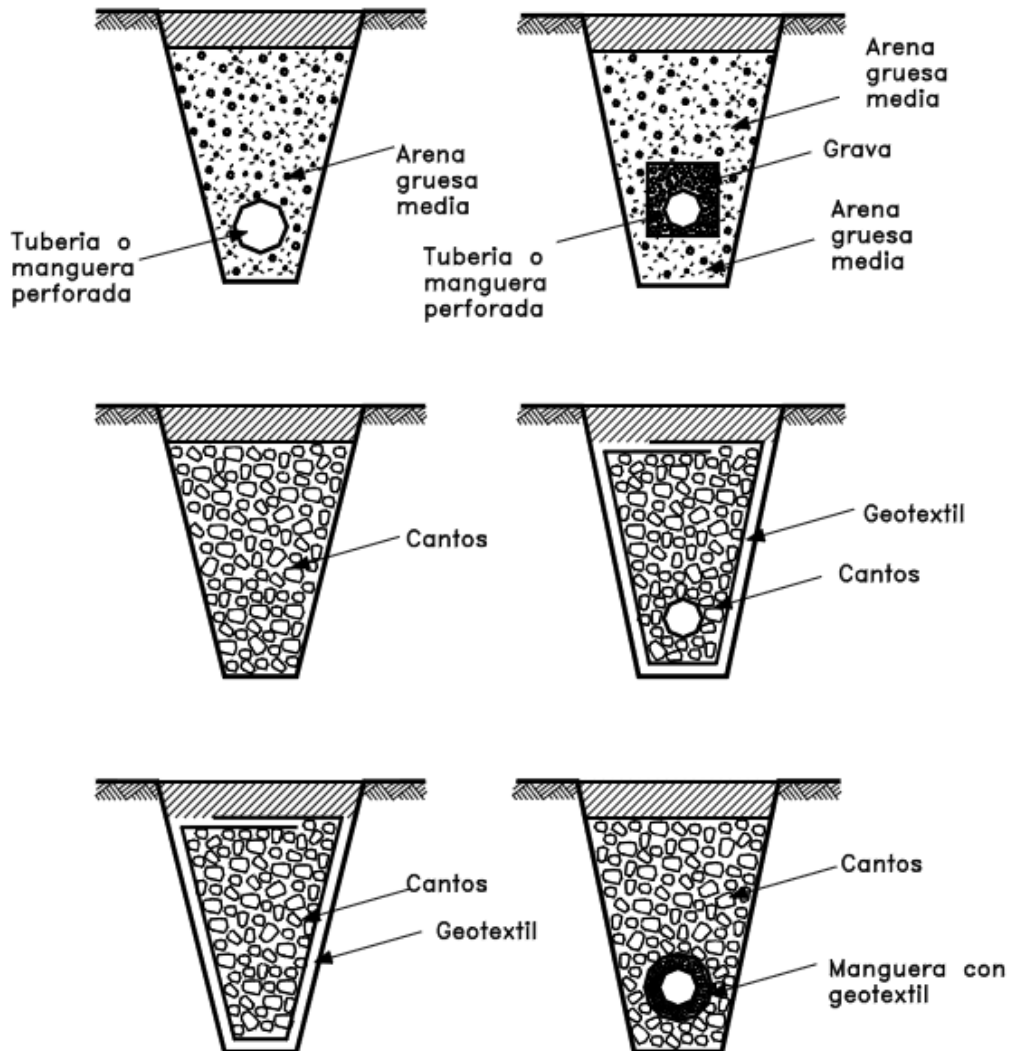
Subdrenes interceptores.

Los subdrenes interceptores tienen por objeto abatir los niveles freáticos y son zanjas excavadas a mano o con retroexcavadora, rellenas de material filtrante y elementos de captación y transporte del agua. La profundidad máxima de estas zanjas es de aproximadamente seis metros.

Los hay de diversas formas así: Con material de filtro y tubo colector; con material grueso permeable sin tubo (filtro francés); con geotextil como filtro, material grueso y tubo colector; con geotextil, material grueso y sin tubo; con Tubo colector con capa gruesa de geotextil a su alrededor; dren sintético con geomalla, geotextil y tubo colector; etc.

Es conveniente tener en cuenta que los drenes tratan de taponarse por transporte y deposición de las partículas más finas del suelo, por lo que se requiere escoger muy cuidadosamente el material de filtro y / o el tipo y calidad del geotextil a emplear.

Ilustración 4.18. Sistemas de subdrenaje



Fuente: Ing. Jaime Suarez D (2008).

El tipo de subdren a utilizar depende de: La disponibilidad de material, los requerimientos del drenaje, de caudales esperados y del presupuesto.

Ilustración 4.19. Ejemplo de subdren interceptor



Fuente: Google

Ilustración 4.20. Ejemplo de subdren interceptor



Fuente: Autores (Vía Río Pastaza - Palora)

Ilustración 4.21. Ejemplo de subdren interceptor



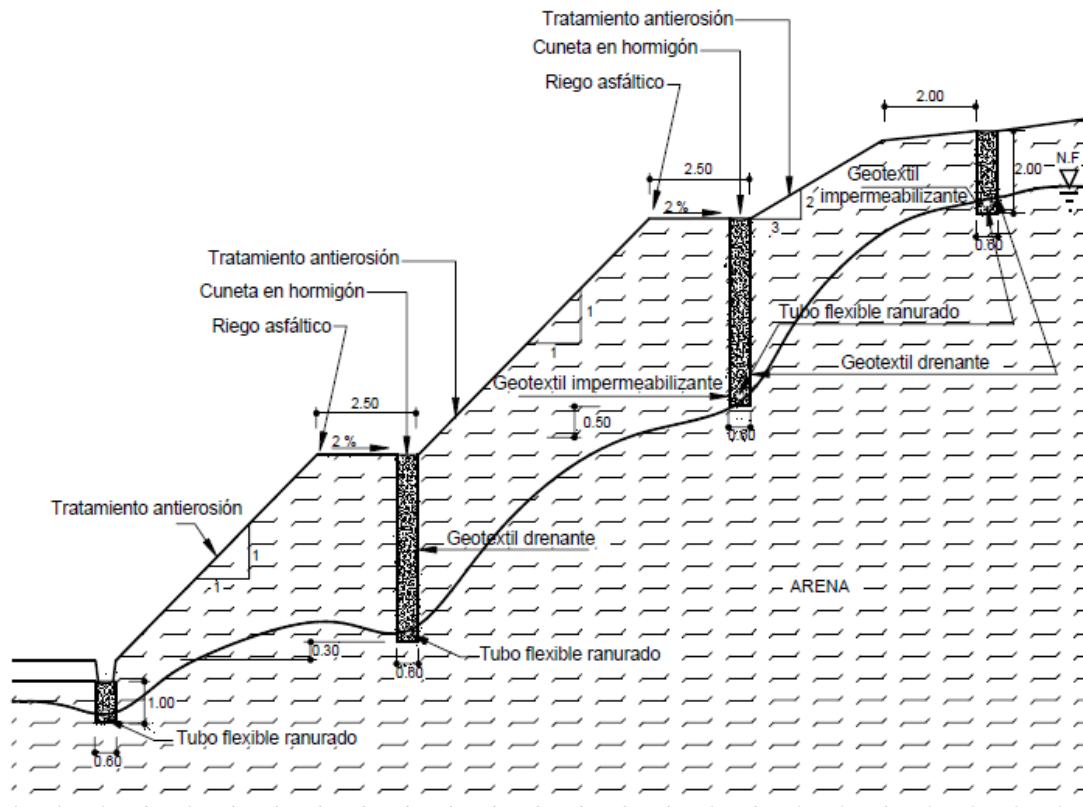
Fuente: Google

Ilustración 4.22. Ejemplo de subdren interceptor



Fuente: Google

Ilustración 4.23. Esquema de subdrenes en taludes saturados



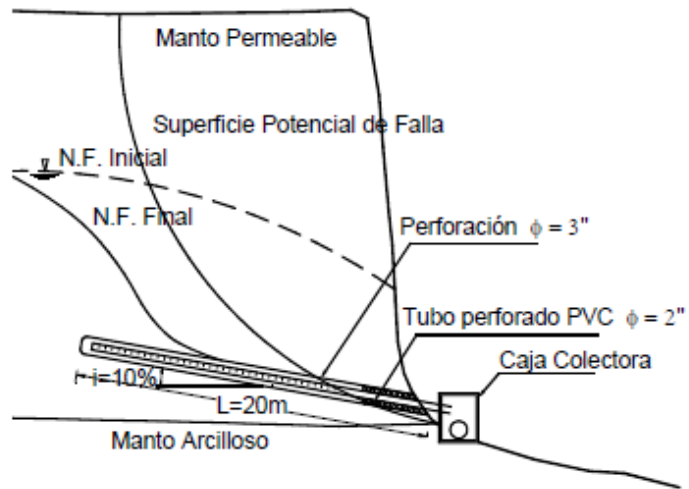
Fuente: Ing. Jaime Suarez D (2008).

Subdrenes horizontales o de penetración

Un dren horizontal o subdrén de penetración consiste en una tubería perforada colocada a través de una masa de suelo mediante una perforación profunda sub horizontal o ligeramente inclinada, con la cual se busca abatir el nivel freático hasta donde se incremente la estabilidad del talud al valor deseado.

El diámetro de las perforaciones aproximadamente es de 3 a 4 pulgadas dentro de las cuales se colocan tuberías perforadas. Generalmente, se recomiendan perforaciones con tricono unido a la tubería de perforación NQ. Este hueco aproximadamente es de 4 ½ pulgadas. La principal ventaja de los subdrenes horizontales es que son rápidos y simples de instalar y se puede obtener un aumento importante del factor de seguridad del talud en muy poco tiempo.

Ilustración 4.24. Esquema general de un subdren de penetración



Fuente: Ing. Jaime Suarez D (2008).

Los tubos utilizados pueden ser metálicos, de polietileno o PVC, generalmente con diámetros de 2" ó 3". Maddison y Jones (2000) recomiendan el uso de tubería de al menos 4 pulgadas, para asegurar la eficiencia de los sistemas de subdrenaje a largo plazo.

Ilustración 4.25. Ejemplo de talud con subdrenes de penetración



Fuente: Autores (Av. Simón Bolívar)

La tubería se puede perforar con agujeros circulares o hacerle ranuras en sentido transversal. Los orificios de la tubería se hacen generalmente con diámetros de 5 a 1.5 milímetros, con una densidad de 15 a 30 agujeros por metro de tubería. Entre mayor sea la abertura de las ranuras, el paso del agua se hace más fácil, pero al mismo tiempo, se pasa la arena y el limo a través de los orificios.

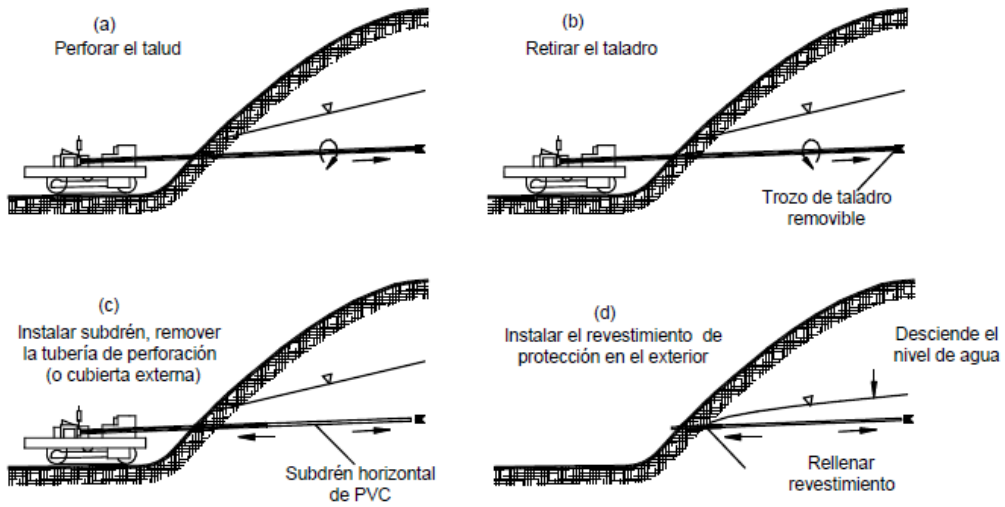
Algunas veces, los subdrenes se diseñan para que recolecten agua solamente en el sector cercano a la punta interior y se inyecta con un impermeabilizante, la longitud restante del tubo.

En general, la longitud requerida puede ser determinada dibujando una sección del talud con su probable círculo de falla superpuesto sobre una sección geológica, en la cual se podrán observar los acuíferos y corrientes de agua presentes. Los drenes deben instalarse de manera que se abata o se elimine el nivel de agua o la saturación por encima de la superficie potencial de falla. La pendiente debe ser tal, que al profundizar el dren no suba a cotas por encima de la línea del nivel de agua.

El alineamiento puede ser paralelo entre el grupo de subdrenes de penetración o en forma de abanico con un punto común de salida. La localización de los arreglos depende de las características geológicas y geotécnicas y de la facilidad de acceso para los equipos. El espaciamiento entre subdrenes depende de la permeabilidad de los materiales del suelo del talud. Los espaciamientos típicos son de 1 a 5 metros, pero en ocasiones, se utilizan espaciamientos mayores. Generalmente, a mayor longitud de subdrenes, se emplean mayores espaciamientos.

La experiencia muestra que generalmente, se requiere un número mayor de subdrenes que los que se proponen en los diseños originales, debido a que durante el proyecto, se observan algunos drenes que producen mayor caudal y otros que pueden producir muy poco o flujo nulo. Del mismo modo, es común que durante la construcción, aparezcan zonas adicionales que requieren subdrenaje. Además se debe tomar en cuenta que el agua de los subdrenes debe recolectada y llevada a un sitio alejado de la zona de influencia del talud y conectarse a un colector principal. En algunos casos, se permite que los subdrenes horizontales entreguen directamente a los canales. En ocasiones, se necesitan construir estructuras de control de erosión en las entregas del sistema de subdrenaje.

Ilustración 4.26. Procedimiento de construcción de subdrenes de penetración.

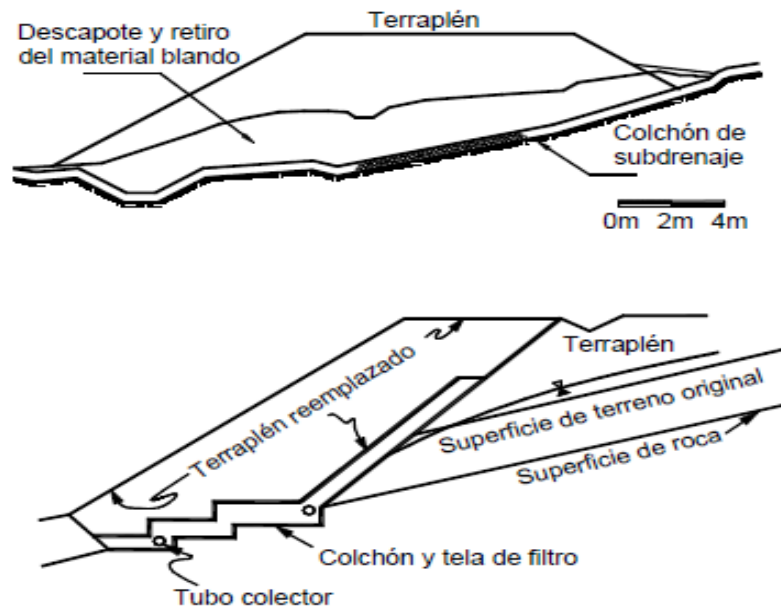


Fuente: Royster (1980)

Colchones de drenaje.

A las capas de material drenante que se colocan debajo de los terraplenes, después de remover los suelos sueltos, generalmente, se les conocen como colchones de drenaje.

Ilustración 4.27. Esquemas de colchones de drenaje colocados debajo de un terraplén.



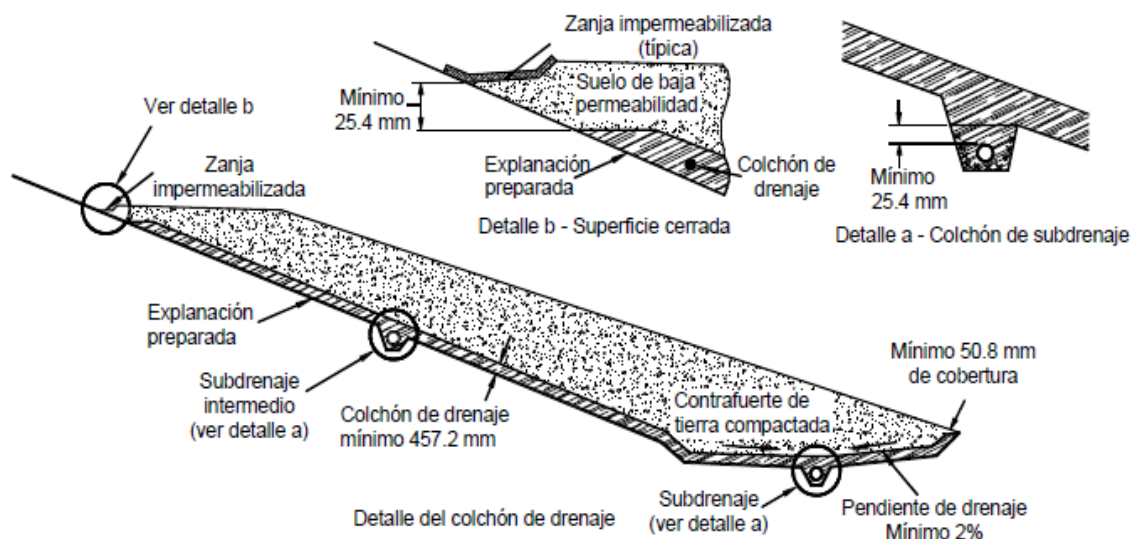
Fuente: Ing. Jaime Suarez D (2008).

Normalmente, consisten en una capa de material grueso permeable de 20 a 50 cms de espesor, envuelto por dos mantos de geotextil. En ocasiones, se colocan mangueras o tuberías perforadas para la recolección del agua captada por el colchón de drenaje.

Pantallas de drenaje.

Las pantallas de drenaje son estructuras similares, en apariencia, a un muro de contención, las cuales se colocan sobre la superficie del talud con el objetivo principal de impedir que se produzca erosión, ocasionada por las exfiltraciones de agua subterránea.

Ilustración 4.28. Esquemas de subdrenes de pantalla.



Fuente: Ing. Jaime Suarez D (2008).

Los subdrenes de pantalla interceptan el agua en los afloramientos y la conducen a un sistema de recolección. Los materiales utilizados deben cumplir condiciones de filtración y al mismo tiempo, deben garantizar la estabilidad general de las pantallas de drenaje. Las pantallas de drenaje constan de tres elementos básicos:

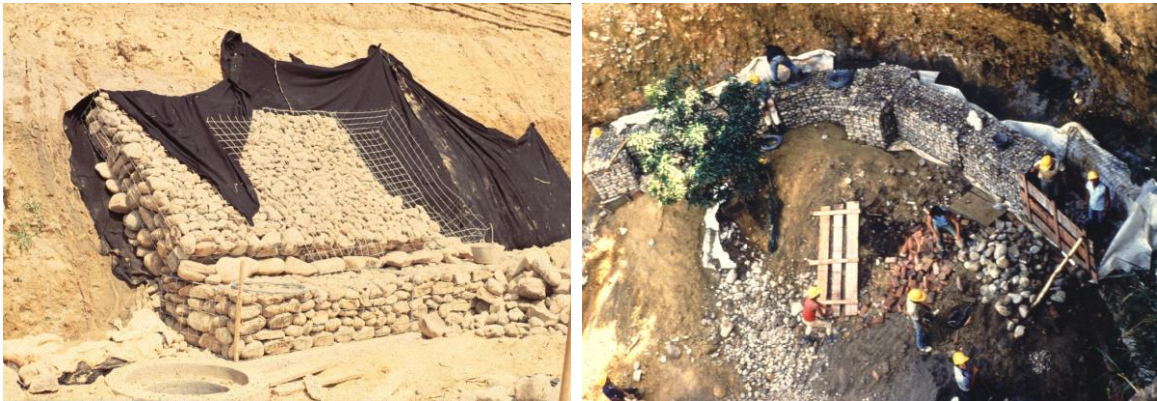
Filtro sobre la superficie del talud.- Este filtro puede ser material granular o geotextil con material grueso, el cual se coloca cubriendo toda el área de exfiltraciones. El espesor de la capa del filtro generalmente es superior a 30 cm. o puede emplearse un geotextil que cumpla especificaciones como filtro. Es muy importante que se tenga un control estricto

para garantizar que el material utilizado como filtro, no tenga más del 3% de finos y de esta manera facilitar, el flujo del agua.

Estructura de contención o retención.- Esta estructura tiene por objeto mantener en su sitio, al filtro y ayudar a la contención de la masa de suelo sobre la cual actúa el gradiente hidráulico, al aflorar el agua. La estructura de contención puede ser un muro en gaviones, enrocado, muro criba, etc.

Subdrén colector.- Este subdrén se coloca en el pie del talud para recoger el agua captada por la pantalla y conducirla a un sitio seguro.

Ilustración 4.29. Ejemplos de subdrén de pantalla.



Fuente: Google.

Los subdrenes de pantallas deben cumplir algunos de los siguientes objetivos: Evitar la formación de cárcavas de erosión en los sitios de afloramiento de agua; captar el agua aflorante y conducirla; servir de contrapeso para la estabilidad general de la masa del talud; conformar el talud mejorando sus condiciones de estabilidad y estética; Actuar como estructura de contención propiamente dicha; etc.

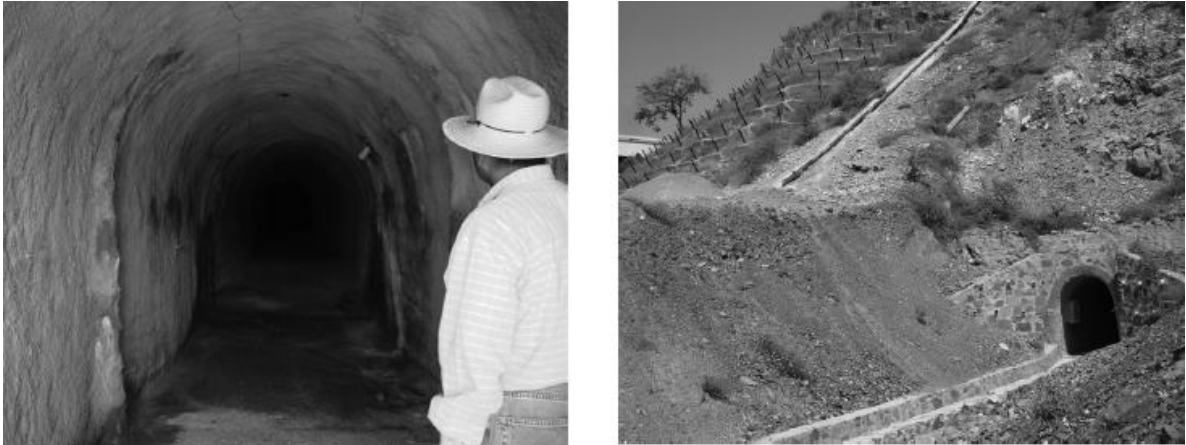
Galerías de drenaje.

La galería de drenaje es un túnel cuyo objetivo específico es disminuir las presiones de poros y controlar las corrientes profundas de agua subterránea en un talud.

El uso de galerías de drenaje es para mejorar las condiciones de estabilidad de los taludes, para el caso de presiones muy altas de poros y es común para la estabilización de los

grandes deslizamientos (Valore, 1996). Este tipo de subdrenaje prácticamente no es utilizado para prevención y control de deslizamiento de taludes en carreteras, más bien son empleadas especialmente, en los grandes proyectos hidroeléctricos o de minería.

Ilustración 4.30. Túnel de drenaje para estabilizar el deslizamiento del estribo de un viaducto en la vía a Acapulco en México.



Fuente: Google.

Pozos verticales de drenaje.

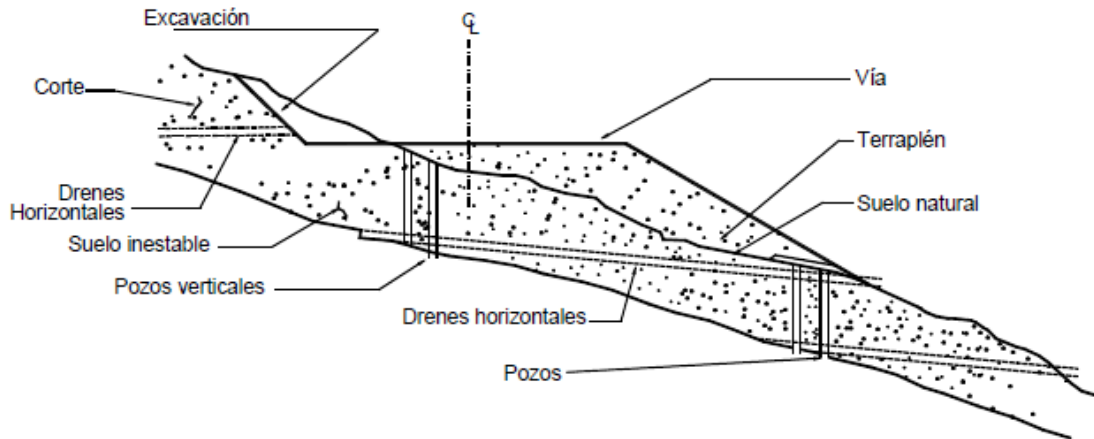
Los pozos verticales de drenaje son perforaciones verticales abiertas que tratan de aliviar las presiones de poros cuando los acuíferos están confinados por materiales impermeables como puede ocurrir en las intercalaciones de lutitas y areniscas.

La principal función de los pozos verticales de drenaje o de alivio de presiones, es la disminución de las presiones de poros en mantos profundos que no pueden alcanzarse utilizando drenes de zanja o drenes horizontales.

El pozo es perforado mediante un equipo estándar para la construcción de pilas. Algunas veces, se pueden necesitar entibados para prevenir el derrumbe de las paredes o la colocación de una pared metálica o tubo vertical.

Los subdrenes verticales de gravedad, combinados con subdrenes de penetración horizontales es una buena solución para la disminución de las presiones de poros en mantos profundos.

Ilustración 4.31. Esquema de combinación de pozos verticales y subdrenes horizontales.



Fuente: Ing. Jaime Suarez D (2008).

Subdrenaje de estructuras de contención.

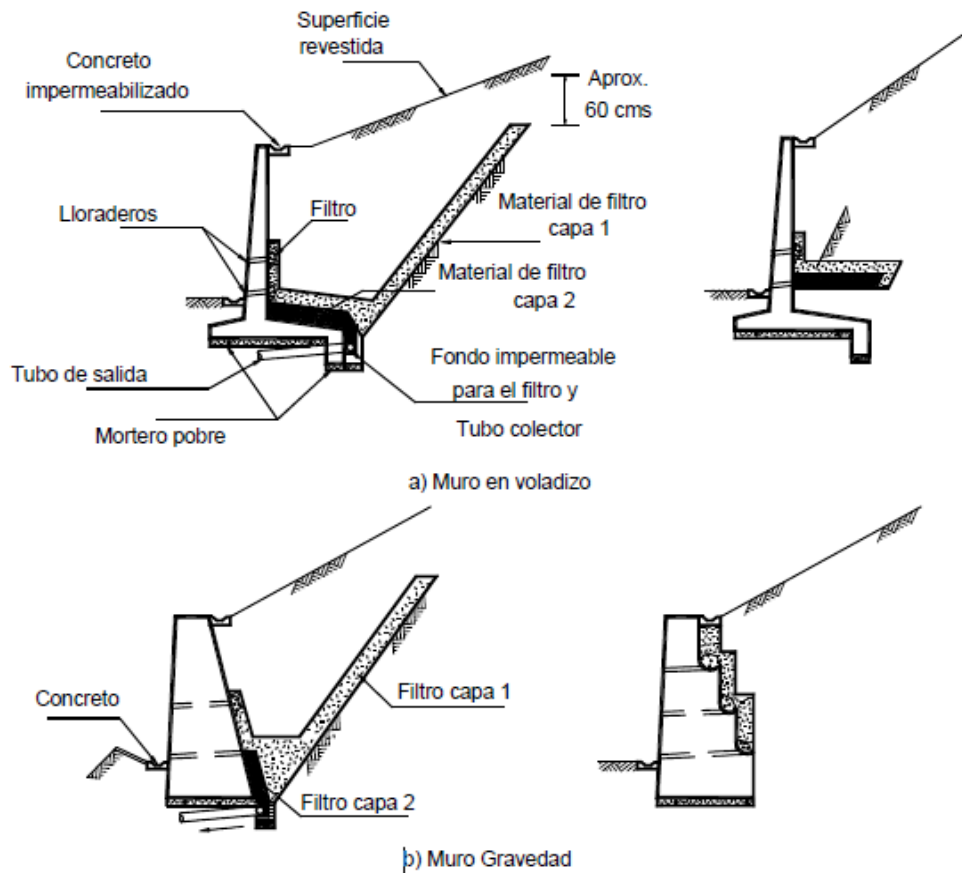
Con excepción de las paredes para sótanos que se diseñan para resistir las presiones del agua, es una práctica necesaria de ingeniería la construcción de un subdrenaje adecuado detrás de los muros. El sistema de drenaje debe diseñarse para el flujo esperado sin que se presente taponamiento del sistema. Para prevenir el taponamiento, debe emplearse un material de filtro de acuerdo con el tipo de suelo detrás del muro.

El sistema de drenaje consiste en colchones de drenaje, pantallas, subdrenes, interceptores o incluso subdrenes horizontales de penetración.

Para los casos en los cuales la pared es impermeable como sucede con los muros de concreto, se deben construir huecos de drenaje o lloraderos para impedir que se genere una presión de poros exagerada detrás de la pared.

Los lloraderos normalmente tienen un diámetro de 75 mm y un espaciamiento no mayor de 1.5 metros horizontalmente y un metro verticalmente. La hilera más baja de lloraderos debe estar aproximadamente a 30 centímetros por encima del pie del muro.

Ilustración 4.32. Esquema de Subdrenaje de muros de contención.



Fuente: Ing. Jaime Suarez D (2008).

4.3. Modificación de la geometría del talud.

Una vez analizado el talud y definidos los niveles de amenaza y riesgo, el mecanismo de falla y analizados los factores de equilibrio, se puede pasar al objetivo final que es el diseño del sistema de prevención, control y estabilización del talud en cuestión.

Con el conocimiento de que la geometría de un talud debe garantizar:

El equilibrio de masas de talud, que garantice un factor de seguridad suficiente de acuerdo a los criterios requeridos de estabilidad; y, garantizar una velocidad baja de la escorrentía para que la fuerza del tractiva del agua en movimiento no sea capaz de erosionar los suelos superficiales.

Uno de los métodos o técnica más utilizado para garantizar la estabilidad de un talud es la de modificar la geometría del talud. La técnica de modificación de la geometría del talud es muy utilizada, especialmente en carreteras, debido a su bajo costo y a la disponibilidad de equipos.

En deslizamientos de doble o triple cuña al excavar los suelos de la cuña superior se reducen en forma importante las fuerzas que producen el movimiento.

En deslizamientos de mayor magnitud, donde se requiere adquirir grandes áreas de terreno y los movimientos de tierra son de grandes volúmenes, es posible que no sea viable económicamente realizar la conformación del talud para su estabilización.

En otros casos, hay restricciones tales como carreteras superiores, viviendas u obras de infraestructura. En deslizamientos de traslación puede ocurrir que al remover suelo, se disminuya la resistencia total a la fricción y como consecuencia la estabilidad del talud.

La modificación de la geometría de un talud puede incluir los siguientes procedimientos:

Abatimiento de la pendiente.

El abatimiento o disminución de la pendiente de los taludes es uno de los métodos más utilizados para mejorar su estabilidad y en ocasiones es la primera opción a considerar. Al igual que con otros métodos, éste no es de uso universal y su efectividad puede variar de un sitio a otro.

El abatimiento de la pendiente puede ser efectivo en deslizamientos rotacionales, pero generalmente tiene muy poco efecto o puede tener un efecto negativo en deslizamientos de traslación.

Al disminuir la pendiente del talud, se disminuyen las fuerzas actuantes y adicionalmente el círculo crítico de falla se hace más largo y más profundo aumentándose en esta forma el factor de seguridad. El abatimiento se puede lograr por corte o por relleno.

El abatimiento de la pendiente del talud es económicamente posible en taludes de poca altura, pero no ocurre lo mismo en taludes de gran altura, debido al aumento exagerado del volumen de tierra de corte con el aumento de la altura.

El abatimiento por relleno en ocasiones no es posible por falta de espacio en el pie del talud, o por el costo y dificultad para obtener el permiso de los propietarios para la colocación de los rellenos o la ejecución de los cortes.

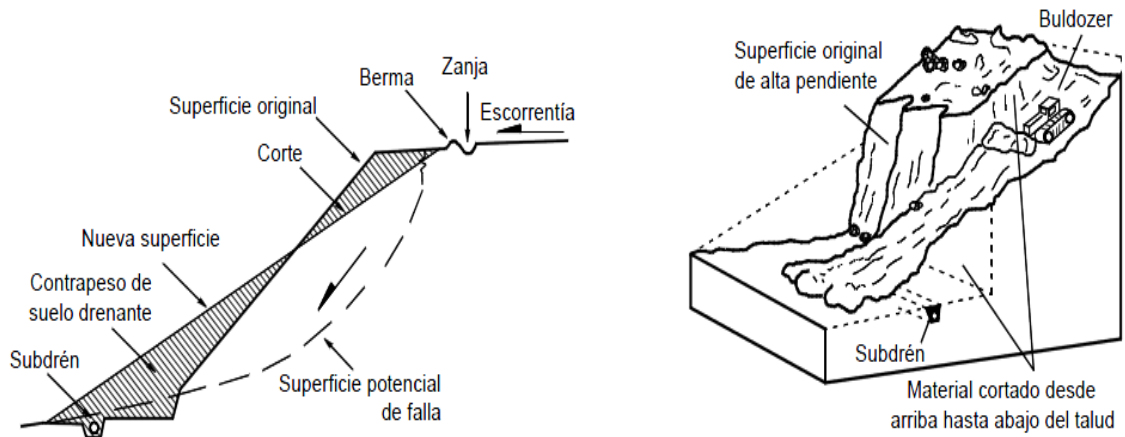
El mecanismo de abatimiento de talud utilizando relleno puede presentar dificultades e incluso producir inestabilidad cuando los rellenos se colocan sobre suelos blandos o de baja resistencia. Igualmente, en el proceso de colocación de los rellenos se pueden producir condiciones no drenadas en suelos saturados, disminuyéndose en forma apreciable la resistencia momentánea del talud. Para los abatimientos de pendiente en relleno así como para la construcción de contrapesos, se deben preferir los materiales granulares gruesos de drenaje libre, pero puede utilizarse otro tipo de material de buena calidad previa colocación de un colchón u otro sistema de subdrenaje. Los suelos orgánicos, suelos limosos y los suelos dispersivos no se recomiendan.

Ilustración 4.33. Ejemplo de disminución de pendiente de un talud.



Fuente: Google.

Ilustración 4.34. Abatimiento de la pendiente utilizando corte y relleno.

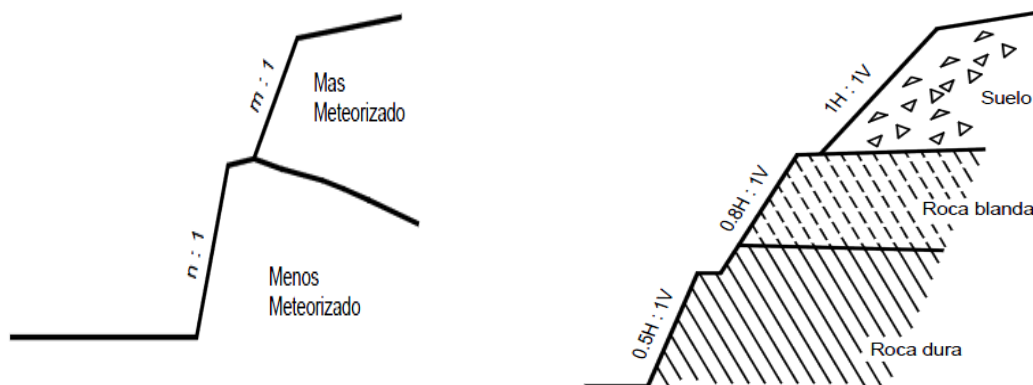


Fuente: Ing. Jaime Suarez D (2008).

En la mayoría de los casos la resistencia y calidad de los materiales varía de acuerdo a la profundidad de la excavación o como consecuencia de la existencia de estratos de diferente material, entonces se requiere tener en cuenta estas diferencias para definir la pendiente. La solución más utilizada es la construcción de pendientes combinadas de acuerdo a las características del material.

En la mayoría de los casos, se requiere que las pendientes sean menores en la parte superior o cabeza del talud donde los materiales se encuentran más descompuestos o son menos resistentes.

Ilustración 4.35. Pendientes variables para taludes en suelos residuales.



Fuente: Ing. Jaime Suarez D (2008).

Remoción de la Totalidad del Material Inestable.

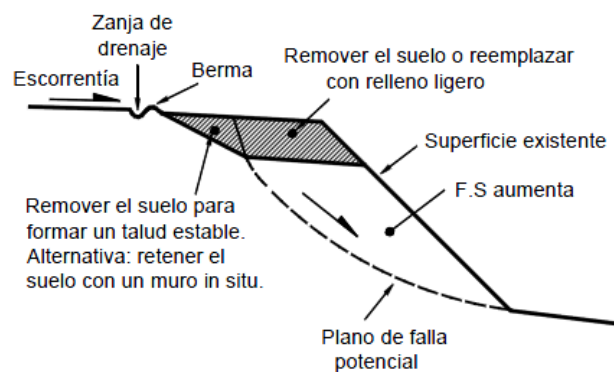
La remoción de la totalidad del material inestable en ocasiones puede ser la mejor alternativa de estabilización, si el corte de los materiales inestables no ocasiona modificaciones en la estabilidad de las áreas circunvecinas.

Cuando los deslizamientos son poco profundos este método podría ser económico y eficiente. En todos los casos, se debe analizar los efectos de la excavación sobre el drenaje y sobre la inestabilidad de otras áreas.

Remoción de Materiales de la Cabeza del Talud.

El descargue o remoción es una técnica para reducir las fuerzas actuantes dentro de la masa inestable o deslizada. Generalmente, se excava en la cabeza del deslizamiento, debido a que la parte superior del deslizamiento es la que aporta una mayor fuerza actuante sobre la masa inestable.

Ilustración 4.36. Pendientes variables para taludes en suelos residuales.



Fuente: Ing. Jaime Suarez D (2008).

La construcción de terrazas en la parte alta de un deslizamiento de rotación tiende a reducir el momento actuante y controlar el movimiento. El efecto es disminuir las fuerzas actuantes en la zona más crítica para la generación de momentos desestabilizantes.

En esta forma el círculo crítico de falla se hace más profundo y más largo, aumentándose el factor de seguridad. La remoción de una suficiente cantidad de materiales en la parte

superior del talud disminuye las fuerzas actuantes y puede resultar en un equilibrio de fuerzas que mejore la estabilidad del talud.

Ilustración 4.37. Ejemplo de construcción de terrazas en la parte alta del talud.



Fuente: Google.

En la práctica la remoción de materiales es muy útil en fallas activas. Este método generalmente se aplica a fallas existentes y es muy eficiente en deslizamiento de tamaño mediano a pequeño. Esta técnica es muy eficiente en deslizamientos de doble o triple cuña.

Terraceo del Talud.

El terraceo se puede realizar con el propósito de controlar la erosión y facilitar el establecimiento de la vegetación, o para aumentar el factor de seguridad. La altura de las gradas es generalmente de 5 a 7 metros y cada grada debe tener una cuneta revestida para el control del agua superficial. El sistema de cunetas a su vez debe 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 sub superficial es usualmente, el menos resistente. Las terrazas son muy útiles para control de aguas de escorrentía. Al construir las terrazas, el talud puede quedar dividido en varios taludes de comportamiento independiente, produciéndose taludes estables.

El sistema de bermas es una forma de terrajeo. 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.

Ilustración 4.38. Ejemplo de construcción de terrazas intermedias.



Fuente: Google.

4.4. Siembra e hidrosiembra.

Los taludes de infraestructuras lineales (autopistas, carreteras, caminos, vías del tren...) se caracterizan por tener amplias pendientes de suelo desnudo y afloramientos rocosos, originadas por grandes movimientos de tierra. Las laderas de los taludes desprovistas de vegetación al término de la obra quedan expuestas al efecto de las lluvias con consecuencias que pueden ser graves para la seguridad vial (Navarro 2002). Los riesgos de erosión en los primeros meses, que pueden llevar al derrumbe del talud en su caso más extremo, exigen una intervención urgente que pretende, según los casos, restaurar una cubierta vegetal densa en las laderas recién construidas.

En la construcción de taludes superficiales es necesario realizar cortes o rellenos en el suelo natural, donde su masa se encuentra en equilibrio. La formación de taludes superficiales por corte o relleno del talud natural, implica el retiro de la capa vegetal natural del suelo y por lo tanto un cambio de la estructura y condiciones de la capa superficial del talud.

Al eliminar la protección vegetal (cualquiera que sea ésta) se deja el terreno expuesto al impacto de las gotas de lluvia, las cuales producen erosión laminar, seguida por formación de surcos, los cuales pueden convertirse en cárcavas. La situación se agrava aún más cuando se remueve la parte superficial del terreno o descapote la cual funciona como una segunda capa de protección natural contra la erosión y la infiltración de agua.

El hombre ha sido un permanente modificador de los elementos que conforman la superficie de la tierra y el efecto sobre los taludes ha sido el de agente desestabilizador.

La cobertura vegetal presente determina una mayor o menor protección contra el impacto de la lluvia o la acción de las corrientes de agua. Adicionalmente la vegetación retarda la escorrentía regulando los picos de caudal de las corrientes.

La forma más sencilla y menos costosa de revegetar estas laderas, consiste en no intervenir (restauración pasiva), pero la colonización espontánea por parte de las plantas no siempre es suficiente o suficientemente rápida. Por ello, se recurre frecuentemente a técnicas de restauración activa que favorecen y aceleran el establecimiento de la vegetación con el objetivo de controlar la erosión y darle estabilidad al talud.

La protección ideal de la superficie de un talud es el recubrimiento con vegetación igual o similar a la encontrada antes de la intervención, sin embargo el resultado de este tipo de intervención implica procesos tediosos y no de corto plazo, por lo cual el riesgo de inestabilidad permanece latente.

Como prueba de ello, se han descrito resultados muy dispares durante los primeros meses posteriores a la actuación. Estos resultados van desde la formación de una cubierta vegetal densa y eficaz para el control de los procesos erosivos (Matesanz et al. 2006), hasta una casi completa desaparición del conjunto de especies sembradas, con un recubrimiento del suelo insuficiente para frenar la erosión (Andrés y Jorba 2000).

Cuando una zona queda desprovista de vegetación, como es el caso de los taludes de infraestructuras lineales, se pone en marcha el proceso de sucesión vegetal, que comienza por la fase de colonización. Esta última, a su vez, podría definirse como una función de distintos procesos que se suceden en el tiempo: la dispersión, la fijación y la germinación de semillas, y el establecimiento de las plantas y su supervivencia.

Así, la colonización de una zona sin vegetación depende, en primer lugar, de la llegada de semillas por dispersión desde las zonas circundantes a través de distintos vectores como el viento, el agua o los animales.

En definitiva, la colonización de una zona dada –y la comunidad de plantas resultante– depende de tres grandes grupos de factores: a) la disponibilidad de semillas, b) las condiciones del medio y c) las interacciones planta-planta, conocidos a su vez como los tres grandes ‘filtros ecológicos’ que determinan el ensamblaje de las especies.

Siembra.

La tarea de implantar una cubierta vegetal en taludes de carretera implica la consideración de una serie de factores que se presentan en estos lugares con matices específicos y configuran, aisladamente o en su conjunto, una situación distinta de la que habitualmente se presenta a la hora de sembrar o de plantar de forma común. Efectivamente, la pendiente, la temperatura del suelo, la compacidad del suelo, el contenido y distribución de humedad, la cantidad de materia orgánica, suelen definir un medio sumamente inadecuado para el desarrollo de la vegetación.

De hecho, la colonización natural no se produce, o se lleva a cabo a un ritmo muy lento, en los taludes del tipo que se origina habitualmente junto a las grandes carreteras. Por otro lado, el establecimiento de una cubierta vegetal permanente parece ser el mejor procedimiento para conseguir la fijación y estabilización de taludes. En ponderación conjunta de los aspectos funcionales, económicos, estéticos y de conservación del medio natural, ofrece ventajas indudables sobre cualquier otro método; ventajas que persisten, en muchas ocasiones.

La siembra de plantas o vegetación en el cuerpo de un talud, trata de conseguir la estabilidad permanente de las capas superficiales y proteger el suelo del desgaste así como también evitar el deslizamiento y arrastre del material por el agua de la lluvia. Este proceso también es lento debido a las consideraciones ya enunciadas en el caso de la colonización por lo que en la actualidad es muy poco utilizado.

La finalidad perseguida es fijar los taludes de forma rápida y permanente. Importa, pues, decisivamente el efecto inicial de control de la erosión; y en segundo lugar dejar la puerta abierta para que los procesos naturales incidan sobre lo operado artificialmente, para irlo sustituyendo paulatinamente.

En cualquier caso, y como prolongación de lo ya señalado acerca del peso a conceder al entorno natural, puede afirmarse que, más que los elementos definitorios de las comunidades naturales, son las componentes operativas de las especies empleadas las que determinan la viabilidad global de la acción emprendida. Se trata, pues, de buscar una comunidad funcional, cuyos componentes básicos apuntarían hacia el cumplimiento en el espacio y en el tiempo de una serie de funciones; entre ellas, es primordial el control de la erosión, que exige efectos extensos, inmediatos y permanentes.

Las plantaciones que se deben usar para realizar estas revegetaciones conviene que sean las mismas que existían antes de las obras ya que seguro que eran las que mejor se adaptaban al medio.

Por otro lado las especies recomendadas para plantar en taludes son aquellas que desarrollan raíces muy ramificadas y que se agarran fuertemente al terreno, ya sean arbustos o árboles, conviene que tengan las ramas resistentes para que no puedan ser arrancadas en caso de una fuerte ráfaga de viento y caigan al pie del talud ya que, además de perder el efecto buscado, se produciría riesgo de accidente si ésta ocupara parte de la calzada o vía de ferrocarril.

La forma más conocida de estabilizar taludes es el encespado, bien por siembra directa o por tepes. Se debe partir de que el suelo está convenientemente drenado y estabilizado. El tepe es un medio de sujeción rápida de la capa superficial. El césped se desarrolla rápidamente y con facilidad, incluso en terrenos no demasiado aptos para otros tipos de vegetación.

Es preciso tener en cuenta que la pendiente del talud es una limitación para las medidas a emplear. Con taludes de fuerte pendiente no se podrá garantizar la estabilización con plantaciones. En este caso, la vegetación será un complemento y no una solución permanente.

El césped o pastos generalmente son plantas originarias de los terrenos planos y no es fácil establecerlos adecuadamente, sobre zonas de alta pendiente. En la actualidad existen varios sistemas de biotecnología utilizados para estabilizar deslizamientos entre otros, es el tendido previo de: geomallas ancladas, mallas metálicas de triple torsión ancladas, mantas orgánicas, colocación superficial de vigas de concreto armado en forma reticulada y en las áreas intermedias (entre las vigas) colocar vegetación.

Ilustración 4.39. Ejemplo de recubrimiento vegetal con vigas.



Fuente: Google.

Ilustración 4.40. Ejemplo de recubrimiento vegetal con geomalla anclada.



Fuente: Google.

Ilustración 4.41. Ejemplo de recubrimiento vegetal de un talud.



Fuente: Google.

Hidrosiembra.

En la actualidad la técnica de restauración más común para cumplir este objetivo geomorfológico a corto plazo es la hidrosiembra. El éxito de las hidrosiembras es muy variable, dependiendo en gran medida de factores como el clima, la litología, el tipo de talud, su orientación y su pendiente, la época de la siembra, las especies sembradas y las interacciones de estas últimas entre ellas y con las condiciones de la zona a restaurar.

La hidrosiembra es un tipo de actuación que se realiza en aquellas zonas donde existe un riesgo potencial de erosión y donde no pueden ser utilizados las técnicas convencionales de siembra, debido a la dificultad de acceso o a las fuertes pendientes.

La técnica de la hidrosiembra, es utilizada para luchar contra la erosión y la desestabilización de taludes o terrenos poco consolidados, y tiene como objetivo establecer una cubierta vegetal sobre terrenos de difícil acceso o de gran pendiente.

La hidrosiembra, por lo tanto es más rápida y eficaz que la siembra convencional, eso la convierte en la principal técnica de la restauración de capa vegetal en los taludes.

Esta técnica consiste en la proyección sobre la superficie del talud, de una mezcla de semillas, mulch, fertilizantes, sustancias adherentes y agua. Es una técnica de fácil aplicación a gran escala porque se realiza con medios mecánicos especializados (hidrosembradora) dotados de equipos de bombeo.

Esta técnica puede utilizarse casi para cualquier vegetación en taludes con poco suelo o inclinación de hasta 45 grados (para mayores inclinaciones es necesario el uso conjunto de mallas).

La composición de semillas, así como el resto de componentes y el número de pasadas va a depender de una serie de factores: climatología, localización, época de aplicación, etc. Desde nuestra oficina técnica, les ofrecemos asesoramiento técnico, así como un estudio específico de cada caso con el fin de garantizar el éxito de la hidrosiembra.

Las ventajas de utilizar la hidrosiembra entre otras son: La vegetación se establece un 20-25 % más rápido que con cualquier otra alternativa mecánica o siembra manual; las semillas y abonos se distribuyen uniformemente; el mulch asegura unas condiciones

favorables para una rápida germinación; se pueden alcanzar grandes alturas en taludes difícilmente aseQUIBLES; ciertos tipos de mulch son capaces de aportar, por sí solos, protección temporal frente a la erosión (Hidromantas)

Ilustración 4.42. Ejemplo de hidrosiembra en un talud.



Fuente: Google.

Ilustración 4.43. Efecto de recubrimiento vegetal en un talud con hidrosiembra.



Fuente: Google.

4.5. Hormigón lanzado.

El hormigón lanzado sobre la superficie desprovista de vegetación, es otra forma de evitar los riesgos y las consecuencias de la erosión del talud y la posible inestabilidad que esto ocasiona.

La protección del talud por medio de técnicas de hormigón lanzado consiste en recubrir la superficie de los taludes con una capa de hormigón simple, colocado con chiflón, La capa usualmente tiene 5 cm de espesor mínimo. Para evitar su agrietamiento, generalmente se la coloca sobre malla electro soldada fijada al cuerpo del talud con tramos cortos de varilla u otros dispositivos.

En nuestro medio, donde son frecuentes los proyectos de ingeniería en zonas montañosas y con dificultades geológicas, es imperativo efectuar grandes cortes y rellenos de tierra que se traducen en altos costos, impactos ambientales, obras de drenaje y contención en taludes que deben ser asumidos de forma inevitable.

La aplicación de un revestimiento de hormigón lanzado nos permite contar en varias oportunidades con una excelente alternativa y técnicamente viable que, infortunadamente muy pocas veces tenemos en mente.

Los proyectos viales desarrollados a lo largo de una topografía entre ondulada y montañosa han exigido cortes superiores a los 30 m y en donde se necesita mantener velocidades de diseño importantes para la competitividad del país, de las regiones y de los usuarios.

El desafío para la ingeniería y los diseñadores de vías ha sido el de mantener estos cortes sin recurrir a gigantescos movimientos de tierra, evitando al mismo tiempo los costos ocultos que conllevan al riesgo para vidas humanas, la remoción continua de derrumbes, la seguridad y la calidad de la vía. Varios de estos proyectos han sufrido afectaciones considerables durante las épocas invernales con las respectivas consecuencias.

Desde hace varios años esta técnica está siendo utilizada en el país para estabilizar taludes, con el objeto de protección de erosión o como parte de la estructura en sistemas de contención. Sin embargo su uso todavía es esporádico y como consecuencia de deslizamientos y no como una medida de prevención.

Dependiendo de las condiciones finales de diseño del talud y en función de claros estudios de geotecnia, que varía para cada proyecto y cada zona; así como de los sistemas de drenaje y manejo general de aguas, podemos aplicar hormigón lanzado en taludes con alturas de corte superiores a los 6 m, en capas aproximadas a 10 cm, usando anclajes pasivos o activos y de acuerdo con las estructuras en riesgo o con los alrededores del talud a proteger.

Los anclajes activos pueden estar constituidos entre otros por cables a profundidades de al menos 20 m, embebidos hasta la mitad en una lechada y tensionados cada uno a 7 ton, terminando en la zona de anclaje con dados de concreto reforzado de 20 cm.

La superficie de hormigón lanzado se dispone de una malla de refuerzo de características que dependen de las exigencias estructurales, como también ocurre con el espaciamiento entre anclajes.

El anclaje pasivo corresponde a barrenos de 7,5 cm de diámetro con una barra de refuerzo de 25 mm, embebido en lechada de cemento y ligado monolíticamente al concreto lanzado mediante un refuerzo, colocado en un ángulo acorde al diseño.

Las mezclas de hormigón utilizadas en este tipo de obra son de diseño especial, para garantizar el flujo en las mangueras, evitar el escurrimiento y disminuir los desperdicios por rebote.

La aplicación de este sistema de estabilización de un talud garantiza la seguridad de la vía durante la construcción y la operación de la misma, lo que permite concentrar la atención en desarrollar las actividades programadas, evitando costos extras por remociones de material, reconfiguración de talud, atención de emergencias que, por experiencias en la construcción de vías en montañas, puede llegar al 45 % del volumen teórico de cortes durante la etapa de construcción, y, sobre todo evitar el posible riesgo de pérdidas de vida humana.

En la actualidad el sistema de hormigón lanzado es una realidad técnica, pues ya existe oferta de equipos de lanzado, producción de hormigón especial, junto con una gran versatilidad de soluciones de este sistema, hacen que el mismo debe ser considerado para la protección de los taludes en la mayoría de las obras que se requiera.

Ilustración 4.44. Ejemplo de hormigón lanzado en avance de construcción de talud.



Fuente: Google.

Ilustración 4.45. Ejemplo de hormigón lanzado y anclajes.



Fuente: Google.

Ilustración 4.46. Ejemplo de hormigón lanzado y anclajes.



Fuente: Google.

Ilustración 4.47. Ejemplo de hormigón lanzado y anclajes.



Fuente: Google.

CAPÍTULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- 5.1.- Las evaporaciones anuales máximas ocurren en los meses de verano, especialmente en agosto, lo cual hace que los taludes se descarguen el agua absorbida y disminuyan su peso, esto permite concluir que los meses críticos para que ocurran deslizamientos son los comprendidos en el periodo de invierno donde la evaporación es mínima.
- 5.2.- Del estudio de las propiedades mecánicas de los suelos que representan los cortes a lo largo de la Av. Simón Bolívar se puede notar que la resistencia al corte del suelo no drenado, está entre mediana y alta con valores de cohesión mínima de $4T/m^2$ y ángulo de fricción mínimo de 24° .
- 5.3.- Geotécnicamente los suelos que establecen el perfil estratigráfico de los taludes a lo largo del área de estudio de la Av. Simón Bolívar resultan ser uniformes, con preponderancia de suelos limos arenosos y arenas limosas.
- 5.4.- Los cortes estratigráficos de los taludes del sector de la Forestal demuestran la presencia de lentes de arena que suelen tener buzamientos en el sentido del posible movimiento del talud.
- 5.5.- Las épocas de recarga de agua del suelo están comprendidas entre septiembre y mayo, lo cual hace que la lluvia se acumule progresivamente hasta los meses de abril y mayo e históricamente el mayor número de deslizamientos han ocurrido en el mes de abril, coincidiendo con el mes más lluvioso y el penúltimo de la etapa invernal.
- 5.6.- La serie histórica de eventos demuestran que los deslizamientos catastróficos han ocurrido en los años de mayor lluvia acumulada, 1999 y 2008.
- 5.7.- Del análisis de regresión lineal entre el número de deslizamientos y los eventos ocurridos se desprende que tienen una gran relación, lo cual permite concluir que a mayor lluvia acumulada, mayor número de deslizamientos.

- 5.8.- El umbral crítico de lluvias acumuladas para la Av. Simón Bolívar corresponde a 1486 mm, para un periodo de retorno de 16.40 años.
- 5.9.- El análisis de lluvias evento, comprueban que el detonante de los deslizamientos ocurridos en la Av. Simón Bolívar no son las lluvias máximas en 24 horas si no las lluvias acumuladas.
- 5.10.- La Escala de riesgos para la Av. Simón Bolívar que estructurada de la siguiente manera:

Lluvia Crítica, mm	Riesgo
Menos de 600	Bajo
Entre 600 y 1200	Medio
Entre 1200 y 1400	Alto
Mayor a 1400	Muy Alto

- 5.11.- Con la escala expuesta se recomienda a las autoridades pertinentes, planificar un sistema de alarma que permita prevenir accidentes por deslizamientos.
- 5.12.- Queda demostrado que el agua es el principal causante de los eventos de deslizamientos, por lo que se recomienda aplicar todo tipo de proceso constructivo que permita prevenir la infiltración o la extracción del agua en el cuerpo del talud.
- 5.13.- Finalmente debemos recomendar se realicen nuevas investigaciones similares para otros sectores, usando una metodología de lluvias acumuladas día a día.

BIBLIOGRAFIA

- Anuarios INHAMI
- Normas ASTM, D-4700, D-4318, D-2487, D-422, D-2216, D-1586 y D 854
- Suarez Jaime, Control de Erosión en Zonas Tropicales, Bucaramanga, ISBN, 2001
- Das Braja, Fundamentos de Ingeniería Geotécnica, Mexico D.F, Tomson, 1999.
- Suarez Jaime, Deslizamientos y Estabilidad de Taludes en Zonas Tropicales, Bucaramanga, Ingeniería de Suelos Ltda, 1999
- Arango Juan, Relación Lluvias – Deslizamiento y Zonificación Geotécnica en la Comuna Dos de la Ciudad de Manizales, Monografía, Medellín, 2000
- Cesar Sánchez, Luis Urrego, Metodología Para Evaluación de Riesgos en Corredores Viales, Bogota , Trabajo de Grado, 2011.
- Ruth Mayorga, Determinación de Umbrales de Lluvia detonante de deslizamientos en Colombia, Bogota , Trabajo de Grado, 2003.
- Edilberto Guevara, Humberto Cartaya, Una Introducción a la Ciencia Hidrológica Aplicada, Valencia Venezuela, Gueca Ediciones, 1991.
- Chow Ven Te, Hidrología Aplicada, Bogota, Mc Graw Hill, 1994
- <http://www.hoy.com.ec/noticias-ecuador/deslave-sobre-la-nueva-oriental-3309.html>
- <http://www.ultimasnoticias.ec/noticias/3131-derrumbe-cubrio-la-av-simon-bolivar.html>
- http://www.lahora.com.ec/index.php/noticias/show/1000100282/-1/Derrumbe_en_nueva_v%C3%ADa_Oriental_tiene_dos_a%C3%B1os.html#.UmcmzPnrxC8
- <http://www.hoy.com.ec/noticias-ecuador/sevilla-palntea-emergencia-6246.html>

- http://www.elcomercio.ec/quito/familias-reubicadas-sectores-Quito_0_435556466.html
- http://www.elcomercio.com/noticias/derrumbes-Forestal-Alta-inquietan_0_53994737.html
- http://www.elcomercio.com/noticias/derrumbes-Forestal-Alta-inquietan_0_53994737.html
- www.lahora.com.ec/index.php/noticias/show/1101052062/-1/siguen%20deslaves%20por%20las%20lluvias%20.html
- www.elcomercio.ec/quito/derrumbes-baches-riesgo-Simón-Bolívar0397760232.html
- <http://diariopp.com.ec/mi-quito/item/quito-tendra-plan-para-mitigar-danos-por-invierno.html>
- www.elcomercio.ec/quito/Deslizamientos-inundaciones-lluvias_0_625137695.html
- <https://www.noticiasquito.gob.ec/index.php?...Noticias...Informaci%F3n...>
- https://www.noticiasquito.gob.ec/index.php?module=Noticias&func=news_user_view&id=5638&umt=Informaci%F3n%20de%20la%20Sala%20Situacional%20sobre%20emergencia%20por%20lluvias
- www.lahora.com.ec/frontEnd/images/objetos/REPORT~1.XLS
- www.telegrafo.com.ec/noticias/quito/item/deslizamiento-congestionala-avenidasimon-bolivar.html

ANEXOS

Anexo 3.1.- Lluvias Mensuales Para una Serie Histórica 1996 -2012 – Estación Izobamba

AÑO	MES											
	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPTIEMBRE	OCTUBRE	NOVIEMBRE	DICIEMBRE
1996	160.9	220.7	223.7	237.4	212.5	75.2	30.0	39.8	45.6	163.6	74.2	83.6
1997	233.4	102.0	194.9	168.1	104.1	112.8	4.6	17.0	71.1	150.5	250.3	195.3
1998	83.1	143.2	205.9	264.7	224.9	49.6	37.6	72.0	57.4	192.5	181.4	44.7
1999	93.4	251.3	269.5	152.3	201.0	134.5	7.9	43.6	157.2	104.2	160.3	192.5
2000	161.2	184.6	268.8	231.4	250.5	137.7	42.6	28.8	167.7	49.9	57.9	73.7
2001	144.8	168.2	226.3	133.6	102.0	38.2	36.1	12.4	91.4	7.9	119.0	192.6
2002	94.0	93.4	201.4	248.0	132.7	69.7	26.5	11.8	22.9	129.6	185.0	243.6
2003	144.7	104.4	111.5	183.7	118.0	117.8	7.9	32.2	101.3	153.2	200.1	110.5
2004	58.9	66.1	74.8	150.4	147.4	24.3	28.6	3.1	98.7	136.3	152.7	187.7
2005	33.3	201.4	210.2	115.7	100.1	66.8	50.6	53.9	84.1	83.7	105.8	159.4
2006	93.3	188.8	167.5	262.0	76.3	92.2	13.1	23.6	51.6	76.5	245.9	174.6
2007	171.3	55.1	229.9	264.3	243.6	59.7	62.6	34.8	16.4	201.9	326.2	117.8
2008	246.6	275.5	263.5	257.0	216.4	111.5	28.5	96.7	103.1	199.5	108.0	126.0
2009	295.4	186.6	262.4	189.9	102.8	48.2	7.1	29.0	9.7	86.4	88.8	209.9
2010	45.6	103.7	114.2	289.2	149.2	100.4	196.2	52.5	79.5	89.7	249.4	304.8
2011	138.3	193.3	143.7	262.4	92.8	61.4	69.4	76.7	56.9	197.6	30.4	164.9
2012	227.9	214.3	196.7	223.6	62.4	8.0	20.9	7.7	20.2	147.7	151.5	25.7

Anexo 3.2.- Deslizamientos en La Av. Simón Bolívar Año 1996 -2012

AÑO 1996				
Fecha del evento	Sector	N° de eventos	Magnitud	Fuente
26/03/1996	Río Machangara	1	Grande	http://www.hoy.com.ec/noticias-ecuador/deslave-sobre-la-nueva-oriental-3309.html

AÑO 1998				
Fecha del evento	Sector	N° de eventos	Magnitud	Fuente
1998	La Forestal IV	1	Grande	http://www.ultimasnoticias.ec/noticias/3131-derrumbe-cubrio-la-av-simon-bolivar.html

AÑO 1999				
Fecha del evento	Sector	N° de eventos	Magnitud	Fuente
14/12/1999	Guapulo, Norte	2	Mediana	Diario El Comercio del 15 de diciembre de 1999, biblioteca de la Casa de la Cultura
1999	Guapulo, Norte	1	Grande	Diario El Comercio del 15 de diciembre de 1999, biblioteca de la Casa de la Cultura
28/04/1999	Interoceánica	1	Grande	Diario El Comercio del 15 de diciembre de 1999, biblioteca de la Casa de la Cultura

AÑO 2000				
Fecha del evento	Sector	N° de eventos	Magnitud	Fuente
2000	Vía de ingreso a Guapulo	1	Grande	http://www.lahora.com.ec/index.php/noticias/show/1000100282/-1/Derrumbe en nueva Av. Oriental tiene dos años.html#.UmcmzPnrxC8
14/12/1999	Entre Quito y el valle de Tumbaco	2	Mediana	http://www.hoy.com.ec/noticias-ecuador/sevilla-palntea-emergencia-6246.html

AÑO 2002				
Fecha del evento	Sector	N° de eventos	Magnitud	Fuente
04/05/2002	Los Pinos	1	Mediana	Diario El Comercio del 04 de mayo de 2002

AÑO 2006				
Fecha del evento	Sector	N° de eventos	Magnitud	Fuente
26/04/2006	Av. Simón Bolívar y el Camino de orellana	1	Mediana	Diario El Comercio del 27 de abril de 2006
13/05/2006	Av. Simón Bolívar e Interoceánica	Varios	Pequeña	Diario El Comercio del 14 de abril de 2006

AÑO 2007				
Fecha del evento	Sector	N° de eventos	Magnitud	Fuente
29/06/2007	Varios sectores	3	Pequeña	Diario El Comercio del 30 de junio de 2007

AÑO 2008				
Fecha del evento	Sector	Nº de eventos	Magnitud	Fuente
31/03/2008	La Internacional	3	Pequeña	Diario El Comercio del 08 de mayo de 2008
28/04/2008	Inca y Morán Valverde	46	De pequeña a grande	Diario El Comercio del 08 de mayo de 2008
09/04/2008	La Internacional	1	Mediana	Diario El Comercio del 10 de abril de 2008

AÑO 2009				
Fecha del evento	Sector	Nº de eventos	Magnitud	Fuente
28/05/2009	Varios sectores	5	Pequeña	http://www.elcomercio.ec/quito/familias-reubicadas-sectores-Quito_0_435556466.html
30/05/2009	La Forestal	1	Mediana	http://www.elcomercio.com/noticias/derrumbes-Forestal-Alta-inquietan_0_53994737.html
05/05/2009	La Forestal	1	Grande	http://www.elcomercio.com/noticias/derrumbes-Forestal-Alta-inquietan_0_53994737.html

AÑO 2010				
Fecha del evento	Sector	Nº de eventos	Magnitud	Fuente
21/11/2010	Entre Av. De los Granados y vía a Tumbaco	2	Pequeña	www.la hora.com.ec/index.php/noticias/show/1101052062/-/1/siguen%20deslaves%20por%20las%20lluvias%20.html
27/12/2010	La Internacional y La Forestal	2	Pequeña	www.elcomercio.ec/quito/derrumbes-baches-riesgo-Simón-Bolívar0397760232.html
01/04/2010	Av. Simón Bolívar	4	Varias	http://diariopp.com.ec/mi-quito/item/quito-tendra-plan-para-mitigar-danos-por-invierno.html

AÑO 2011				
Fecha del evento	Sector	Nº de eventos	Magnitud	Fuente
25/02/2011	Guapulo	1	Pequeña	www.elcomercio.com/quito/Simon-bolivar
01/04/2011	La Forestal IV	1	Pequeña	www.elcomercio.com/quito/Simon-bolivar
29/04/2011	La Forestal IV	1	Grande	www.hoy.com.ec/noticias-ecuador/derrumbe-inhabilitado-tramo-de-la-av-simon-bolivar-472666.html
02/05/2011	La Forestal IV	1	Grande	www.elcomercio.com/quito/Simon-bolivar
26/04/2011	Av. Simón Bolívar	21	Varias	http://diariopp.com.ec/mi-quito/item/quito-tendra-plan-para-mitigar-danos-por-invierno.html