

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL



**PROPUESTA DE SOLUCIONES TEMPRANAS
CON OBRAS DE INGENIERIA DE BAJO
COSTO; PARA MITIGACION DE RIESGOS Y
CONTROL DE VULNERABILIDAD, EN ZONAS
DE DESLIZAMIENTOS EN LADERAS DE
MONTAÑAS Y VOLCANES EN EL SALVADOR**

PRESENTADO POR:

**JORGE LUIS CHICAS CIENFUEGOS
NAZIRA ESPERANZA MARTINEZ SARAVIA**

PARA OPTAR AL TITULO DE:

INGENIERO CIVIL

CIUDAD UNIVERSITARIA, AGOSTO DE 2012

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR

RECTOR :

ING. MARIO ROBERTO NIETO LOVO

SECRETARIA GENERAL :

DRA. ANA LETICIA ZA VALETA DE AMAYA

FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA

DECANO :

ING. FRANCISCO ANTONIO ALARCÓN SANDOVAL

SECRETARIO :

ING. JULIO ALBERTO PORTILLO

ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

DIRECTOR :

ING. PhD. EDGAR ARMANDO PEÑA FIGUEROA

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

Trabajo de Graduación previo a la opción al Grado de:

INGENIERO CIVIL

Título

:

**PROPUESTA DE SOLUCIONES TEMPRANAS
CON OBRAS DE INGENIERIA DE BAJO
COSTO; PARA MITIGACION DE RIESGOS Y
CONTROL DE VULNERABILIDAD, EN ZONAS
DE DESLIZAMIENTOS EN LADERAS DE
MONTAÑAS Y VOLCANES EN EL SALVADOR**

Presentado por

:

**JORGE LUIS CHICAS CIENFUEGOS
NAZIRA ESPERANZA MARTINEZ SARAVIA**

Trabajo de Graduación Aprobado por:

Docentes Directores

:

ING. M.Sc. ROGELIO ERNESTO GODINEZ GONZALEZ

ING. ROBERTO OTONIEL BERGANZA ESTRADA

San Salvador, Agosto de 2012

Trabajo de Graduación Aprobado por:

Docentes Directores :

ING. M.Sc. ROGELIO ERNESTO GODINEZ GONZALEZ

ING. ROBERTO OTONIEL BERGANZA ESTRADA

AGRADECIMIENTOS

Te alabo y bendigo Dios, Padre Todopoderoso, por habernos guiado y acompañado, a mi compañera y a mí, en este arduo caminar y así cumplir una meta más, que fue la culminación exitosa del trabajo de graduación para optar al título de Ingeniero Civil.

A la Santa Madre Virgen María, por su protección y ruego ante El Padre Omnipresente.

A mi familia amada y respetada, por toda su colaboración, ánimo y apoyo emocional brindado, sobre todo en los momentos más difíciles.

A los docentes directores, Ing. M.Sc. Rogelio Ernesto Godínez González, Ing. Roberto Otoniel Berganza Estrada, por su colaboración valiosa y desinteresada, por transmitirme parte de sus conocimientos técnicos, sobre todo los consejos respecto a la vida, su aporte ético y profesional fue invaluable.

Al Geólogo, Carlos Aguilar, por su paciencia, interés, consejos y guías para la realización y finalización, en buen término, del trabajo de graduación.

A mis compañeros y compañeras que sumaron esfuerzos para la consecución de este trabajo de graduación, en especial, Víctor Alberto León Delgado, Adán Elías Rivera Galdámez, Merlín Olimpia Baños Sánchez. En ocasiones así es cuando se sabe en quien se puede confiar realmente.

A la empresa Suelos y Materiales S.A. de C.V., por su apoyo incondicional en cuanto a la realización de algunos ensayos de laboratorio, sobre todo, el aporte de experiencia en la consultoría de obras civiles, con énfasis en la protección de laderas y taludes.

A los lugareños del Cantón El Zapotal, por brindarnos su ayuda al escalar y localizar la zona del deslizamiento de tierra.

JORGE LUIS CHICAS CIENFUEGOS.

A JEHOVA DIOS NUESTRO CREADOR: Por darme, cuidar y proteger mi vida, por iluminar mi mente y mi camino, haciendo sendas rectas para mis pies.

A MIS ASESORES: Ing. Rogelio Ernesto Godínez González e Ing. Roberto Otoniel Berganza Estrada. Por acompañarme en la búsqueda del conocimiento y perfeccionamiento académico, por su admirable vocación magisterial y por su excelente enseñanza y abnegada labor.

A LOS INGENIEROS: Juan Pablo Cañas Arboleda y Rosalinda Saravia de Cañas. Por ayudarme a dar mis primeros pasos en el terreno laboral, por apoyarme, por animarme, por impulsarme a alcanzar una de mis metas: terminar mi Trabajo de Graduación y graduarme como: Ingeniera Civil. Por su consideración y empatía poco comunes.

A MI TIO: Luis Alonso Saravia, por su oportuna ayuda y apoyo fundamental en los momentos más críticos de mi carrera, contribuyendo enormemente a alcanzar mis objetivos. Mis más sinceros agradecimientos.

A MI PADRE: Raúl Martínez Hernández, a quien agradezco haber contribuido para hacer posible mi existencia, y por haber escogido a la mejor madre del mundo para sus hijos, por su aporte económico y otras formas de colaboración durante mis estudios.

A MI HERMANO: Luís Raúl Martínez Saravia, por tu apoyo y compañía durante los primeros años de mi carrera académica, por los buenos e imborrables años que compartimos durante toda nuestra infancia.

A MIS QUERIDOS HERMANOS EN LA FE: Por recordarme la importancia de poner en primer lugar en mi vida EL REINO Y LA JUSTICIA DE DIOS.

A MI COMPAÑERO DE TESIS: Jorge Luis Chicas Cienfuegos, por el tiempo y trabajo compartido hasta la culminación de este trabajo de graduación, que requirió mucha, mucha paciencia, aguante y perseverancia, felicidades y que tengas un futuro exitoso.

A MIS COMPAÑEROS DE ESTUDIOS Y DE TRABAJO: Por su apoyo y colaboración desinteresada, para realizar actividades que fueron muy importantes para terminar nuestro Trabajo de Graduación.

A LA UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR: Por facilitarme el camino hacia mi preparación académica, mediante un sistema de educación, que permite que jóvenes y mayores de todo estrato social y económico tengan acceso. Imperando la capacidad y dedicación del estudiante sobre otros recursos.

NAZIRA ESPERANZA MARTÍNEZ SARAVIA

DEDICATORIA

Primeramente, dedico este nuevo logro personal a Dios Bendito, mi Padre Celestial, estoy convencido que sin Él, ésto no habría sido posible. Todo por Tí y para Ti, Señor Jesús. Amén.

Al regalo más grande y maravilloso que Dios pudo obsequiarme en La Tierra, mi madre amada, Ana María Cienfuegos Ortiz, por quien soy lo que soy, todos los consejos recibidos a lo largo de la vida, el apoyo moral, físico y emocional, las correcciones oportunas, la conciencia por el apego al estudio, lo cual agradezco infinitamente. Bendita seas madre mía.

Mi padre terrenal, Saúl Antonio Chicas Quezada, quien es el proveedor del hogar, sus consejos vivenciales, el amor por el deporte y ser un estudiante integral, siempre aconsejándonos para seguir el camino del bien.

Mis hermanos amados y respetados, Saúl Antonio Chicas Cienfuegos, y Gerardo Javier Chicas Cienfuegos, por su apoyo incondicional, sobre todo el primogénito, a quienes agradezco sus consejos y los aportes realizados. Siempre los amaré, respetaré y apoyaré.

Mi compañera de tesis: Nazira Esperanza Martínez Saravia, y su mamá, por la grata atención en su hogar, por todos los días y noches de esfuerzo, desvelos, contratiempos, gustos y disgustos normales en todo trabajo grupal, el tiempo que compartimos, al final de todo, y con la ayuda de Dios, “LO LOGRAMOS”.

A mis compañeros más cercanos, Merlin Baños, Tatiana Flores, Tania Maltez, Carla Galdámez, Eunice Campos, Mauricio Cornejo, Víctor León, Adán Rivera, Stanley Grijalva, César Siete, Robinson Guevara, Breyen Ríos; por su colaboración desinteresada y oportuna.

JORGE LUIS CHICAS CIENFUEGOS.

DEDICATORIA

A MI PADRE Y AMOROSO DIOS JEHOVA: por dotarme de cualidades, aptitudes y capacidad para llegar al final de esta etapa de mi carrera. Habría sido imposible sin la ayuda de su espíritu y sin su fortaleza vencer todos los obstáculos a los que he tenido que enfrentarme durante todos estos años que esta carrera demandó. Vayan a Jehová mi Dios la gloria, la alabanza y las gracias infinitas por este triunfo.

A MI INCOMPARABLE Y AMADA MADRE: Ana Esperanza Saravia Portillo. Por hacer de mí la persona que soy. Por moldearme con sus consejos y con la guía de la palabra de Dios, con su excelente ejemplo de aguante, de perseverancia, de lucha, por su tenacidad para alcanzar sus objetivos, por enseñarme a no acobardarme a no rendirme, a tener una fe fuerte en que alcanzaré mis metas, trabajando duro, siendo diligente, y buscando la guía y bendición de Jehová Dios. Gracias madre mía por amarme, por cuidarme como uno de sus mas valiosos tesoros. Después de Dios, quiero dedicarle este triunfo a usted, por su profundo amor y apoyo incondicional, y reiterarle mi reconocimiento, mi más inmensa gratitud y amor incondicional que le guardaré por siempre.

A MI QUERIDA ABUELA: Ana Cristina Portillo Vda. de Saravia. Por su amoroso cuidado y compañía durante los primeros años de mi vida y mi adolescencia. Su excelente ejemplo de madre abnegada, de servicio a Jehová Dios, trabajadora incansable, virtuosa en todo aspecto, dejaron en mí; una huella imborrable, y un maravilloso legado. Quiero dedicar a su memoria, este logro que con mucho afán y con la bendición de Jehová Dios he alcanzado, y que me hubiera gustado mucho compartir con ella. Gracias por haberme dado un tesoro incomparable; mi madre, y los más gratos recuerdos que guardaré por siempre en mi corazón, hasta volvernos a ver, cuando esta tierra sea el hermoso paraíso que tanto anhelamos y esperamos con fe.

NAZIRA ESPERANZA MARTÍNEZ SARAVIA

RESUMEN

En este trabajo de Graduación, “Propuesta de Soluciones con Obras de Ingeniería de Bajo Costo, para Mitigación de Riesgo y Control de Vulnerabilidad en Zonas de Deslizamientos de Montañas y Volcanes en El Salvador”, se estudió el problema de la estabilidad e inestabilidad en laderas y taludes, a partir del estudio bibliográfico y de campo en varios lugares de El Salvador, zona central (San Salvador y La Libertad), zona norte (Chalatenango), y zona paracentral (Cuscatlán), donde se obtuvo información y datos ingenieriles, que robustecieron el marco teórico en el que se fundamentó el estudio de los deslizamientos de tierra a lo largo y ancho del país. En base a esto, se seleccionó el caso particular de estudio, el deslizamiento de tierra ocurrido en el cerro La Burrera, cantón El Zapotal, Municipio Ojos de Agua, Departamento Chalatenango; esta zona se ubica en la unidad geomorfológica denominada Montaña Fronteriza, siendo un buen caso representativo de zona montañosa en El Salvador. Se realizó el estudio sistemático de este caso, correlacionándolo con el caso ocurrido en el Volcán San Salvador en el año 1982, flujo de lodo que destruyó el reparto Montebello Poniente, estudiándolo técnica y metodológicamente para obtener los datos técnicos más importantes para la realización de las obras recomendadas. Este deslizamiento del cerro La Burrera; ocurrió el 29 de mayo de 2010, durante la tormenta tropical Agatha, que acumuló en 24 horas de intensa lluvia sostenida, 195 mm o más, el deslizamiento de tierra, se originó cercano a la cota 1086 msnm, en ladera sur este del cerro La Burrera, se desarrolló ladera abajo, con velocidad incremental en su volumen de masas deslizadas como flujo, hasta desembocar

y encauzarse en la quebrada El Playón, depositándose en la zona de deyección de la sub-cuenca, donde se ubica el cantón El Zapotal, donde destruyó dos viviendas y afectó otras 10, ubicadas en la zona adyacente a la quebrada El Playón. La masa deslizada terrociosa del cerro La Burrera, está compuesta por una matriz de suelo arcilloso y por rocas ígneas efusivas fragmentadas, de formas y diámetros variados, que en superficie varían desde muy pequeños, menores que 2 cm hasta mayores que 2 m, en condición derrubada, clástica y brechosa, con procesos de meteorización moderados a intensos por la severa intemperización en esta zona de humedales. Uno de los problemas principales de la inestabilidad en el cerro La Burrera es que el agua lluvia, que escurre superficialmente y la que fluye sub-superficial disminuyen la resistencia de las masas de suelo ablandándolo y al saturarse cambiar a líquido. Se realizó el análisis correspondiente de estabilidad en condición estática, dinámica y saturada. Basando la propuesta, en la mitigación del problema de vulnerabilidad de la población, cantón El Zapotal, ubicada al pie del cerro La Burrera. De los estudios realizados, se evacua un caudal de $12.5 \text{ m}^3/\text{s}$, la resistencia del suelo superficial es, $\tau = \sigma \tan 5 + 0.25$, la geología indicó formación predominante Chalatenango ch2, con rocas efusivas intermedias y piroclastos con procesos de alteración hidrotermal, permeabilidad moderada de 10^{-3} a 10^{-6} cm/s , vegetación en el deslizamiento muy baja, tasa de erosión estimada en 66.7 t/año , espesores deslizados hasta 3 m. Con estos datos y la problemática del escurrimiento de las aguas locales, y el deslizamiento y huellas dejadas, se propone un sistema de recolección de agua, a través de canales de conducción o drenajes, y descarga o evacuación; hasta la quebrada con más baja cota,

260 msnm, del Río Sumpul; todo esto, con el objetivo que la ladera del cerro La Burrera y adyacente a este, se mantenga estable en la zona deslizada y erosionada para disminuir en lo posible, el impacto negativo sobre la población, que permanece al pie y sobre estas laderas, estas obras de ingeniería, en este caso, incluyen la implementación de una barrera flexible de retención cuya función es similar al sistema apropiado de pantallas de retención en las gradas disipadoras, sólo que esta malla de retención flexible acumula las masas de flujo líquido que bajan gradualmente a lo largo de la quebrada a el playón hasta el Cantón El Zapotal; el valor total del proyecto es de US \$450, 040.99. Todo esto, es debido a que en la zona, en la época invernal, donde ocurren eventos críticos extraordinarios de lluvia intensa, los espesores superficiales y sub-superficiales de suelo se ablandan y ceden, fallando con algún modo de deslizamiento de tierra y roca que se depositan a grandes distancias en bajadas o vaguadas de laderas o grandes taludes, provocando desastres naturales sobre la población permanente. Por ello es que las instituciones, ONG'S y comunidades, deben adoptar este tipo de propuestas técnicas ó de ingeniería, trabajando coordinadamente en prevención, ocurrencia, urgencia y post-ocurrencia de desastres naturales como el deslizamiento del cerro La Burrera y las distintas zonas de montañas y volcanes del país. Asimismo, en la conservación y mantenimiento de la condición natural del ambiente de laderas de volcanes y montañas y de las obras que se realicen de los proyectos de ingeniería; principalmente donde existe o persiste población y otros lugares. Se usan con actividades de vivienda, productivas, turismo, o cualquier forma de desarrollo del país.

CAPITULO 1

1.1.	Introducción.....	2
1.2.	Antecedentes.....	3
1.3.	Planteamiento del Problema.....	14
1.4.	Objetivos.....	15
1.4.1.	Objetivo General.....	15
1.4.2.	Objetivos Específicos.....	15
1.5.	Alcances.....	16
1.6.	Limitaciones.....	16
1.7.	Justificaciones.....	17
1.8.	Metodología de la Investigación.....	18
1.9.	Planificación de los recursos a utilizar.....	21
1.10.	Presupuesto.....	22

CAPITULO 2.....

2.1.	Introducción.....	24
2.2.	Estabilidad de Taludes y Laderas de Montañas y Volcanes.....	25
2.2.1.	Condiciones Topográficas.....	25
2.1.2.	Condiciones Geológicas.....	29
2.1.3.	Condiciones Hidrológicas e Hidrogeológicas.....	35
2.3.	Identificación Pre y Post-ocurrencia de deslizamientos de tierra o rocas.....	40
2.2.1	Tipos de deslizamientos de tierra o roca.....	43
2.2.2	Deslizamientos de Ladera.....	44
2.2.3	Tipos de deslizamientos en masas de tierra o terro-rocosas.....	47
2.2.3.1	Deslizamientos rotacionales o cilíndricos.....	47
2.2.3.2	Deslizamientos traslacionales.....	49
2.2.3.3	Flujos de suelo o rocas.....	49
2.2.3.4	Desprendimientos de Bloques o rocas.....	53
2.2.3.5	Avalanchas rocosas.....	53
2.2.3.6	Desplazamientos laterales o lateral spreading (extensión lateral).....	55
2.3.	Análisis de los Deslizamientos de Tierra o Rocas en Taludes y Laderas	56
2.3.1.	Métodos de Análisis.....	56

2.3.1.1. Método del talud infinito.....	61
2.3.1.2. Método de las cuñas.....	64
2.3.1.3. Método de la masa total o método de Taylor.....	66
2.3.1.4. Método de rebanadas o método de Bishop.....	71
2.3.1.5. Métodos tenso-deformacionales.....	72
2.4 Deslizamientos de tierra en taludes y laderas.....	75
2.4.1 Impacto Social.....	75
2.4.2 Impacto Económico, ejemplos.	76
2.4. Conclusiones.....	85
 CAPITULO 3.....	 86
3.1. Introducción.....	87
3.2. Justificación Técnica.....	87
3.2.1 Posición Geográfica, Ubicación y Localización.....	88
3.3. Descripción del Problema.....	91
3.4. Antecedentes Técnicos del Caso de Estudio.....	93
3.4.1 Ambiente Fisiográfico, Geomorfológico y Topográfico.....	93
3.4.2 Estudio Geológico.....	99
3.4.3 Estudio Hidrogeológico.....	102
3.4.4 Estudio Geotécnico.....	104
3.4.5 Estudio Hidrológico.....	118
 CAPITULO 4.....	 123
4.1. Introducción.....	124
4.2. Resumen de datos, deslizamiento de tierra en Cerro La Burrera	124
4.2.1. Fisiografía.....	124
4.2.2. Topografía.....	125
4.2.3. Geología.....	126
4.2.4. Geotecnia.....	126
4.2.5. Hidrología.....	129
4.2.6. Hidrogeología.....	130
4.3. Interpretación de datos.....	139
4.4. Diagnóstico del Problema en Cerro La Burrera.....	140

CAPITULO 5.....	143
5.1. Introducción.....	144
5.2. Descripción del deslizamiento en Volcán San Salvador, 1982.....	146
5.3. Diagnostico del Problema y Estudios Realizados.....	148
5.3.1. Metodología de Investigación y Estudio	151
5.3.1.1. Estudio previo.....	151
5.3.1.2. Estudio geológico.....	152
5.3.1.3. Estudio geotécnico.....	153
5.3.1.4. Estudio Social.....	154
5.4. Obras de Ingeniería Implementadas.....	155
5.5. Metodología técnica para control de impactos de deslizamientos de tierra en.....
laderas de montañas y volcanes	162
5.6. Enfoque Técnico de Obras de Ingeniería Propuestas.....	168
5.7. Propuesta de soluciones aplicadas al caso de estudio: deslizamiento de tierra en.....
cerro la burrera	169
5.7.1. Propuesta de Solución.....	171
5.7.1.1 Zona del deslizamiento de tierra	171
5.7.1.2 Obras de Estabilización y Control de Erosión en el Canal ceñido por el.....
Deslizamiento de Tierra.....	180
5.7.1.3 Obras de Protección en la zona poblada.....	182
5.7.2. Análisis de Costos Directos.....	185
CAPITULO 6.....	192
6.1. Introducción.....	193
6.2. Conclusiones.....	194
6.3. Recomendaciones.....	196
BIBLIOGRAFÍA.....	197
ANEXOS.....	197

Anexo 1.1 Propuesta del Contenido Temático, anteproyecto

Anexo 2.1 Experiencias debidas a eventos lluviosos extraordinarios, causas y consecuencias críticas de eventos ocurridos.

Anexo 3.1. Informes técnicos de las cinco visitas de campo, en lugares de deslizamientos en El Salvador

Anexo 3.2 Mapa de curvas altimétricas, escala 1:2000

Anexo 3.3 Entrevistas a pobladores de cantón El Zapotal, Ojos de Agua, Chalatenango

Anexo 3.4 Cálculo de volumen deslizado en cerro La Burrera

Anexo 3.5 Registro fotográfico de visitas técnicas a la zona del deslizamiento en cerro La Burrera, cantón El Zapotal, Ojos de Agua, Chalatenango

Anexo 3.6 Morán, G. Junio 2010. Reporte de Inspección, Deslizamiento y Flujo de Escombros en Micro-cuenca entre Cerros Vivo y La Burrera, Cantón El Zapotal, Municipio de Ojos de Agua, Chalatenango.

Anexo 3.7 Planta, Perfil y Secciones Transversales del Levantamiento Taquimétrico de la Zona del Deslizamiento de Tierra.

Anexo 3.8 Resultados de Ensayos de Laboratorio de Muestras de Suelo extraídas en Zona del Deslizamiento.

Anexo 3.9 Magaña F. Marzo 2012, “Estudio Hidrológico e Hidráulico Mejoras al Drenaje en el Rio Sumpul al Sur del Puente”

Anexo 5.1 Planos de Diseño preliminar en la Propuesta de soluciones aplicadas en el deslizamiento de tierra en cerro La Burrera.

Anexo 5.2 Mapa de Susceptibilidad a Deslizamientos de tierra

Anexo 5.3 Diseño preliminar de barrera flexible de retención

Anexo 5.4 Cotización barrera flexible de retención

Anexo 5.5 Memorias de cálculo canales abiertos

CONTENIDO DE FIGURAS

CAPITULO 1

Figura 1.1 Zonas del mundo donde ocurren frecuentemente deslizamientos de tierra, adaptados de Suárez Jaime.2009. Análisis Geotécnico Vol. 1.....	3
Figura 1.2 Ladera en Curva La Leona	4
Figura 1.3 Mapa Geológico de El Salvador	7
Figura 1.4 Volcanismo joven y antiguo	8
Figura 1.5 Lluvia acumulada por diferentes eventos meteorológicos de gran Magnitud en El Salvador.....	9
Figura 1.6 Deslave en Volcán Chinchontepec, San Vicente; ocasionado por Tormenta tropical Ida.....	10
Figura 1.7 Deslizamiento en Las Colinas, ocasionado por el sismo del 13 de enero de 2001	12

CAPITULO 2

Figura 2.1 Interpretación de Curvas de Nivel en un Mapa Topográfico	26
Figura 2.2 Barrio Candelaria y Colonia Málaga, condiciones de terreno ondulado a plano, rodeado por volcanes y montañas en San Salvador.....	27
Figura 2.3 Terreno con topografía montañosa e irregular sumamente inestable. Cárcava La Zompopera, Cerro Miramundo, Chalatenango	28
Figura 2.4 Composición Química de la Corteza Terrestre.....	29
Figura 2.5 Talud en Banco de préstamo de “Tierra Blanca”	31
Figura 2.6 Estructuras Geológicas comunes en San Salvador	33

Figura 2.7 Talud aparentemente estable en tramo entre el monumento al hermano lejano y rancho Navarra, donde comienza la antigua calle a Huizucar, sobre autopista a Comalapa	33
Figura 2.8 Estructura Geológica en cauce de la Quebrada El Arenal, en las cercanías del Barrio Candelaria, San Salvador.....	34
Figura 2.9 Lluvia acumulada por nueve eventos meteorológicos de gran magnitud ocurridos en El Salvador, fuente SNET 2011	36
Figura 2.10 Deslizamiento de Tierra ocurrido durante Depresión Tropical DT 12E, en Cantón San Antonio, Comasagua.	38
Figura 2.11 Mapa Hidrogeológico de El Salvador	39
Figura 2.12 Esquema de un deslizamiento rotacional y partes del mismo; cabeza, cuerpo deslizado y lengua o corriente de eyección	48
Figura 2.13 Tipos de deslizamientos rotacionales.....	48
Figura 2.14 Flujo de barro causado por precipitaciones intensas.....	50
Figura 2.15 Colada de bloques rocosos provenientes de los macizos que aparecen al fondo	50
Figura 2.16 Tipos de flujos rápidos y lentos	51
Figura 2.17 Se observa la inclinación de los árboles, debido a reptación.....	52
Figura 2.18 Desprendimientos rocosos afectan frecuentemente a poblaciones en zonas montañosas.....	54
Figura 2.19 Avalancha rocosa.....	55
Figura 2.20 Desplazamientos laterales por: a) fluencia y extrusión del suelo	

infrayacente,b) licuefacción	56
Figura 2.21 Fuerza debido a peso propio actuando en una superficie de rotura en un talud y su diagrama de fuerzas.....	58
Figura 2.22a Rotura plana en talud “infinito”	61
Figura 2.22b Sección lateral sometida lateralmente a los empujes E11, E2d y peso propio W.....	61
Figura 2.23 Superficie de rotura poligonal, masa de suelo dividida en rebanadas verticales con sus diagramas de cuerpo libre y triángulo de fuerzas.	66
Figura 2.24 Fuerzas que actúan sobre una superficie de rotura curva;	68
Figura 2.25 Tanteo con diversos círculos de diferentes centros y radios para obtener el coeficiente de seguridad mínimo, $F_{mín}$	72
Figura 2.26 Reconstrucción fotográfica de vista general desde la carretera que va de La Palma a las Pilas y alrededores; la carretera pasa justo en el borde superior de la cárcava La Zompopera	80
Figura 2.27 Vista desde la carretera que va de La Palma a las Pilas y alrededores; la carretera pasa justo en el borde superior de la cárcava La Zompopera.....	81
CAPITULO 3	
Figura 3.1. Plano de ubicación del Cantón El Zapotal, lugar donde ocurrió el deslizamiento de tierra, respecto a los Municipios Chalatenango, Las Vueltas y Ojos de Agua. Tomado de Cuadrante Topográfico Chalatenango, 2458 III.....	89
Figura 3.2. Cerros La Burrera y Vivo, ubicación del cantón El Zapotal respecto a ambos Cerros	90

Figura 3.3. Relieve de los cerros La Burrera y Vivo, ubicación del cantón El Zapotal respecto a ambos cerros y zona del deslizamiento sobre la vaguada entre ambos cerros.....	91
Figura 3.4: Parte cercana a la cima del cerro Vivo	94
Figura 3.5: Sección transversal 0+015 de la zona del deslizamiento	96
Figura 3.6: Sección transversal 0+040 de la zona del deslizamiento	97
Figura 3.7: Sección transversal 0+070 de la zona del deslizamiento	97
Figura 3.8: Sección transversal 0+130 de la zona del deslizamiento	98
Figura 3.9: Sección transversal 0+155 de la zona del deslizamiento	98
Figura 3.10. Matriz arcillosa de la que sobresalen boleos y una roca plutónica de unos 2.0 m de diámetro, oxidada, con meteorización esférica	101
Figura 3.11 Mapa Hidrogeológico de la zona de estudio	102
Figura 3.12 Medidas vertical y horizontal para calcular la reptación en los árboles	104
Figura 3.13 Perfil sobre el que se ubican los puntos donde se midieron los perímetros de troncos, medidas vertical y horizontal para calcular reptación.	105
Figura 3.14. Gráfico para estimar a groso modo el porcentaje de rocas de cierto tamaño, basado en cantidades de rocas y no en base a peso	107
Figura 3.15. Superficie de la ladera donde se contabilizaron las rocas de diversos Tamaños	107
Figura 3.16. Protección in situ de la muestra inalterada de suelo.	109
Figura 3.17 Coloración y partículas en suspensión de la muestra alterada, al cabo de 24 horas de iniciado el ensayo hidrométrico.	115

CAPITULO 4

Figura 4.1 Pendientes predominantes en zona de deslizamiento	125
Figura 4.2 a) Modelo geométrico a utilizar en análisis, b) Diagrama de cuerpo libre, c) Descomposición de fuerzas actuantes.....	131
Figura 4.3 Factor de seguridad, utilizando software de estabilidad, caso estático ...	135
Figura 4.4 Factor de seguridad, utilizando software de estabilidad, caso dinámico	135
Figura 4.5 Factor de seguridad, utilizando software de estabilidad, caso saturado.	135
Figura 4.6 Factor de seguridad, utilizando software de estabilidad, caso saturado+ dinámico.....	135
Figura 4.7 Esquema de diferencia en terreno natural del año 2012 a 1978, sin escala.....	139

CAPITULO 5

Fig. 5.1 Esquema de la cabeza del deslizamiento. Fuente: Kojan, E, Junio, 1983. Reporte sobre el daño de flujos de lodo en el área del volcán de San Salvador.	148
Fig. 5.2 Esquema general de zonas a proteger, en cerro La Burrera (sin escala). ...	169
Fig. 5.3 Vista en planta, del sistema de recolección, drenaje y evacuación de las aguas superficiales en la ladera del cerro La Burrera, en la zona del deslizamiento de tierra.....	173
Fig. 5.4 Detalle típico de Canal de Desviación C-1 (sin escala)	175
Fig. 5.5 Detalle típico Perimetral C-2 (sin escala)	176
Fig. 5.6 Detalle típico Canal al pie de Talud y Secundarios C-3 (sin escala).....	177
Fig. 5.7 Detalle típico Canal de Descarga C-4 (sin escala)	178

Fig. 5.8 Detalle típico Empalme canales C-3 a C-4 (sin escala)	178
Fig. 5.9 Detalle típico Empalme canales C-2 a C-4 (sin escala)	179
Fig. 5.10 Detalle de Palo pique en puntos de cambio de pendiente, a) Descripción de elementos componentes del palo pique y b) acotamiento de dimensiones de caída.	180
Fig. 5.11 Detalle de escalones de protección y disminución de energía en puntos de cambio de pendientes	181
Fig. 5.12 Detalle de componentes principales de barrera flexible.....	183
Fig. 5.13 Esquemas de la barrera de protección proyectada	183
Fig. 5.14 Detalle de canales colectores en la salida de la quebrada El Playón	184

CONTENIDO DE TABLAS

CAPÍTULO 2

Tabla 2.1 Algunas características para reconocimiento de distintos tipos de movimientos de laderas.....	42
Tabla 2.2a Movimientos de ladera en esquemas de laderas y taludes	45
Tabla 2.2b Movimientos de ladera y esquemas modelados o idealizados para el análisis de estabilidad de taludes o laderas	46
Tabla 2.3 Aplicación, Tipos de falla y ventajas de los Métodos de Análisis de Estabilidad de Taludes y Laderas.	73
Tabla 2.4 Métodos mecánicos para análisis de deslizamientos en masas de laderas y taludes	74

Tabla 2.5 Cuadro resumen de algunos deslizamientos de tierra en El Salvador, causas, ubicación y descripción.....	83
Tabla 2.6 Afectaciones a personas e infraestructura debido a lluvias y terremotos. ..	84
CAPÍTULO 3	
Tabla 3.1 Elevaciones próximas de influencia en la zona de estudio con sus drenajes	94
Tabla 3.2: Pendientes Promedio en Zona de Deslizamiento	95
Tabla 3.3 Medidas vertical y horizontal para calcular la reptación, perímetro y diámetro del tronco y cotas de los árboles	105
Tabla 3.4 Cantidad, en unidades, y porcentaje de rocas sobre una superficie de ladera, cuadrada, de 2.0m de lado	106
Tabla 3.5 Fotografías de la muestra alterada, luego de ser tamizada.	113
Tabla 3.6 Cuadro resumen de los resultados de laboratorio para la muestra inalterada y alterada.	117
Tabla 3.7 Lluvia Máxima Acumulada por Eventos Meteorológicos desde 2005 – 2012	119
Tabla 3.8 Intensidad de Lluvia (mm/h), obtenidas de datos estadísticos de la estación Chorrera de Guayabo.	120
Tabla 3.9 Tabla para estimación de coeficiente de escorrentía C	121
CAPITULO 4	
Tabla 4.1 Pendientes predominantes en zona de deslizamiento.....	125
Tabla 4.2 Resumen de resultados de Laboratorio, muestra inalterada	126

Tabla 4.3 Propiedades índices	127
Tabla 4.4 Tipo de suelo en función de propiedades índices.....	127
Tabla 4.5 Valores de Límites de Atterberg de los minerales de la arcilla con varios cationes adsorbidos.....	128
Tabla 4.6 Coeficientes de Permeabilidad para suelos y rocas.	129
Tabla 4.7 Resumen de resultados para análisis de estabilidad en zona de deslizamiento,cerro La Burrera.	130
Tabla 4.8 Factor de seguridad, utilizando el método de la cuña simple, en análisis de estabilidad	134
Tabla 4.9 Equivalencia de grado de erosión por número de cárcavas por hectárea	138
 CAPITULO 5	
Tabla 5.1 Características Comunes en dos laderas Volcán San Salvador y Cerro La Burrera	150
Tabla 5.2 Resumen de los resultados de laboratorio.	154
Tabla 5.3 Resumen de información técnica a recopilar acerca de las condiciones regionales y locales del sitio en la pre-ocurrencia de un deslizamiento de tierra. ...	163
Tabla 5.4 Cuadro resumen de las secciones transversales con sus dimensiones.....	179
Tabla 5.5 Volumen de rocas utilizadas en los colchones.....	185
Tabla 5.6 Barrera viva de Palo-Pique, cantidad de troncos necesarios para construirlas.	186

Tabla 5.7 Escalones de disipación, pilotes y vigas de madera necesarias para la construcción de los mismos.....	186
Tabla 5.8 Cerco perimetral con alambre de púas, $D = 0.10$ m.	186
Tabla 5.9 Zacate Vetiver en canales.	187
Tabla 5.10 Volumen de corte para labrar las canaletas	187
Tabla 5.11 Volumen de corte para labrar las rampas al inicio de los canales, pendiente 1:2.	187
Tabla 5.12 Cantidad de zacate Vetiver sembrado en el cuerpo de los taludes sureste y suroeste.	188
Tabla 5.13 Cantidad de arbustos tipo Mirto sembrados al costado noroeste del canal de desviación C-1	188
Tabla 5.14 Cantidad de haces de zacate Vetiver sembrados sobre el talud este	188
Tabla 5.15 Obra de paso, caja, cálculo del volumen de concreto y cuantía de acero.	188
Tabla 5.16 Canaleta de mampostería de piedra, paralela a la calle.	188
Tabla 5.17 Cortes y rellenos en el cuerpo del deslizamiento de tierra	189
Tabla 5.18 Pirámide truncada de mampostería de piedra en la caja.....	189
Tabla 5.19 Siembra de zacate Vetiver justo antes y/o después de los colchones, palo-pique y escalones disipadores de energía cinética.	190
Tabla 5.20 Aletones y losa de mampostería de piedra, ubicados en la salida de la caja.	190
Tabla 5.21 Cortes en la obra de paso, caja.	190
Tabla 5.22 Resumen de actividades, precios unitarios y costos directos.	191

SIGLAS Y ABREVIATURAS

AASHTO	: American Association of State Highway and Transportation Officials.
ASTM	: American Standard Testing Materials
CEL	: Comisión Ejecutiva Hidroeléctrica del Río Lempa
CIG	: Centro de Investigaciones Geotécnicas
CNR	: Centro Nacional de Registros
DGPC	: Dirección General de Protección Civil
IGCN	: Instituto Geográfico y del Catastro Nacional
MOP	: Ministerio de Obras Públicas, Transporte, Vivienda y Desarrollo Urbano
SNET	: Servicio Nacional de Estudios Territoriales
SUCS	: Sistema Unificado de Clasificación de Suelos
UES	: Universidad de El Salvador
IICA	: Instituto Interamericano de Cooperación para la Agricultura
ONG's	: Organización No Gubernamental

UNIDADES

cm	: centímetro
cm ²	: centímetro cuadrado
cm ³	: centímetro cúbico
g/cm ³	: gramo por centímetro cúbico
kg	: kilogramo
Kg/cm ²	: kilogramo por centímetro cuadrado
Km	: Kilómetro
lb	: libra
lb/pie ³	: libra por pie cúbico
m	: metro
m ²	: metro cuadrado
m ³	: metro cúbico
ml	: mililitro
mm	: milímetro
pie ³	: pie cúbico
psi	: libra por pulgada cuadrada
pulg	: pulgada
t	: tonelada

EQUIVALENCIAS

1 cm	= 0,0328083 pie
1 pulg	= 2.54cm
1 m	= 100 cm = 1000mm
1cm	= 10mm
1 cm ²	= 0,1550 pulg ²
1 Hectárea	= 10,000 m ²
1 cm ³	= 6,1024 x 10 ⁻² pulg ³
1 g/cm ³	= 1000 kg/m ³
1 g/cm ³	= 62,4280 lb/pie ³
1 kg/cm ²	= 14,223.3 lb/pulg ²
1 psi	= 0.07030696 kg/cm ²
1 km	= 1000 m
1 m ³	= 35,315 pie ³
1 ml	= 1cm ³
1 t	= 2,200lb = 1000kg
1kg	= 2.2 lb

Introducción General

Este trabajo de graduación se enfocó en el estudio de los deslizamientos de tierra en laderas de montañas y volcanes en El Salvador, que depende de los factores condicionantes y desencadenantes de mayor incidencia y recurrencia en el país. Para esto se estudiaron las condiciones topográficas, geológicas, hidrológicas e hidrogeológicas correlacionadas con la información levantada en campo durante las seis visitas técnicas realizadas en zonas diferentes del territorio nacional, siguiendo una metodología de campo para la realización de reconocimientos regionales de las zonas propensas a los deslizamientos de tierra, identificando las principales características de los movimientos en masa y estudiando los métodos de análisis de estabilidad de taludes y laderas. En base a la información recopilada del deslizamiento de tierra ocurrido en el año 2010, en el cerro La Burrera, cantón El Zapotal, Municipio Ojos de Agua, Departamento Chalatenango, durante la tormenta tropical Agatha, obtenida in situ y de laboratorio, se analizó e interpretó la información, para realizar el diagnóstico del problema y la propuesta general para su mitigación. Brevemente se exponen los métodos para análisis de deslizamientos de tierra, también de las técnicas ingenieriles para conservación y control de suelos superficiales en zonas de deslizamientos, aplicadas a zonas montañosas y ambientes volcánicos, se propuso una metodología para control de impactos de deslizamientos de tierra en laderas de montañas y volcanes, enfocando el problema de estudio al caso del cerro La Burrera, propuesta de solución, con un sistema de conducción, drenaje y evacuación de agua lluvia, del cual se realizó el análisis de

costo. Finalmente se exponen las conclusiones y recomendaciones más importantes para el control de vulnerabilidad y riesgo en zonas de deslizamientos de laderas de montañas y volcanes, con aplicación general en el país.

CAPITULO 1

ANTEPROYECTO

1.1. Introducción

El Salvador, su territorio, es muy vulnerable a deslizamientos de tierra debido a factores sísmicos, hidrológicos, geotécnicos y geográficos. Cada año, durante la época lluviosa o al ocurrir sismos, tienen lugar deslizamientos de tierra generando desequilibrio económico y social, afectando la infraestructura del país; y en muchos casos provocando pérdida de vidas humanas, animales y materiales. En este trabajo de graduación, será necesario identificar los diferentes factores condicionantes y desencadenantes de los deslizamientos de tierra, establecer lineamientos que permitan prevenir la ocurrencia de estos fenómenos, proponer obras de ingeniería prácticas y acertadas que permitan reducir o mitigar el riesgo cuando haya ocurrido un deslizamiento de tierra. En el territorio nacional y regional, se generan movimientos sísmicos que han alcanzado, en ocasiones, intensidades del orden de VII a VIII grados, en la escala de Mercalli Modificada, que provocan daños que varían de severos a muy severos y desastrosos. El desplazamiento de las aguas lluvia que corren sin control superficial, hace que la infiltración y percolación en el subsuelo, aumente la presión de poros de los suelos constituyentes de las laderas y taludes y por tanto disminuya la resistencia del esfuerzo cortante de ellos hasta el punto de falla en esas masas de suelo para que cedan y fluyan libremente. El conocimiento, explicación y análisis de los factores citados, contribuirá a disminuir los daños en las obras civiles ejecutadas o por ejecutar. Este trabajo de graduación explicará y analizará el problema de inestabilidad en laderas y taludes, proponiendo soluciones tempranas post-evento, preventivas y de mantenimiento, basados en información propia del país respecto a pluviosidad, sismicidad, geología,

morfología, antecedentes de deslizamientos en El Salvador, con identificación de la problemática a abordar, sus objetivos de investigación, alcances y limitaciones.

1.2. Antecedentes

Los deslizamientos de tierra, están asociados con las geoformas de la corteza terrestre, montañas, volcanes, domos, llanuras, cerros. Las zonas montañosas tropicales poseen una geomorfología muy susceptible a la ocurrencia de deslizamientos o movimientos de tierra en masa, adicionado a los factores desencadenantes que se reúnen en estas zonas: formación y estructura geológica, tectónica, sismicidad, relieve, precipitaciones pluviales, cobertura vegetal, factor antrópico. Así, el mapa del mundo en la Figura 1.1 indica las áreas con mayor amenaza a los deslizamientos de tierra, coincidentes con las principales cadenas montañosas.



Figura 1.1 Zonas del mundo donde ocurren frecuentemente deslizamientos de tierra, adaptado de Suárez Jaime.2009. Análisis Geotécnico Vol. 1

Los factores citados son los principales causantes de los deslizamientos de tierra en zonas de laderas de montañas y volcanes. Una ladera es el flanco o lateral de cualquier geoforma y se asocia con medianas a grandes elevaciones, casi siempre se caracteriza por las fuertes pendientes en su relieve. La Figura 1.2 representa una ladera inestable en la curva La Leona, km 53 de la carretera Panamericana.



Figura 1.2 Ladera en Curva La Leona

Un talud es un término similar que se asocia más bien con elevaciones bajas y relieve moderado, además, es más influenciado por el factor antrópico. Estos se presentan en los laterales de las carreteras que atraviesan domos, montañas, etc., generalmente en cortes. Por ejemplo, la Calle Madrid, subiendo frente a Escuela Brasil e Instituto Manuel José Arce, Zoológico Nacional, se construyó en uno de los domos que rodean el pie del valle donde se asienta la ciudad San Salvador, sus taludes en corte tienen una altura que varía entre los 5 m a 15 m a lo largo de la vía.

Las laderas y taludes tienen alguna estabilidad natural acorde con su formación y estructura geológica, propiedades mecánicas de los suelos o rocas constituyentes, resistencia al esfuerzo cortante, permeabilidad, deformabilidad, etc.

A este respecto, El Salvador, con territorio nacional de unos 20,400 km², geográficamente está situado en una región tropical, perteneciente al Cinturón de Fuego del Pacífico, donde el régimen de temperaturas variables es de 12°C a 36°C, influenciado por la cercanía al mar, vientos predominantes, 10 a 30 km/h, presión 996 mb a 1016 mb; todos estos valores son locales en el territorio y asociados con datos regionales para Centro América.

Geomorfológicamente, en el territorio nacional (100%) desde Este a Oeste, se identifican seis unidades principales: planicie costera (12%), cadena costera (12%), fosa central que contiene la cadena volcánica joven (20%), cadena interior que contiene los volcanes apagados geológicamente (20%), la fosa interior (5%) y la montaña fronteriza (25%). Las elevaciones oscilan entre los 650 (en San Salvador) hasta 2700 msnm (Pital, Chalatenango). Estas condiciones, hacen que en el país se tenga un relieve muy accidentado, con abundantes ondulaciones y valles donde se asientan las pequeñas, medianas y grandes poblaciones.

Litológicamente, el territorio salvadoreño está formado por rocas volcánicas que cubren más del 90% del país, principalmente rocas efusivas riolíticas y dacíticas, andesíticas y basálticas y piroclastos (del terciario y cuaternario). Rocas sedimentarias marinas: calizas, conglomerados de cuarzo y areniscas; principalmente en la región noroeste

(Metapán y Chalatenango) (del terciario, son las más antiguas del país). Rocas sedimentarias de origen orgánico: pequeños depósitos de diatomitas y lignitos. Rocas intrusivas: granitos, granodioritas, monzonitas y dioritas (del terciario y cuaternario). Ver mapa Geológico en Figura 1.3.

Volcanismo, Joven o Activo y Antiguo o Extinguido. Los volcanes activos más relevantes son: Ilamatepec (2365 msnm); Izalco (1910 msnm); Boquerón (1880 msnm); Picacho (1967 msnm); Chinchontepec (2181 msnm), Tecapa (1594 msnm); Chaparrastique (2130 msnm); Conchagua (1243 msnm).

Los volcanes geológicamente apagados¹ son: Guazapa, Siguatepeque, Cacaguatique. Todos los volcanes salvadoreños se han clasificado del tipo estrato volcán² y existen en el país unos 700 centros de erupción². La Figura 1.4 indica el volcanismo joven y antiguo.

Cuando los factores sísmicos, hidrológicos, antrópicos, intervienen y actúan en una ladera o talud, éstos tienden a desconformarse y perder sus propiedades de estabilidad.

Las precipitaciones pluviales son uno de los factores desencadenantes de deslizamientos de tierra que tienen mayor incidencia en el país, en El Salvador la época lluviosa es de seis meses, de mayo a octubre, y la época seca de noviembre a abril.

¹ Debido a que el sistema Centro Americano y Latino Americano de volcanes y los locales, han manifestado actividad reciente, se considera que en el país todos los volcanes son o están activos, y se espera el despertar de algunos o varios de ellos, por ejemplo el de Guazapa, Cacaguatique. El volcanismo antiguo del país está presente en forma de lagunas importantes sin mayor actividad superficial.

² Meyer – Abich. 1956. Los volcanes activos de Guatemala y El Salvador.

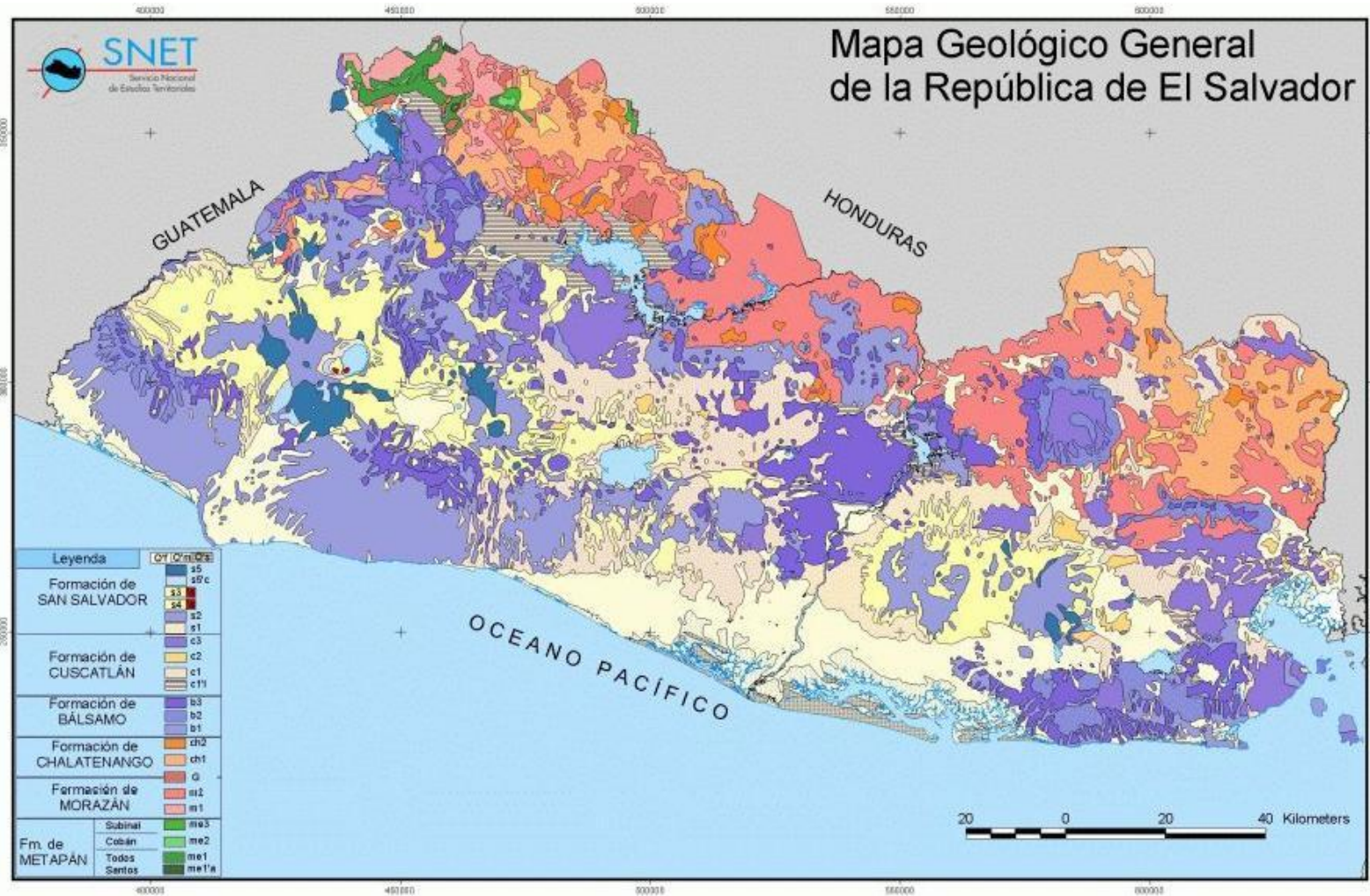


Figura 1.3 Mapa Geológico de El Salvador

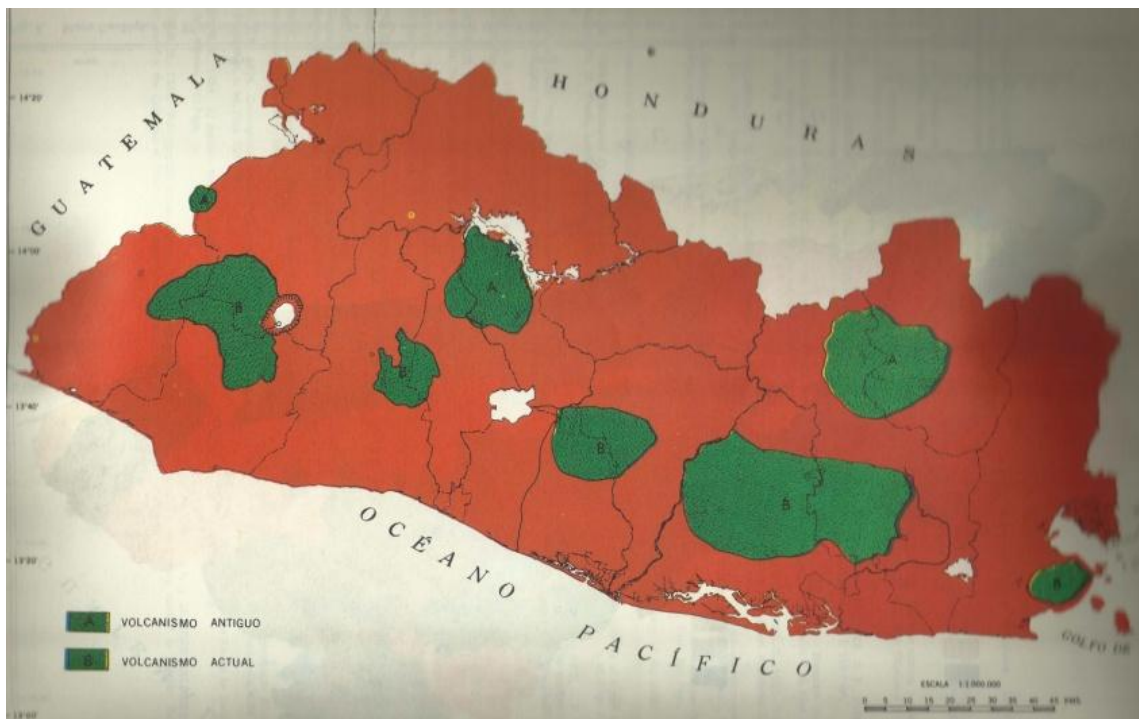


Figura 1.4 Volcanismo joven y antiguo

El promedio anual de precipitación pluvial acumulada para todo el territorio en el año 1962, fue de 1500 a 2400 mm; y para el año 2005, de 2100 a 2400 mm. Son muy frecuentes las precipitaciones convectivas, que por sus características hidrológicas acumulan grandes cantidades de lluvia y saturan los suelos en periodos cortos de tiempo (24, 36, 72, 120 horas), generando grandes presiones internas en las masas de suelo. Por ejemplo, la Figura 1.5 indica la lluvia acumulada por diferentes eventos meteorológicos de gran magnitud ocurridos en el país.

Las precipitaciones en épocas normales de invierno alcanzan los 1800 mm a 2000 mm (precipitación media anual acumulada); sin embargo, al ocurrir eventos extremos como huracanes o tormentas tropicales; han provocado grandes deslizamientos y deslaves en

laderas medianas y en grandes laderas, afectando directamente a las poblaciones o el tránsito en las vías terrestres, por ejemplo, la Tormenta Tropical “Ida”, las precipitaciones de los días 7 y 8 de noviembre de 2009 alcanzaron 355 mm, en el Departamento San Vicente. El suelo, al saturarse, se disgregó y generó un flujo de tierra, rocas de diámetros de hasta 5 m y árboles, afectando principalmente los poblados en los municipios Verapaz y Guadalupe, en el departamento San Vicente. Ese deslave, inició en la zona alta del volcán Chinchontepic en la cota 1800 msnm hasta la cota 640 msnm, un recorrido de 6 kilómetros desde el inicio del flujo hasta la parte final de la zona de depósito. A la entrada de Verapaz, el espesor del flujo fue de 2 metros.³Ver figura 1.6.

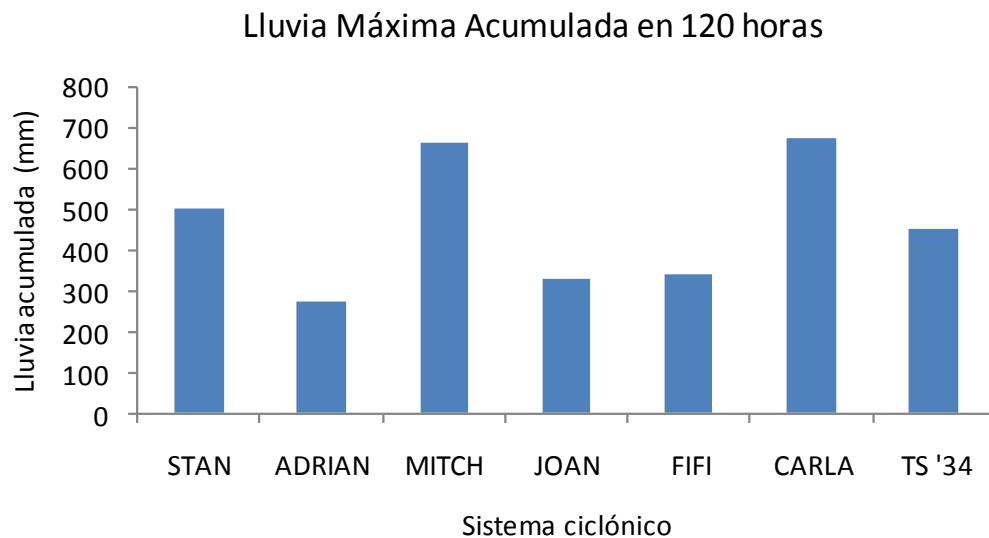


Figura 1.5 Lluvia acumulada por diferentes eventos meteorológicos de gran magnitud en El Salvador

³ MARN. 2009. Informe Técnico de la baja presión en el pacífico y huracán Ida y su impacto en el medio ambiente.



Origen del deslave (cota 1800 msnm) sobre los poblados Verapaz y Guadalupe

Figura 1.6 Deslave en Volcán Chinchontepec, San Vicente; ocasionado por tormenta tropical Ida

Otros ejemplos de deslizamientos de tierra en laderas medianas y grandes, en taludes de Carreteras fueron provocados por las lluvias de los eventos siguientes, tormentas o huracanes Agatha 2010, Ida 2009, Mitch 1998, Fifi 1974; estos fenómenos se caracterizan porque en pocas horas acumularon gran cantidad de lluvia, Agatha en 24 horas acumuló 483 mm de lluvia.

Sismicidad y tectonismo son factores endógenos, generados por la actividad volcánica, el sistema de fallas geológicas y la subducción entre las placas de Cocos y del Caribe. Los sismos, al generar ondas que viajan al interior de la corteza terrestre hacen que las estructuras naturales de tierra más débiles, caigan o deslicen, modificando su morfología. Un ejemplo de terremoto que generó deslizamientos de laderas o taludes es el ocurrido el 13 de enero de 2001, magnitud 7.6 (U.S.G.S.), profundidad focal 39 km,

epicentro en la zona de subducción entre la Placa de Coco y la Placa del Caribe, localizado a 110 km Sur Oeste de San Miguel. Sus aceleraciones horizontales máximas fueron 0.458g (N-S) y 0.468g (E-W) y la vertical⁴ máxima fue 0.245g⁵; las aceleraciones fueron muy altas; en este caso, la componente vertical, su valor fue mayor que en la mayoría de casos ocurridos. El sismo provocó inestabilidad y finalmente la falla de la ladera ubicada en la zona sur de Santa Tecla, en la ladera norte de la Cordillera del Bálsamo, al pie, Colonia Las Colinas, generando un deslizamiento y flujo de tierra, una mezcla semilíquida de suelos areno-limosos y agua, que arrasó a su paso las viviendas que encontró al pie de la ladera, hasta alcanzar una longitud de 330 m, a partir del muro de contención que se ubicaba al pie. La zona de cabecera del deslizamiento presentó una superficie de rotura circular, con profundidad de 6 a 8 m, mientras que en el resto, el mecanismo fue traslacional⁶. El volumen de la masa deslizada fue de unos 90,000 m³.

Ver Figura 1.7.

El terremoto de 13 de febrero de 2001, 6.5 de magnitud; 10 de octubre de 1986, 5.5 de magnitud, el de 3 de mayo de 1965, 6.5 de magnitud. Estos también generaron deslizamientos de tierra en laderas.

⁴ Antes del terremoto del 10 de octubre de 1986, no se dio relevancia a la componente vertical ya que la experiencia indicaba que era muy leve para considerarla en el análisis de las estructuras, a partir de lo cual se toma en cuenta las tres componentes (x,y,z); similarmente los códigos o reglamentos de análisis y demás estudios e investigaciones. Este terremoto se caracterizó por la liberación de gran cantidad de energía, pero su magnitud fue 5.5 en la escala de Richter. Componente Z = 54% X

⁵ Departamento de Mecánica Estructural, UCA. 2001. Análisis preliminar de registros del terremoto del 13 de enero del 2001. Y CENAPRED. 2001. Revisión del deslizamiento y flujo de tierras en la ladera “Las Colinas”, Santa Tecla, Nueva San Salvador, El Salvador C.A., ocurrido durante el sismo del 13 de enero de 2001.

⁶González de Vallejo, Luis I. 2002. Ingeniería Geológica.



Figura 1.7 Deslizamiento en Las Colinas, ocasionado por el sismo del 13 de enero de 2001

Otro deslizamiento histórico en El Salvador, es el de 19 de septiembre de 1982, después de tres días de intensa lluvia ocurrió el deslizamiento de tierra más destructivo en la colonia Montebello (sector poniente), El triunfo y zonas aledañas, donde las masas de tierra deslizadas sobre la ladera de la parte alta del volcán San Salvador, al sureste de El Picacho (cuenca de la quebrada El Nispero), al fluidificarse, a su paso por la quebrada, arrastró suelo y masas de roca de diferentes tamaños y troncos de árboles, convirtiéndose en un lahar, soterró viviendas y se estimó que causó la muerte de unas quinientas personas. Un deslizamiento de ladera emblemático, en Chalatenango es la Cárcava La Zomopera. Por más de 60 años han ocurrido deslizamientos de tierra en el Cerro Miramundo, 6 km al oriente del municipio El Tránsito, cercano a la Palma. La

zona afectada por los deslizamientos tiene dimensiones de unos 500 m de ancho, 1500 m de largo, 120 m de profundidad y las pendientes oscilan entre los 70 a 80 grados.

Un movimiento en masa, deslizamiento de ladera o talud, mecánica y estructuralmente, se desarrolla a partir de la acción de los factores desencadenantes citados, la estructura del suelo y el subsuelo se debilitan, perdiendo sus propiedades físico-mecánicas (resistencia al esfuerzo cortante) y químicas, y conformación característica, se manifiestan mecanismos propios de los deslizamientos de las masas de tierra (rotacionales, traslacionales, planar) hasta alcanzar la falla.

Dependiendo de la estructura y composición de las masas de tierra, por ejemplo, el agua es capaz de ablandar el suelo y saturarlo. Los sismos son capaces de fracturar la estructura de las masas de suelo y roca, esto hace que algunas porciones se suelten o se aflojen y en ambos casos pueden alcanzar la falla, ocurre el deslizamiento y finalmente llegan al reposo.

Para minimizar o evitar, los daños que causan los deslizamientos de tierra, es necesario implementar obras de mitigación preventivas; y al ocurrir un deslizamiento (estado de emergencia) realizar trabajos y obras de mitigación para reducir la vulnerabilidad y el peligro latente post-ocurrencia. Además, es recomendable conocer y difundir las formas de conservación de las obras de ingeniería implementadas para incrementar su vida útil y preservarlas bajo las condiciones para las que se diseñaron.

1.3. Planteamiento del Problema

Geográficamente, 88% de la superficie de El Salvador está constituida por formaciones montañosas, volcánicas y planicies de tierra alta, caracterizadas principalmente por suelos de origen volcánico no consolidados. Estas estructuras geológicas llegan a la inestabilidad, por un sistema de fallas geológicas, fuertes pendientes en laderas, elevadas precipitaciones pluviales y alto índice de actividad sísmica. Estas condiciones están muy generalizadas en el territorio nacional, generando inestabilidad o propendiendo a la inestabilidad, convirtiéndose en riesgo para las personas que habitan en las zonas más vulnerables y peligro latente para la infraestructura vial y sus usuarios.

Por tanto la problemática que se aborda en este trabajo de graduación es la inestabilidad de laderas y taludes en zonas montañosas y edificios volcánicos, que constituyen gran parte de la superficie del territorio nacional y más importante aún, que se están convirtiendo en zonas urbanísticas o de desarrollo vial, incrementando la vulnerabilidad para las personas que viven o transitan en estos lugares, por eso es necesario conocer e implementar procedimientos técnicamente correctos que permitan realizar evaluaciones rápidas en taludes al ocurrir deslizamientos de tierra y en base a ello proponer soluciones, de respuesta a corto plazo, a través de obras de ingeniería de bajo costo relativo que mitiguen el riesgo y la vulnerabilidad post-ocurrencia de deslizamientos en laderas y taludes. Así mismo, proponer obras preventivas de ingeniería, que minimicen las consecuencias negativas de un deslizamiento de tierra.

1.4. Objetivos

1.4.1. Objetivo General

Proponer soluciones tempranas, por ocurrencia de deslizamientos de tierra en laderas y taludes, con obras de ingeniería de bajo costo para mitigación de riesgo y control de vulnerabilidad, en zonas de laderas de montañas y volcanes en El Salvador.

1.4.2. Objetivos Específicos

Determinar y analizar propiedades geotécnicas de los suelos constituyentes de laderas de montañas o volcanes en estudio.

Conocer y proponer soluciones tempranas y post ocurrencia de los deslizamientos de tierra, adecuadas, de bajo costo relativo, basadas en las condiciones particulares de la ladera o talud seleccionado.

Adaptar técnicas de protección aplicadas a laderas y taludes de acuerdo con las características predominantes del lugar en estudio, basados en metodologías y tecnologías modernas.

Proponer un plan de mantenimiento de obras de protección recomendadas.

1.5. Alcances

Este trabajo de graduación, sólo recopilará y analizará los datos geotécnicos, hidrológicos, sísmicos y topográficos, que intervienen en los deslizamientos de laderas de montañas y volcanes de la zona de estudio, identificando un problema particular que será el objeto de estudio; utilizando los datos históricos disponibles y relacionándolos con los actuales para comprender la evolución de este fenómeno, procurando proponer soluciones de estabilización atinadas, costos moderados y de aplicación práctica después de ocurrido un deslizamiento de tierra, utilizando tecnologías que más se apropien al lugar con un plan de mantenimiento requerido post-construcción de las obras de mitigación.

1.6. Limitaciones

Debido a la remodelación de la Escuela de Ingeniería Civil, en donde está el laboratorio de suelos y materiales, no hay disponibilidad de equipo y espacio donde realizar ensayos de laboratorio. Por eso, sólo se harán pruebas que sean factibles en campo y laboratorio. Se trabajará con datos históricos disponibles, proporcionados por instituciones públicas y privadas, hasta donde sea posible obtenerlos. La movilización hacia los lugares donde se realizaran las visitas de campo, será limitada por el factor económico, ya que no existe disponibilidad de transporte por parte de la Universidad de El Salvador.

1.7. Justificaciones

En el territorio salvadoreño, ubicado en la región conocida como el cinturón de fuego del Pacífico, con ambiente tropical, se conjuntan factores exógenos (abundantes e intensas precipitaciones, relieve accidentado) y endógenos (volcanismo, tectonismo y sismicidad), como consecuencia, en El Salvador han ocurrido pequeños, medianos y grandes deslizamientos de tierra en laderas y taludes de montañas y volcanes, trayendo consigo la pérdida de vidas humanas y bienes materiales.

Por el aumento de la densidad poblacional, en el año 2007 fue 273 hab / km², se están urbanizando zonas ubicadas al pie de laderas de cadenas montañosas y ondulaciones que conforman el territorio, vulnerables a los deslizamientos de tierra, aunque éstas mayormente presentan buena estabilidad relativa, con el paso del tiempo y la acción de los factores citados, se vuelven propensas a perder las propiedades mecánicas que dan la estabilidad, la más determinante es la resistencia al corte del suelo, rocas o su combinación. Esto hace que los habitantes de estas zonas estén en un constante estado de vulnerabilidad y riesgo. Ejemplos de esto son el flujo de lodo ocurrido en el volcán de San Salvador, debido a la alta precipitación de lluvia en septiembre de 1982; el deslizamiento de tierra en un sector de la colonia Las Colinas, Santa Tecla, durante el terremoto ocurrido el 13 de enero de 2001; el deslizamiento de tierra en el Volcán de San Vicente, causado por la depresión tropical Ida en el año 2009.

⁷ Dirección General de Estadística y Censos. Ministerio de Economía. 2007. VI Censo de Población y V de Vivienda 2007.

Las carreteras y caminos en El Salvador, comúnmente atraviesan o rodean cerros, montañas, domos, lomas; los taludes en los laterales son amenaza y riesgo al disminuir la estabilidad en que permanecen hasta desconformarse, modificando el ambiente. Un ejemplo, es el deslizamiento de tierra latente en el tramo kilómetro 3+800 a 4+100 en la calle Tonacatepeque – Carretera Troncal del Norte.

En todos los acontecimientos mencionados hubo consecuencias catastróficas, producto de la falta de atinadas acciones de prevención y protección de laderas y taludes propios de la región, lo anterior hace importante conocer y estudiar las obras de ingeniería para protección y estabilización, más adecuadas y prácticas, desde la perspectiva técnica, económica y social. Así como proponer una metodología para estabilizar laderas y taludes de forma rápida y segura, en la post-ocurrencia.

Por tanto, es importante y necesario realizar una Propuesta de Soluciones Tempranas con Obras de Ingeniería de bajo costo para Mitigación de Riesgos y Control de Vulnerabilidad, en Zonas de Deslizamientos de Tierra en Laderas de Montañas y Volcanes en El Salvador. Esto, basado en la economía débil del país que no permite desarrollar con frecuencia soluciones ingenieriles con grandes costos de inversión y mucho tiempo de ejecución de las obras de mitigación.

1.8. Metodología de la Investigación

La Metodología para el desarrollo del trabajo de graduación Propuesta de Soluciones Tempranas con Obras de Ingeniería de bajo costo para Mitigación de Riesgos y Control

de Vulnerabilidad, en Zonas de Deslizamientos de Tierra en Laderas de Montañas y Volcanes en El Salvador, tiene 5 fases:

FASE 1: Consideraciones generales. Antecedentes, Planteamiento del Problema, Objetivos, Alcances, Limitaciones y Justificaciones. Se realizará la primera evaluación.

FASE 2: Abarca la base teórica del trabajo de graduación. Se realizará una investigación bibliográfica más exhaustiva de diversas fuentes, como: tesis, libros, revistas, páginas web, entrevistas con profesionales. Se realizará la segunda evaluación.

FASE 3: Se solicitará apoyo e información a las instituciones siguientes: Servicio Nacional de Estudios Territoriales (SNET), Ministerio de Obras Públicas (MOP) y otras, que tengan información de interés para el desarrollo de la temática expuesta. Se realizarán visitas de campo programadas a una ladera de interés en la zona central de El Salvador, se harán las pruebas de laboratorio pertinentes y el análisis de resultados, consultas a asesores internos y externos. Además, se estudiarán soluciones empleadas en otros países, comparando las condiciones naturales foráneas con las de El Salvador, para adaptar las obras y técnicas a los deslizamientos en el país. Se procederá a la tercera evaluación.

FASE 4: Se propondrán soluciones ingenieriles tempranas y de bajo costo, partiendo del estudio particular del deslizamiento ocurrido en el volcán de San Vicente. Se solicitará información a instituciones que distribuyan productos y tecnología implicada en las obras de mitigación de laderas y taludes. De la propuesta técnica de soluciones, se hará

el análisis de costos para cada una de ellas. Se finalizará con la propuesta de un plan para el mantenimiento de las obras de protección recomendadas.

FASE 5: Las conclusiones y recomendaciones del trabajo de graduación, finalizando con la cuarta evaluación.

En los anexos se colocarán documentos e información que sean de apoyo en este trabajo de graduación, en la bibliografía se colocarán las fuentes consultadas que respaldan el contenido del trabajo de graduación, desde el inicio del desarrollo, tesis, libros, revistas, folletos, artículos.

Durante las reuniones quincenales, se presentará a los asesores del trabajo de graduación, avances para su revisión, los cuales serán discutidos y corregidos para tener finalmente un documento para evaluación.

Las evaluaciones se desarrollarán de la siguiente manera:

Evaluación	Tema
Primera Evaluación	Anteproyecto
Segunda Evaluación	Capítulos I y II
Tercera Evaluación	Capítulo III
Cuarta Evaluación	Capítulos IV, V y VI

1.9. Planificación de los recursos a utilizar

RECURSOS HUMANOS	RECURSOS MATERIALES	EQUIPO	FINANCIEROS
2 Asesores Internos	Páginas de papel bond	Computadoras	Viáticos
2 Integrantes del trabajo de investigación	Memorias USB	Impresora	Transporte
Asesores externos	CD	Calculadora	Compra de insumos
	Bolígrafos	Grabadora	Fotocopias
	Sacabocados	Cámara digital	Ploteados
	Tinta para impresora (negra y color)	Teléfonos (Móvil y Fijo)	
	Lápices	Escáner	
	Fólderes	Teodolito	
	Fastener's	Nivel Fijo	
	Cuadernos		
	Sobres Manila		
	Grapas		
	Engrapadora		
	Libretas		
	Marcadores		
	Borradores		
	Cartulinas		
	Cinta adhesiva		
	Cono de cordel		
	Nivel de Pita		
	Nivel de Caja		
	Almádana		
	Clavos		
	Crayón		
	Falsa Escuadra		
	Escuadra		
	Cinzel		
	Lazos y Garruchas		
	Lupa de Geólogo		
	Libreta Topográfica		

1.10. Presupuesto

RECURSOS		UNIDADES		COSTO UNIDAD (US\$)	SUB - TOTAL (US\$)	TOTAL (US\$)
1	Impresiones de Avances y Documento Final					243.00
1.1	Papel Bond	15	Resmas	4.50	67.50	
1.2	Cartucho B/N	4	Cartucho	22.00	88.00	
1.3	Tinta B/N	½	Litro	7.50	7.50	
1.4	Cartucho Color	2	Cartucho	21.00	42.00	
1.5	Tinta a color	6	Recargas	3.00	18.00	
1.6	Memorias USB	2	Unidades	10.00	20.00	
2	Fotocopias					45.00
2.1	De la información para la investigación	1500	Fotocopias	0.03	45.00	
3	Empastados					75.00
3.1	Duros	5	Unidades	15.00	75.00	
4	Papelería					147.60
4.1	Fólderes	50	Unidades	0.15	7.50	
4.2	Fasteners	50	Unidades	0.12	6.00	
4.3	CD-R	20	Unidades	0.35	7.00	
4.4	CD Lighscribe	10	Unidades	1.20	12.00	
4.5	Libros de bitácora	1	Unidad	7.00	7.00	
4.6	Libretas de anotación	4	Unidades	1.00	4.00	
4.7	Bolígrafos	4	Unidades	0.15	0.60	
4.8	Lápices	10	Unidades	0.15	1.50	
4.9	Marcadores	4	Unidades	0.50	2.00	
4.1	Otros	---	SG	100.00	100.00	
5	Presentaciones (Evaluaciones)					234.00
5.1	Refrigerios	45	Unidades	4.00	180.00	
5.2	Alquiler de Computadora y Cañón	3	Veces	18.00	54.00	
6	Investigación bibliográfica y Trabajo de Campo					1105.00
6.1	Internet	300	Horas	0.25	75.00	
6.2	Comunicación	---	SG	360.00	360.00	
6.3	Cuadrante Topográfico	3	Unidades	10.00	30.00	
6.4	Transporte y alimentación	---	SG	500.00	500.00	
6.5	Compra de libros	4	Libros	35.00	140.00	
TOTAL (US\$)					1849.60	

CAPITULO 2

MARCO TEÓRICO PARA ESTUDIAR

DESLIZAMIENTOS DE LADERAS Y

TALUDES EN EL SALVADOR

2.1. Introducción

La estabilidad e inestabilidad de laderas y taludes están condicionadas por factores topográficos, geológicos, hidrológicos, hidrogeológicos, morfológicos, sísmicos, tectónicos, actividad antrópica en la zona. La interpretación de curvas de nivel, Topografía en el Gran San Salvador y cerro Miramundo, ubicado en el departamento Chalatenango, se describen en el numeral 2.1.1; los componentes químicos más abundantes en la corteza terrestre, Geología y Litología de El Salvador, formas de identificar la Geología en una ladera o talud, se presentan en el numeral 2.1.2; el agua y terremotos son factores activadores de los deslizamientos de tierra, la lluvia acumulada, durante nueve eventos meteorológicos de gran magnitud en El Salvador, un mapa hidrogeológico nacional, se presentan en el numeral 2.1.3; identificación pre y post ocurrencia de deslizamientos de tierra o rocas, algunas características para reconocimiento de distintos tipos de movimientos de laderas, desprendimientos, deslizamientos rotaciones o traslacionales, desplazamientos laterales, flujos de barro, flujos de tierra y derrubios, se plantean en el numeral 2.2; movimientos de ladera y esquemas modelados o idealizados para el análisis de estabilidad de taludes o laderas se esquematizan y describen en el numeral 2.2.2; la descripción de los tipos de deslizamientos de tierra y rocas se presenta en el numeral 2.2.3.; los métodos de análisis de deslizamientos de tierra o rocas en taludes y laderas, y sus planteamientos, se describen en el numeral 2.3; los impactos sociales y económicos son descritos en el numeral 2.4, incluyendo un listado de los deslizamientos de tierra más recientes en El Salvador.

2.2. Estabilidad de Taludes y Laderas de Montañas y Volcanes

La estabilidad de taludes y laderas está condicionada por factores topográficos, geológicos, hidrológicos, sísmicos, tectónicos y antrópicos de la zona donde se ubican; cuando van aumentando las fuerzas desestabilizantes internas y externas de la masa de suelo, el talud o ladera va propendiendo a la falla, para que tenga lugar un movimiento en masa de tierra, en el deslizamiento. La magnitud y velocidad del deslizamiento¹ de tierra depende de la intensidad de los factores externos sean estos, por ejemplo, magnitud del sismo, intensidad y duración de las precipitaciones pluviales, grado de deforestación, vibraciones producidas por la actividad humana.

2.2.1. Condiciones Topográficas

La topografía, representada, gráficamente en un mapa topográfico, a escala propicia (ej. 1:2,000); describe el lugar y la forma superficial del terreno en estudio². Por ejemplo, las curvas de nivel muy cercanas entre sí, indican pendientes pronunciadas o escarpes; las curvas concéntricas, cuando su valor va aumentando, indican topografía alomada; y las curvas de nivel con tendencia irregular, indican caoticidad del terreno donde puede haber cárcavas, ver figura 2.1.

¹Planar o traslacional y cilíndrico o rotacional, estos dos son los más típicos en el modelado general de este tipo de evento, terroso o terroroso, de movimiento en masa.

²En El Salvador se utilizan los Cuadrantes Topográficos, elaborados por la Oficina de Cartografía y Geografía; formada en el año 1946 a insinuación del Gobierno de los Estados Unidos de América para la preparación del mapa básico de El Salvador a escala 1:50,000 (conocida como Oficina del Mapa); con el fin de tener un conocimiento claro y preciso del Continente Americano, para planificar la defensa intercontinental (Fuente: www.cnr.gob.sv). En la actualidad los mapas topográficos pueden ser adquiridos en las oficinas del IGCN (Instituto Geográfico del Catastro Nacional) del CNR, en formato impreso y digital, en escalas 1:25,000 y 1:50,000; con curvas de nivel a cada 10 y 20 metros respectivamente.

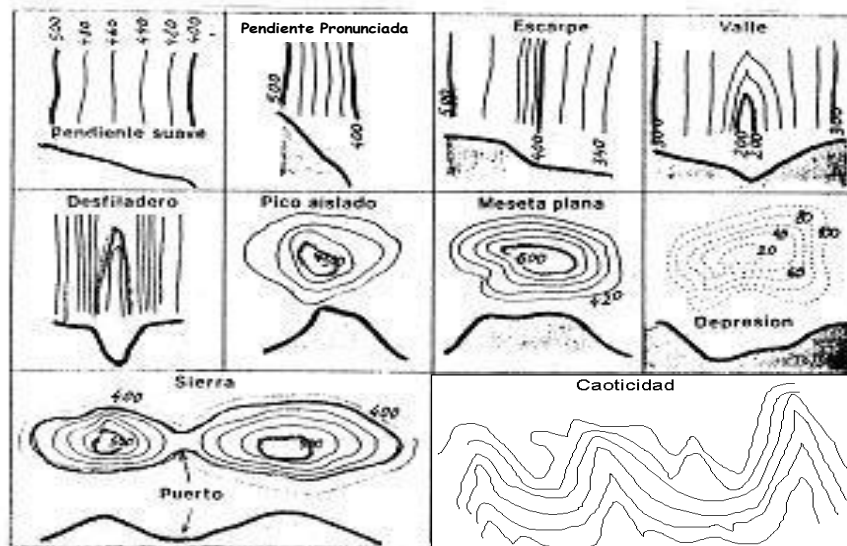


Figura 2.1 Interpretación de Curvas de Nivel en un Mapa Topográfico

Cuando las pendientes son uniformes, entre 0% y 5%, el terreno es plano, un terreno con sucesión de cimas y depresiones con pendientes mayores que 5% y menores que 11% es ondulado o alomado. Y terrenos con pendientes mayores que 11% son montañosos.

En el Gran San Salvador, la topografía varía entre plana, quebrada y montañosa, debido a que hay cerros, lomas, montañas y volcanes rodeando el valle; otras lo atraviesan; en el cuadrante topográfico San Salvador, hoja 2357 II, se observan terrenos con topografía que varía de plana a ondulada y montañosa; por ejemplo, en el municipio Apopa, hay planicies y peni-planicies que abruptamente cambian a terreno montañoso; así por ejemplo, al Sur-Este cercano el volcán San Salvador (1967 msnm), al Nor-Este el cerro Nejapa (883 msnm) y cerro Guayume (755 msnm), al sur el cerro San Jacinto (938 msnm), esta morfología da lugar a los taludes y laderas, en zonas urbanizadas y sus alrededores; por ejemplo, colonias Santa Marta, San Marcos, Planes de Renderos. También, en zonas atravesadas por obras viales (carretera panamericana, autopista este-

oeste, carretera “de oro”). El núcleo de asentamientos humanos, está ubicado al norte, entre las cotas 435 a 500 msnm y al sur entre 600 a 700 msnm poblando el valle, Soyapango, Apopa, Mejicanos; las zonas de terreno quebrados e ubican en cotas mayores que 900 msnm, ejemplos colonia la Cima, el boquerón, Colonia Santa Elena, Montebello, San Ramón, Barrio San Jacinto y en las cotas bajas 500 msnm cercanas a ríos, quebradas, vaguadas, lagos y lagunas se ubican asentamientos humanos, ejemplos, Ilopango, Colonia Santa Margarita, Colonia La Málaga, Las Jacarandas. En la figura 2.2 se observan dos fotografías del barrio candelaria³ (final de la cuesta El Palo Verde, al sur) y la colonia Málaga respectivamente, ejemplificando la topografía característica de San Salvador, y los puntos más bajos del valle de San Salvador y la ciudad capital.



Figura 2.2 Barrio Candelaria y Colonia Málaga, condiciones de terreno ondulado a plano, rodeado por volcanes y montañas en San Salvador.

³ Los barrios Candelaria y San Esteban son de los más antiguos en la capital, en la profundidad del río Acelhuate; este punto se identifica como el más antiguo, donde nació la ciudad de San Salvador, por la cuesta el Palo Verde donde está la iglesia La Merced en la cima de esta; por el año 1521.

Las condiciones topográficas, influyen en la distribución del peso de las masas terro-
rosas de una ladera o talud, aumentando las fuerzas desestabilizantes que activan los
deslizamientos de tierra, al superar la resistencia al esfuerzo cortante entre dos estratos o
pseudo-estratos en contacto, deslizado y estable. Los terrenos con topografía irregular o
caótica son muy susceptibles a la ocurrencia de deslizamientos de tierra y deben ser
considerados como indicativos de inestabilidad, ya que estos terrenos tienen una
evolución morfológica más acelerada que otros con topografía uniforme o regular,
principalmente los conformados por productos volcánicos recientes. La figura 2.3,
ejemplifica una gran ladera en el cerro Miramundo, Chalatenango; cuya topografía ha
evolucionado rápidamente en un periodo de 50 a 60 años, formándose una cárcava⁴ con
dimensiones estimadas de 500 m de ancho, 1500 m de largo y 120 m de profundidad,
ubicada en un terreno montañoso con inclinación mayor que 70 grados.



Figura 2.3 Terreno con topografía montañosa e irregular sumamente inestable. Cárcava La
Zompopera, Cerro Miramundo, Chalatenango.⁵

⁴Cárcava La Zompopera, en el Municipio El tránsito, cercano a La Palma al Norte de Chalatenango.

⁵Se llega entrando por el cantón El Transito sobre carretera a La Palma.

2.1.2 Condiciones Geológicas

La corteza terrestre está formada por dos capas principales, una superior rica en sílice y aluminio llamada SIAL y una inferior rica en sílice y magnesio llamada SIMA; también, existen otros elementos químicos en menor proporción. La figura 2.4 ilustra los componentes químicos más abundantes en la corteza terrestre.

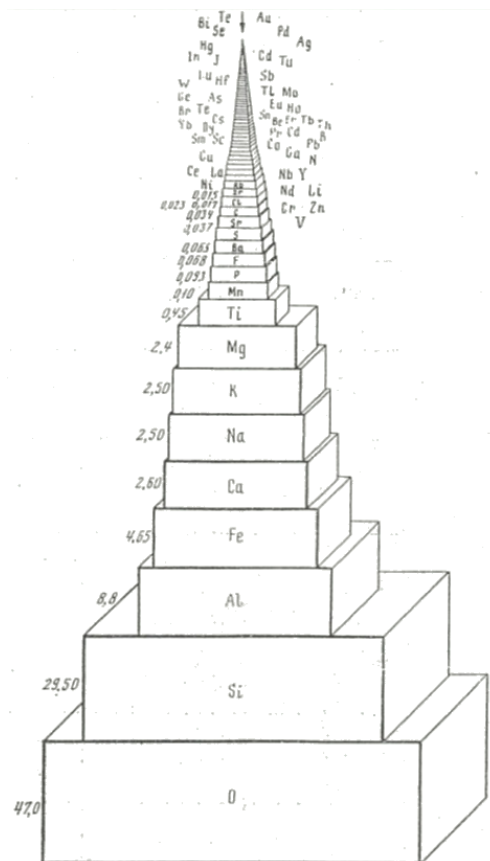


Figura 2.4 Composición Química de la Corteza Terrestre

En el Mapa Geológico de El Salvador elaborado por la Misión Geológica Alemana entre el año 1966 y 1971 se hace una clasificación de las rocas del territorio nacional. La geología de El Salvador es muy joven. Una cuarta parte del territorio nacional es de la

edad pleistocénica y tres cuartas partes están cubiertas por rocas de la edad terciaria, predominando la época pliocénica. Excepto las capas de la edad cretácica, estas son de origen sedimentario marino, constituyendo el 5% del territorio salvadoreño, unos 200 km² de área, en el extremo noroeste, cerca de Metapán. En las montañas Norteñas, cerca de Metapán y Chalatenango, existen rocas intrusivas graníticas-dioríticas. En las rocas que están en contacto con las series sedimentarias marinas se nota un metamorfismo de contacto, el cual, puede ser observado en las capas calcáreas. Al Sur, desde la ciudad de San Miguel hasta San Isidro, se encuentran afloramientos de roca muy ácida, que corren paralelos a las fajas volcánicas y están conectados a yacimientos metalíferos subvolcánicos que se encuentran bajo las cubiertas basalto-andesíticas. Todas las demás rocas, con pocas excepciones, están originadas por fenómenos volcánicos⁶.

En San Salvador, la “Tierra Blanca”, ceniza volcánica andesítica, es uno de los suelos más abundantes (80%), su componente químico principal es el Silicio, en porcentaje entre 60% - 64%⁷ que le da su característico color claro. La tierra blanca tiene cohesión aparente hasta 1.8 kg/cm² (muestra de suelo compactada y seca), ángulo de fricción interna ϕ entre 36° a 54°⁸; esto, debido a que por su origen geológico posee un grado de cementación, variable, producido por su propia composición al reaccionar con el agua o la humedad contenida, evolucionando reactivamente sus minerales; además, el amarre o trabazón mecánica que existe entre los granos que componen las masas que la

⁶Fuente: SNET, <http://www.snet.gob.sv>; año de publicación 2011.

⁷Fuente: MeyerAbich

⁸Fuente: Propiedades Ingenieriles del Suelo del Área Metropolitana de San Salvador, El Salvador, C.A. M.I. Ing. Ángel Guzmán Urbina y M.S. Ing. Enrique Melara.

conforman, este amarre es generado por la angulosidad de las partículas de pómez que posee, y la tensión capilar, que produce los esfuerzos efectivos en el suelo, debidos a los contenidos de agua o humedad, permitiendo que algunos taludes naturales constituidos por tierra blanca alcancen 50 m de altura ó más, ver figura 2.5, con ángulos de inclinación en corte, de 70° a 90°, manteniéndose estables bajo condiciones normales; por ejemplo, los cortes de terracería que han quedado por donde pasa la calle Agua Caliente, hacia Soyapango. Estos suelos son muy susceptible a la erosión hídrica, causada por el sistema natural de drenaje, originando surcos sobre los taludes y finalmente anula las fuerzas intergranulares que mantienen en unión a las partículas en una masa de suelo, siendo solubles con el agua.

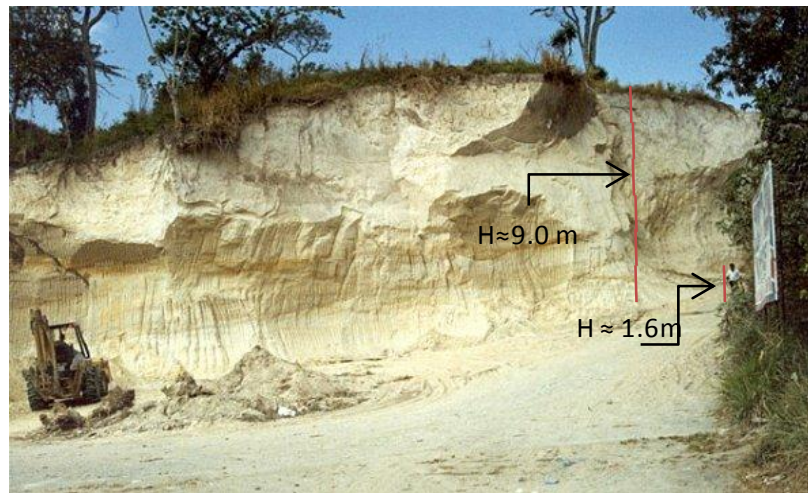


Figura 2.5 Talud en Banco de préstamo de “Tierra Blanca”

También, en San Salvador existe una mezcla de arenas limosas pomíticas, vidrio volcánico; en general, predominan los suelos piroclásticos, tobas andesíticas, rocas basálticas con diversos grados de meteorización y estructuras geológicas; por ejemplo estructura brechosa, laminar, diaclasada, ver figura 2.6. Las laderas y taludes

constituidos por masas terro-rocosas donde predominan las rocas basálticas o andesíticas sanas, tienen buena estabilidad si los ángulos de buzamiento están en dirección contraria a la inclinación del talud ya que las rocas basálticas alcanzan resistencia a la compresión de unos $2,800 \text{ kg/cm}^2$ hasta $5,000 \text{ kg/cm}^2$ o más, y las andesíticas $2,000 \text{ kg/cm}^2$; un ejemplo de talud con buena estabilidad se indica en la figura 2.7, salida de San Salvador hacia el aeropuerto de El Salvador en Comalapa, donde la altura del talud tiene entre 5 a 6 m, con pared casi vertical, constituido por suelos piroclásticos y rocosidades, donde las partículas más pequeñas se encuentran mayormente en la cabeza del talud y rocas basálticas de tamaño variado, dispuestas en masa y muy fracturadas en forma miscelánea en el cuerpo y pie, que ha permanecido relativamente estable desde la construcción de la autopista al aeropuerto El Salvador en Comalapa donde se ubica, con pequeños desprendimientos de rocas de diámetros entre 0.5 a 0.75 m, producto de las lluvias y sismos. Las rocas que se ubican al pie de laderas y taludes en las cercanías de ríos están muy fracturadas e intemperizadas por los efectos de la oxidación y arrastre por la acción del agua y otras sustancias que circulan en los causes, ver figura 2.8. Otros taludes están constituidos por suelos terro-rocosos con matriz predominantemente plástica y su estabilidad depende del tipo de arcilla, localmente roja, blanca, verdosa, morada y negra (caolinitas, illitas, montmorillonitas). Por ejemplo, el grado de estabilidad y resistencia al corte de las arcillas caoliniticas es más alto que el de las iliticas y montmoronilliticas⁹.

⁹ Aguilar, C. E. Geología Aplicada, UCA Editores 2007, pág.40, tabla 3.1.

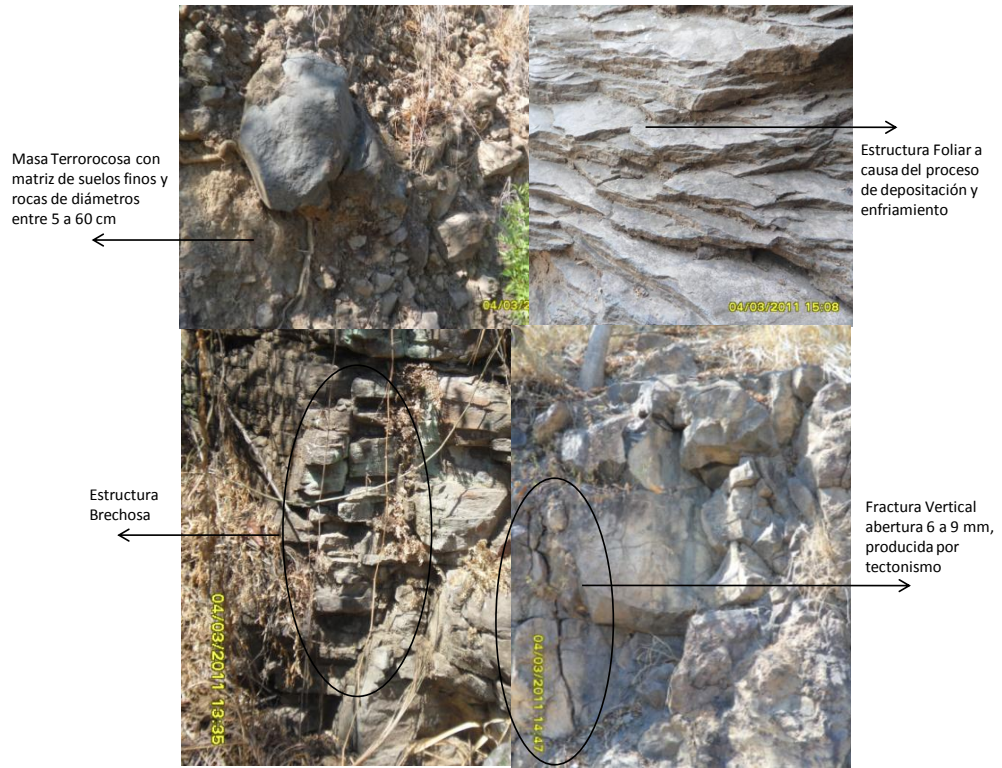


Figura 2.6 Estructuras Geológicas comunes en San Salvador



Figura 2.7 Talud aparentemente estable en tramo entre el monumento al hermano lejano y rancho Navarra, donde comienza la antigua calle a Huizucar, sobre autopista a Comalapa.



Figura 2.8 Estructura Geológica en cauce de la Quebrada El Arenal, en las cercanías del Barrio Candelaria, San Salvador.

Así, los factores geológicos que influyen para que las laderas y taludes sean estables o inestables son: composición química mineralógica de los suelos y rocas constituyentes, génesis y evolución (ígneo, sedimentario o metamórfico en rocas; aluvial, piroclástico, residual u orgánico en suelos), grado de consolidación, grado de meteorización y grado de fracturamiento, propiedades mecánicas, por ejemplo, resistencia al corte, permeabilidad, porosidad, deformabilidad. Una forma de identificar las características geológicas de una ladera o talud es el siguiente procedimiento:

1. Reconocer la geología general de la zona mediante el mapa geológico nacional y local o el mapeo más detallado que sea posible obtener con sus descripciones.
2. Mediante una inspección de campo, determinar o corroborar la naturaleza y composición del talud, suelo, roca o la combinación de ambas, e identificar condiciones de fracturamiento, orientación o buzamiento de las rocas.
3. Obtener muestras representativas para realizar ensayos in situ y de laboratorio para determinar las propiedades específicas del suelo y roca; densidad, relación de vacíos, permeabilidad, resistencia al corte y plasticidad.

2.1.3 Condiciones Hidrológicas e Hidrogeológicas

En El Salvador, la época lluviosa es de seis meses, de mayo a octubre, y la época seca de noviembre a abril. El promedio histórico de precipitación anual en el país es 1800 mm, según los registros del Ministerio de Medio Ambiente y Recursos Naturales el promedio anual de precipitación pluvial máxima acumulada para todo el territorio salvadoreño en el año 1962 fue 2000 mm, para el año 2005 fue 2400 mm, para el año 2010, el más copioso del que se tiene registro en El Salvador, fue 2549 mm para el mes de octubre de 2011 la precipitación anual acumulada es 2549 mm¹⁰; estos datos indican que el régimen de lluvia varía en cada período lluvioso. Son muy frecuentes las precipitaciones convectivas, que por sus características hidrológicas acumulan grandes cantidades de lluvia (20 mm a 40 mm) en periodos cortos de tiempo (10, 30, 60, 120 minutos) saturando los suelos y generando en ellos grandes presiones internas; por ejemplo, el día 03 de julio de 2008 en el que ocurrió la tragedia que se presentó en la Colonia Málaga de San Salvador, cuando un bus que transportaba 32 personas fue arrastrado por una creciente del río Acelhuate, desbordando e inundando la calle principal. Ese día, la estación telemétrica de lluvia PROCAFE, asociada con este río, registró, tres periodos de lluvia, el primero con intensidad de 18.2 mm en 10 minutos, con una cantidad total de lluvia de 40 mm en 2 horas, el segundo período fue el que generó la creciente que arrastró el bus, se presentó 2.5 horas después de terminar el primero, registrando intensidades de 23.4 mm en 10 minutos, con el total de lluvia de 41 mm en 4 horas; y el último, en la madrugada siguiente a la tragedia, registró 20.4 mm en

¹⁰Fuente MARN: http://www.marn.gob.sv/phocadownload/informe_depresion_tropical_12E.pdf.

4 horas. La figura 2.9 indica la lluvia acumulada durante las depresiones, tormentas tropicales y huracanes de gran magnitud, ocurridos en el país desde 1969 a 2011¹¹.

La precipitación intensa de agua lluvia es el factor más incidente para que ocurran deslizamientos de tierra, cuando el agua lluvia se infiltra en los taludes y los satura, aumenta su peso y se disminuye la resistencia al corte de los suelos al aumentar la presión de poros, cuando la resistencia al corte de la masa de suelo es vencida se generan los deslizamientos de tierra. Algunos taludes son más susceptibles a la erosión superficial debido a su génesis, edad, estado de consolidación, grado de cobertura vegetal y presencia de fracturas o grietas.

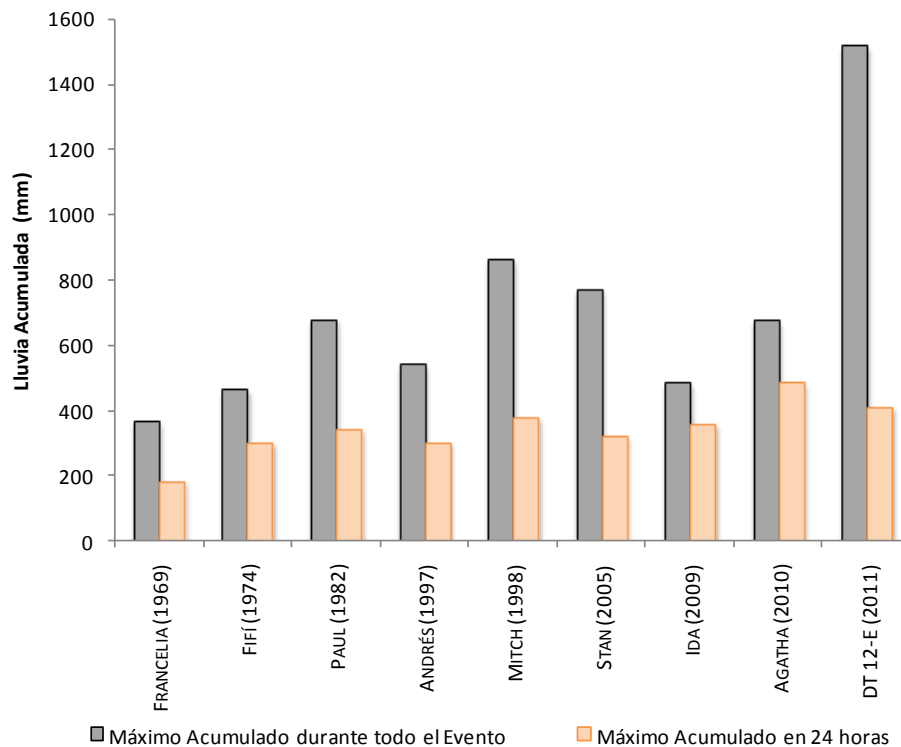


Figura 2.9 Lluvia acumulada por nueve eventos meteorológicos de gran magnitud ocurridos en El Salvador, fuente SNET 2011.

¹¹Fuente MARN: <http://www.marn.gob.sv>, 30 de octubre de 2011.

La incidencia del factor hidrológico se comprueba por los 975 derrumbes y deslizamientos de tierra contabilizados durante la depresión Tropical DT 12-E, que tuvo influencia en el territorio salvadoreño desde el día 09 al 19 de octubre del año 2011¹².

Estas condiciones de temporal tuvieron una duración de 10 días y se concentraron localmente en la zona costera y en la cadena volcánica del país. En la estación de Los Naranjos se registró el máximo de lluvia en 24 horas, 433.4 mm, el 12 de octubre, y lluvia acumulada 1344 mm, durante los 10 días del temporal; en la estación de Chiltiupánse registraron 1252.6 mm, la estación de Santiago de María registró 1212.1 mm y la estación de Los Andes 1093.4 mm. El impacto fue menor en la zona norte del país, en la estación Güijase registraron 210.8 mm de lluvia, en Santa Rosa de Lima 216 mm, y en Cerrón Grande 242.3 mm; Los máximos acumulados de todo el evento asociado a la Depresión Tropical DT 12-E se localizaron en las estaciones Huizúcar, con 1513 mm; en Los Naranjos, 1344 mm; Ishuatán 1129 mm, todas en la zona occidental del país. Como resultado de las intensas lluvias, 181 municipios fueron afectados, hubo daños en viviendas, cultivos, ganadería e infraestructura vial, se inundaron cerca de 2000 km² (aproximadamente 10%) del territorio nacional. El movimiento de tierra más grande, durante el evento ocurrió en el Cantón San Antonio, Comasagua, con dimensiones: 40 m de ancho, 200 m de largo y profundidad de 20 m, estimando un volumen preliminar de 160,000 m³ movilizados y canalizados en una quebrada muy cercana adyacente a la zona, ver figura 2.10. En esta zona los suelos son

¹²Fuente MARN: Evaluación de daños y pérdidas en El Salvador ocasionados por la depresión tropical 12E octubre 2011.

de origen volcánico y las capas superiores tienen alta permeabilidad, la infiltración de lluvia fue máxima, ocasionando afloramiento de varios nacimientos de agua que activaron el movimiento de tierra, ver figura 2.10.



Figura 2.10 Deslizamiento de Tierra ocurrido durante Depresión Tropical DT 12E, en Cantón San Antonio, Comasagua.

La hidrografía en el Salvador es un factor muy importante al estudiar los deslizamientos de tierra. Es común, que existan comunidades muy pobladas adyacentes a ríos (por ejemplo, las colonias Málaga, Tutunichapa, Joya Grande, Panamá), ubicadas muy cercanas a los taludes de ríos y quebradas aumentando el riesgo, vulnerabilidad y consecuencias negativas, al ocurrir cualquier deslizamiento de tierra. Los ríos más importantes que atraviesan la zona central de El Salvador son: El Acelhuate, Las Cañas,

El Borbollón, Urbina, Chagüite, Mariona, Tomayate, Sinuapa, Agua Blanca¹³. Los ríos siempre se ubican en las zonas bajas, al pie de montañas y cerros; en las márgenes de los ríos es común ver asentamientos humanos, justo en la corona de los taludes laterales o sus riveras o cauces; en estos, la acción del agua influye en su estabilidad por la acción erosiva e impacto, cuando el agua fluyendo en corrientes (avenidas) choca en las paredes (naturales o artificiales) del cauce. Concordantemente, con el agua subterránea, habiendo acuíferos conformados en estructuras rocosas o no, de origen ígneo, sedimentario o metamórfico, con buenaporosidad y permeabilidad, ver figura 2.11, mapa hidrogeológico generalizado de El Salvador.

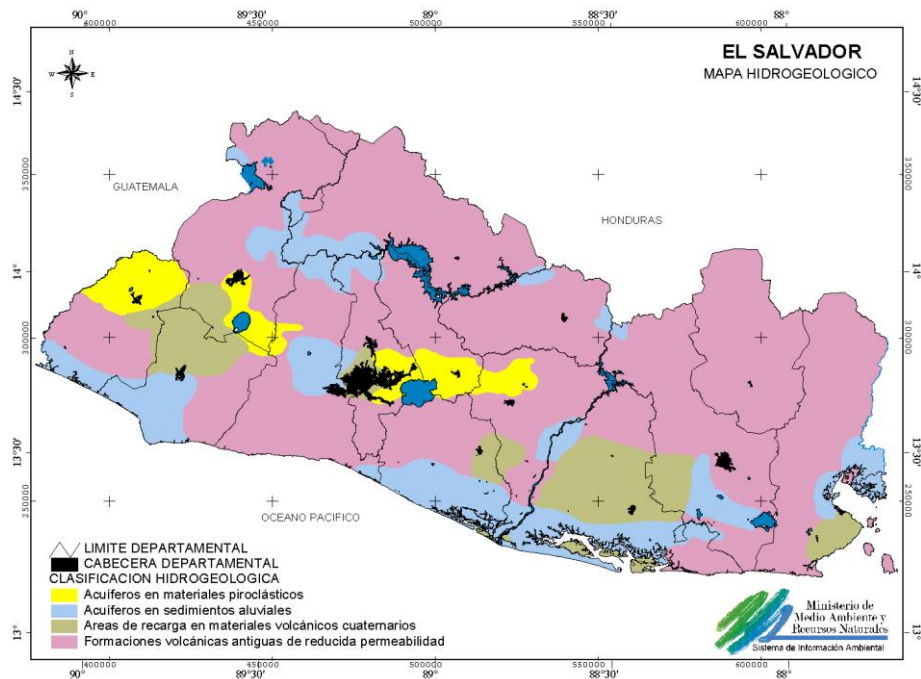


Figura 2.11 Mapa Hidrogeológico de El Salvador

En la cuenca del río Lempa se pueden diferenciar tres áreas: la ubicada en la margen derecha y aguas arriba de la cola del embalse Cerrón Grande, donde hay agua

¹³En El Salvador hay 136 ríos

subterránea localizada en las subcuencas de los ríos Sucio, Acelhuate, Suquiapa y Taxis. En el área entre los embalse Cerrón Grande y 15 de Septiembre, el agua subterránea es pobre; y en el área desde el embalse 15 de septiembre y el océano Pacífico, el agua subterránea es más abundante que en el área precedente.

2.3. Identificación Pre y Post-ocurrencia de deslizamientos de tierraorocas

En reconocimientos regionales, las laderas se identifican y se evalúa lo siguiente:

- Relieve, geología, geomorfología y pendientes.
- Litología y disposición estratigráfica del terreno.
- Estructura terro-rocosas; orientación de planos litoestratigráficos
- Tipos y espesor de suelos o rocas, grado de alteración o meteorización, formaciones superficiales.
- Hidrogeología actual, cursos de agua naturales, estacionales o de la época y permanentes, permeabilidad, agua freática.
- Tipos de vegetación en las laderas y arborización, usos del suelo.
- Procesos erosivos, sísmicos, tectónicos.
- Eventos sísmicos y tectónicos.
- Procesos erosivos en desarrollo superficial y sub superficial.
- Procesos naturales y antrópicos.
- Movimientos de masas de tierra, roca, terro-rocosa, actuales y antiguos: deslizamientos, flujos, desprendimientos.

Para identificar movimientos de laderas, se requiere observar analizando lo siguiente:

- Formas erosivas y de acumulación, cambios de pendiente de las laderas.
- Masas de tierra deslizadas, cicatrices, deslizamientos antiguos y muy antiguos.
- Grietas y escarpes.
- Daños en construcciones o estructuras, conducciones, obras lineales.
- Vegetación existente, tipos y características.
- Drenaje superficial natural, zonas encharcadas.
- Desvío de cauces, depósitos de masas deslizadas en llanuras de inundación.

Estas tareas se realizan en el campo una vez se haya planificado a partir de cartografías existentes (mapas geomorfológicos, topográficos, geológicos, geotécnicos), fotografías aéreas e imágenes multiespectrales de sensores remotos, imágenes satelitales de alta resolución, siempre en función de la escala de trabajo y de los objetivos del estudio. A partir de fotografías aéreas se obtiene morfología, vegetación, condiciones de drenaje del terreno y alineaciones estructurales. Algunas características para reconocimiento de los distintos tipos de movimientos de laderas para su clasificación, están en la tabla 2.1. Es importante identificar acciones antrópicas y factores ambientales que han modificado las condiciones naturales de las laderas, esto es, excavaciones, embalses, minería, escombreras, cambios en acuíferos, zonas deforestadas, erosionadas. Del grado de detalle con que se hagan los reconocimientos y la información disponible, se deducen procesos originados por la naturaleza, tipo, edad, extensión, factores condicionantes, que pueden quedar plasmados en mapas de inventario de procesos actuales y antiguos existentes en una zona, a través de cartografías correspondientes y se corroboran valores

de parámetros asignados según los típicos existentes en tablas por experiencias en lugares similares muy estudiados.

Tabla 2.1 Algunas características para reconocimiento de distintos tipos de movimientos de laderas.

Tipo de movimiento	Zona de cabecera y parte superior de la ladera	Zona baja de la ladera	Geometría
Desprendimientos	Laderas irregulares y rocosas escarpadas con material suelto o derrubios en la parte superior. Bloques independizados por discontinuidades o fracturas. Grietas tras el talud. Vegetación escasa.	Acumulación de fragmentos rocosos y bloques.	$S > 50^\circ$
Deslizamientos rotacionales	Grietas de tracción curvas cóncavas hacia la ladera. Escarpes curvos con estrías, que pueden ser verticales en la parte superior. Superficies basculadas con encharcamientos. Contrastes de vegetación. Malas condiciones de drenaje y encharcamientos en depresiones.	Desvío de cauces. Depósitos convexos, lobulados.	$0.1 \leq D/L \leq 0.3$ $20^\circ \leq S \leq 40^\circ$.
Deslizamientos traslacionales en rocas o suelos	Grietas de tracción verticales paralelas al talud. Escarpes verticales poco profundos. Material en bloques con grietas entre ellos. Sin encharcamientos en cabecera. Drenaje desordenado o ausencia del mismo.	Desvío de cauces. En ocasiones acumulaciones de suelo con forma de lóbulos.	Pendientes uniformes $D/L < 0.1$.
Desplazamientos laterales	Bloques desplazados y basculados en varias direcciones. Grandes grietas separando los bloques. Pendientes $< 10^\circ$. Sistemas de drenaje interrumpidos, obstrucciones en cauces, valles.	Bloques con formas irregulares controladas por fracturas.	$S < 10^\circ$.
Flujos de barro	Nichos cóncavos poco profundos. Pocas grietas. Contrastes en la vegetación con las zonas estables. Encharcamientos. Sin irregularidades importantes en el drenaje.	Lóbulos. Morfología irregular ondulada.	$0.01 \leq D/L \leq 0.05$ $15^\circ \leq S \leq 25^\circ$

Tipo de movimiento	Zona de cabecera y parte superior de la ladera	Zona baja de la ladera	Geometría
Flujos de tierra y derrubios	Concavidades y lóbulos en el área fuente. Varios escarpes. Depósitos con forma de corriente en valles. Ausencia de vegetación. Drenaje irregular y perturbado en la masa deslizada.	Lóbulos, depósitos convexos. Morfología irregular.	$D/L < 0.01$ $S > 25^\circ$
D/L = profundidad/longitud de la masa de tierra o roca desplazada. S = Pendiente			

2.2.1 Tipos de deslizamientos¹⁴ de tierra o roca

Los procesos geodinámicos evolucionan la superficie terrestre dando lugar a movimientos del terreno, movimientos de ladera, o procesos gravitacionales; a éstos están asociados los hundimientos. El debilitamiento progresivo de los suelos o rocas es debido, principalmente, a efecto de factores meteorológicos, ambientales e intemperismo, que llevan a la meteorización. Estos procesos llegan a constituir riesgos geológicos, ya que pueden causar daños económicos y sociales al afectar las actividades y construcciones humanas. Los procesos geológicos y climáticos moldean principalmente el relieve de la superficie terrestre¹⁵, la morfología de las laderas va adecuándose a lo largo del tiempo para ajustarse a nuevas condiciones geológicas o climáticas. Por lo general, las laderas tienen pendientes naturales cercanas al equilibrio, en concordancia con la cohesión propia y fricción del suelo, esto incluye la sobrecarga y el peso propio; en tanto cambien las condiciones propias, su morfología se ajusta buscando nuevamente el equilibrio. De ahí que los movimientos de ladera, cada vez lleva

¹⁴Basados en tipificaciones existentes de acuerdo con experiencia propia y varios autores clásicos.

¹⁵En general son procesos ambientales, incidiendo sobre la geodinámica interna y externa o superficial de la superficie terrestre; agua meteórica, calor solar, mineralogía, vegetación, luz solar.


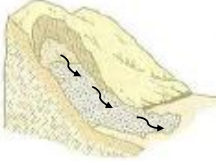
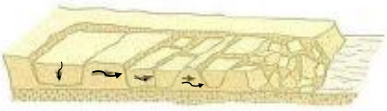
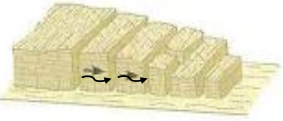

a reajustes del terreno para conseguir siempre el equilibrio de fuerzas internas y externas ante un cambio de condiciones naturales. Entre las áreas más propensas a inestabilidad de laderas están las zonas montañosas, escarpadas y muy escarpadas; zonas de relieve con procesos erosivos y de meteorización intensos; laderas de valles fluviales, acantilados costeros, zonas con suelos blandos y sueltos, arcillosos; macizos muy fracturados y alterables, zonas sísmicas, zonas de abundante precipitación. Los deslizamientos en laderas, naturales, pueden ser profundos y movilizar millones de metros cúbicos de masas terro-rocosas, por ejemplo, del orden de 10^5 a 10^6 . Los mecanismos de rotura suelen estar condicionados por fallas, procesos tectónicos, procesos geomorfológicos, litorales, flujos de aguas subterráneas. Así, la inestabilidad en las laderas y taludes, se debe al desequilibrio entre las fuerzas internas y externas interactuando sobre el terreno, de tal forma que las fuerzas desestabilizadoras superan a las fuerzas estabilizadoras o resistentes. Una clasificación simplificada de los tipos de movimientos de ladera, en función de los mecanismos de rotura y del tipo de suelo o roca, está indicada en la tabla 2.2a y 2.2b. Los esquemas de laderas o taludes se presentan en la tabla 2.2a; mientras que los correspondientes esquemas modelados o idealizados para el análisis de estabilidad de taludes o laderas, están en la tabla 2.2b.

2.2.2 Deslizamientos de Ladera

Los deslizamientos de masas de tierra o rocas son movimientos en masa de suelo, roca o su combinación, moviéndose respecto al sub-estrato, a lo largo de superficies de rotura. Esta masa se desplaza en conjunto, su recorrido y velocidades, son variables; suelen ser procesos rápidos, alcanzando pequeños, medianos y grandes extensiones y volúmenes

de tierra distribuida, hasta por varios millones de metros cúbicos. Cuando la tierra deslizada no alcanza el equilibrio al pie de la ladera, por su pérdida de resistencia, contenido de agua o por la pendiente predominantemente fuerte, la masa de tierra sigue moviéndose a lo largo de cientos de metros y alcanzar grandes velocidades, dando lugar a un flujo. Por ejemplo en Montebello poniente, quebrada El Níspero, en San Salvador, Verapaz en San Vicente, el cerro La Burrera, cantón El Zapotal en Chalatenango.

Tabla 2.2a Movimientos de ladera en esquemas de laderas y taludes.

<p>1. Derrumbes o derrumbamientos</p>	 <p>Estructura rocosa derrumbada</p>	 <p>Suelo suelto, sin consolidar, con mucho grano grueso</p>
<p>2. Desplazamientos laterales o bajadas</p>	 <p>Movimiento de masas de suelo muy coherentes y cementadas sobre un suelo blando y deformable</p>	 <p>Desplazamiento lateral de bloques rocosos, debido a la disminución de resistencia del suelo subyacente</p>
<p>3. Desprendimientos de rocas</p>	 <p>Caída libre muy rápida de bloques rocosos independizados por planos de discontinuidad preexistentes (tectónicos, superficies de estratificación, grietas de tracción)</p> <p>Desprendimiento de masas rocosas en un talud o ladera con pendiente muy cercana a 200% ó inclinación de 90°</p>	

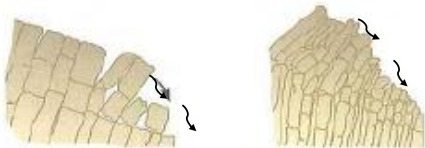






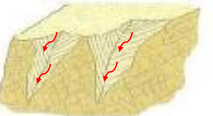
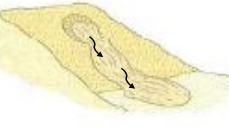

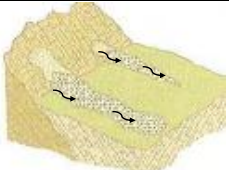
<p>3. Vuelcos de masas rocosas</p>	 <p>Macizo rocoso diaclasado, con discontinuidades ortogonales entre sí, buzamiento contrario a la inclinación del talud o ladera</p>	 <p>Suelo con estratos verticalizados agrietados, generando discontinuidades y posterior vuelco de la estructura terrosa</p>
------------------------------------	---	---

Tabla 2.2b Movimientos de ladera y esquemas modelados o idealizados para el análisis de estabilidad de taludes o laderas

<p>1. Deslizamientos rotacionales</p>	 <p>Rotura circular superficial en suelo cohesivo homogéneo</p>	 <p>Rotura circular profunda en estrato de suelo subyacido por estrato rocoso</p>	 <p>Rotura curva en estructura rocosa</p>
<p>2. Deslizamientos Traslacionales</p>	 <p>Bajada traslacional rocosa sobre estrato terroso uno rocoso</p>	 <p>Deslizamiento de un estrato terroso sobre uno rocoso</p>	
<p>3. Flujos de lodo o rocas</p>	 <p>Suelo disgregado, con abundante humedad, se derrama como un fluido</p>	 <p>Derrubios. Gravas y cantos rodados en una matriz fina de arenas, limos o arcillas</p>	 <p>Colada en ladera sin vegetación</p>

Los deslizamientos rocosos pueden ocasionar avalanchas rocosas, deslizamientos en derrubios; por ejemplo, en los coluviones de las laderas, a favor del contacto con el substrato, o en laderas rocosas muy alteradas y fracturadas, a favor del contacto con la roca sana, generalmente, dan lugar a flujos de derrubios, ya que suelen ocurrir en condiciones de saturación de las masas de tierra. La roca suelta cae, rodando sobre la superficie de la ladera, desde la mayor elevación hasta detenerse en un lugar no previsto, lejano respecto al lugar donde inició el deslizamiento o del desarrollo del movimiento de masa de tierra deslizada.

2.2.3 Tipos de deslizamientos en masas de tierra o terro-rocosas

2.2.3.1 Deslizamientos rotacionales o cilíndricos

Los deslizamientos rotacionales son más frecuentes en suelos cohesivos homogéneos. La rotura o falla superficial o profunda, tiene lugar a favor de superficies curvas, en forma cóncava o de una cuchara sopera, esta huella ayuda a decidir y tipificar el tipo de deslizamiento de tierra ocurrido. Así, una vez iniciada la inestabilidad, la masa de tierra empieza a rotar, tradicionalmente en bloques, traccionados como un efecto de tabletas de dominó, varios bloques deslizan entre sí, dando lugar a escalones o terracetas¹⁶ con la superficie basculada hacia el pie de la ladera y grietas de tracción estriadas, esto en pequeños, medianos o grandes deslizamientos de tierra o estructura terro-rocosa.

En medianos y grandes deslizamientos de tierra, sus dimensiones más frecuentes varían de decenas a centenares de metros en longitud y anchura. La parte interior de la masa

¹⁶Las terracetas quedan escalonadas como bloques en forma de cuña, un poco inclinadas apuntando hacia el pie del talud o ladera, siguiendo la línea real de fallamiento o superficie de falla que ésta define sobre la que queda y es más resistente.

deslizada se acumula al pie de la ladera formando un depósito tipo lóbulo con grietas de tracción transversales, en forma de “S” acostada y estirada. Ver figura 2.12.

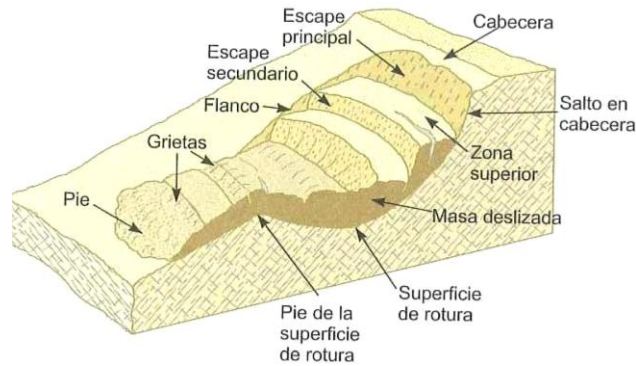


Figura 2.12 Esquema de un deslizamiento rotacional y partes del mismo; cabeza, cuerpo deslizado y lengua o corriente de eyección.

Dependiendo del tipo de suelo y contenido de agua; los flujos, presentan diferentes modelos de deslizamientos curvos o rotacionales. Los de tipo sucesivo se dan en arcillas duras fisuradas con pendientes cercanas a su ángulo de equilibrio y en arcillas blandas, el primer deslizamiento da lugar a una acumulación de arcilla remoldeada que fluye hasta alcanzar el reposo. Ver figura 2.13

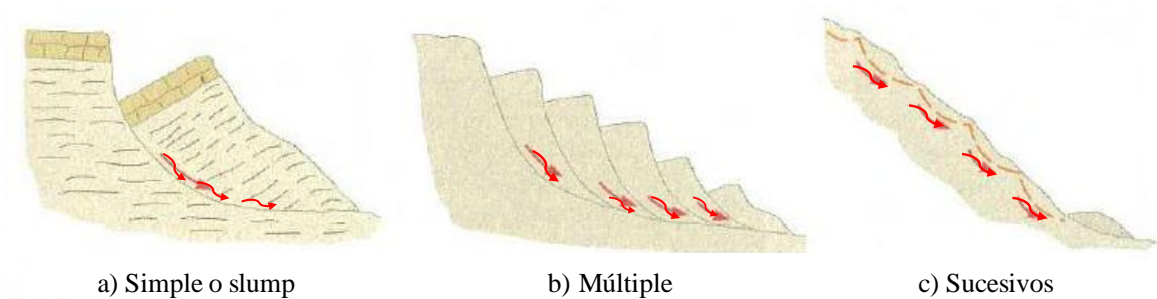


Figura 2.13 Tipos de deslizamientos rotacionales.

2.2.3.2 Deslizamientos traslacionales

En los deslizamientos traslacionales, las roturas tienen lugar a favor de superficies planas de debilidad preexistentes, superficie de estratificación o contacto entre diferentes tipos de suelo o roca. Si el plano de deslizamiento es una capa fina de suelo arcilloso y el substrato tiene mayor resistencia, los flujos suelen ser muy extensos y alcanzan grandes distancias, de unos 6 kilómetros como ocurrió en el volcán Chinchontepec¹⁷, ubicado en el departamento San Vicente. Los deslizamientos traslacionales en suelos y rocas, las masas deslizan, en ocasiones, en bloques rectangulares previamente independizados por discontinuidades o por grietas de tracción, deslizamientos de bloques. Los deslizamientos traslacionales son más rápidos que los rotacionales, dadas las características cinemáticas del mecanismo de rotura.

2.2.3.3 Flujos de suelo o rocas

Los flujos de suelo o coladas de lodo, son movimientos de masas de suelos saturados o líquidos (flujos de barro o tierra), derrubios (coladas de roca derrubida o debrisflow) o bloques rocosos grandes (coladas de fragmentos rocosos) con abundante agua, disgregado de su matriz y fluidificados. El agua es el principal factor activador de este efecto por la pérdida de resistencia de las masas que forman la estructura de la ladera o talud, afectando a suelos arcillosos susceptibles a gran pérdida de resistencia; estos

¹⁷Las precipitaciones de los días 7 y 8 de noviembre del 2009 alcanzaron 355 mm en el Departamento San Vicente. El suelo, al saturarse, se disgregó y generó un flujo de tierra, rocas de diámetros de hasta 5 m y árboles, afectando principalmente los poblados en los municipios Verapaz y Guadalupe, en el departamento San Vicente. Ese deslave, inició en la zona alta del volcán Chinchontepec en la cota 1,800 msnm hasta la cota 640 msnm, a la entrada de Verapaz, el espesor del flujo fue 2 metros.

movimientos poco profundos en relación con su extensión, pueden tener lugar en laderas de pendientes suaves, incluso menores que 10° de inclinación¹⁸.

Las figuras 2.14 y 2.15 muestran ejemplos de coladas de barro y de bloques rocosos respectivamente. Las coladas de barro o tierra (mudflow o earthflow) se dan en suelos predominantemente finos y homogéneos; la pérdida de resistencia del suelo se da por saturación de éste en agua.

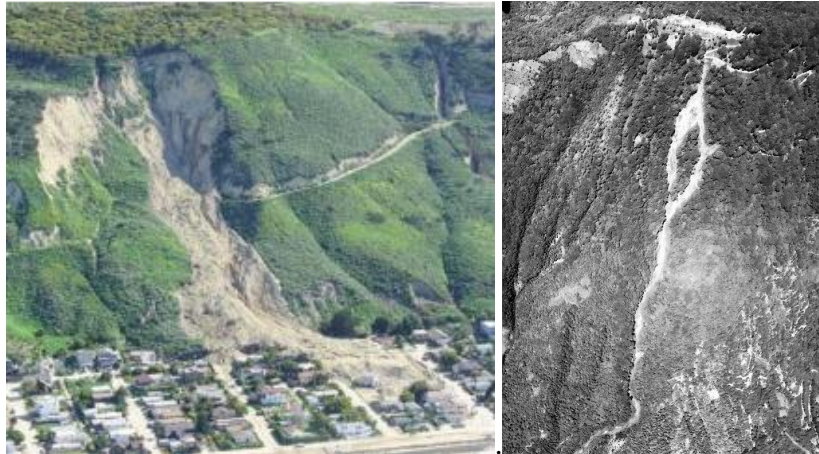


Figura 2.14 Flujo de barro causado por precipitaciones intensas.



Figura 2.15 Colada de bloques rocosos provenientes de los macizos que aparecen al fondo

¹⁸Luis I. González de Vallejo. Ingeniería Geológica.

Los flujos o coladas se clasifican según el tipo de suelo, características resistentes y contenido de agua. La velocidad media de los flujos de barro, en condiciones de saturación, oscila de 4 a 600 metros por año¹⁹ y aumenta en las épocas de lluvia o deshielo, teniendo consecuencias catastróficas en caso de alcanzar zonas pobladas. Los depósitos de suelos finos, volcánicos, por sus propiedades físicas y geomecánicas, son especialmente susceptibles a este tipo de procesos. En zonas donde hay suelos muy finos (loess) y arenas secas pueden tener lugar flujos. Estas movilizaciones pueden ser bruscas por colapso estructural del suelo, debido a sacudidas sísmicas o a rotura del suelo por desecación, conocidas por golpes de arena y limo, ver figura 2.16.

Los derrubios son movimientos de fragmentos rocosos, de pequeños, y grandes diámetros, bloques o cantos rodados y gravas grandes bajando de los lugares más elevados. Tienen lugar en laderas donde éstos están superficialmente sueltos o no consolidados, en ambientes volcánicos y glaciares.

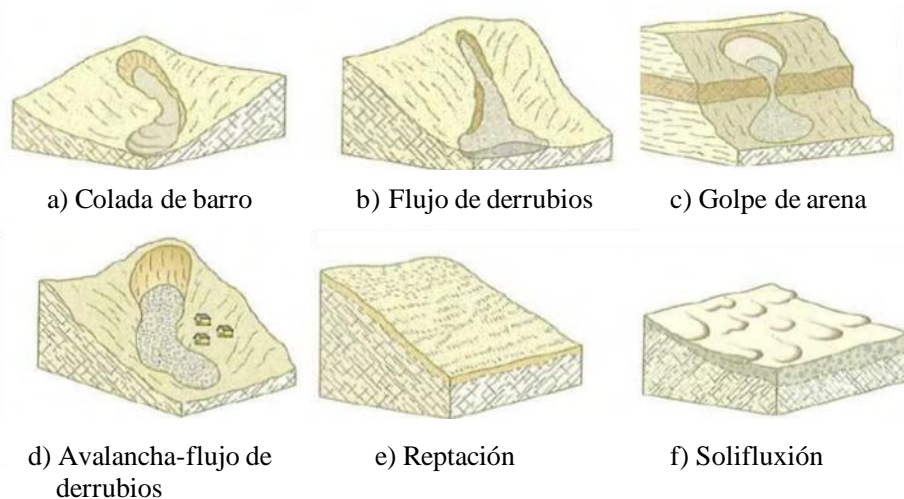


Figura 2.16 Tipos de flujos rápidos y lentos

¹⁹ <http://es.scribd.com/doc/65255368/8/Flujos-de-barro-Mud-flow>

La inclinación del área donde se generan flujos de derrubios, por ejemplo varía de 20° a 45°, y en la zona de acumulación de 5° a 15°, alcanzando velocidades de 1 m/s hasta 12 a 15 m/s. Los flujos de lodo son consecuencia deslizamientos de cualquier tipo, una vez éste haya ocurrido.

La reptación, es el movimiento superficial lento o muy lento, de las superficies de laderas o taludes, algunas veces casi imperceptibles, afectando a suelos y rocas alterados, provocando deformaciones permanentes, manifestándose éstas al cabo del tiempo, en la inclinación o falta de verticalidad de los árboles, vallas, muros, postes, etc. Estos fenómenos son detectados y valorados, visual o cuantitativamente en las laderas. La reptación es un indicador del efecto incipiente de creep²⁰ en los suelos²¹. Ver figura 2.17. La solifluxión es un movimiento producido por los procesos hielo-deshielo, debido a los cambios de temperatura o estacionales, afectando el contenido de agua en suelos finos. Afecta igualmente a la zona más superficial de las laderas, y glaciares.



Figura 2.17 Se observa la inclinación de los árboles, debido a reptación

²⁰Movimiento gradual hacia abajo, debido a la fuerza de gravedad que actúa sobre los suelos y las rocas de una ladera.

²¹Prevenir al hacer arborización de cada área o zona en reptación al sobrecargar el talud con abundantes árboles, principalmente si son muy altos.

2.2.3.4 Desprendimientos de Bloques o rocas

Los desprendimientos de roca, son caídas libres muy rápidas de la roca fracturada o diaclasada; es propio de los bloques o masas rocosas independizadas por planos de discontinuidad preexistentes (tectónicos, superficies de estratificación, grietas de tracción). Éstos son frecuentes en laderas de zonas montañosas escarpadas, acantilados, y en general, en paredes rocosas, donde son frecuentes las roturas en bloques, formados por familias del diaclasamiento. Los factores que los provocan son humedad, erosión y pérdida de apoyo o descalce de los bloques previamente independizados o sueltos, el agua en las discontinuidades y grietas, las sacudidas sísmicas. La figura 2.18 muestra un desprendimiento rocoso y su impacto negativo a una población en zona montañosa. Los bloques desprendidos pueden tener poco volumen, al ser procesos repentinos suponen un riesgo importante en vías de comunicación y edificaciones en zonas de montaña y al pie de acantilados. También, en desprendimientos de masas de suelos, en taludes verticales, generalmente son a favor de grietas de tracción en la cabeza de éstos, creep, a causa del estado tensional o de grietas de retracción por desecación del terreno. Los vuelcos de estratos o de fragmentos de masas rocosas incluyen los desprendimientos por fractura o rotura en ladera, en la cabeza o entre la cabeza y el cuerpo de éstos por peso propio, efecto gravitatorio, vibraciones internas del subsuelo y acciones antrópicas.

2.2.3.5 Avalanchas rocosas

Son movimientos en masas, complejos; las masas de rocas se derrubian, desprendiéndose de laderas escarpadas, volcanes, montañas y glaciares, ver figura 2.19.

Las masas rocosas se rompen, pulverizan durante la caída, dando lugar a depósitos de bloques con distribución caótica, tamaños muy diversos y con gran porosidad.

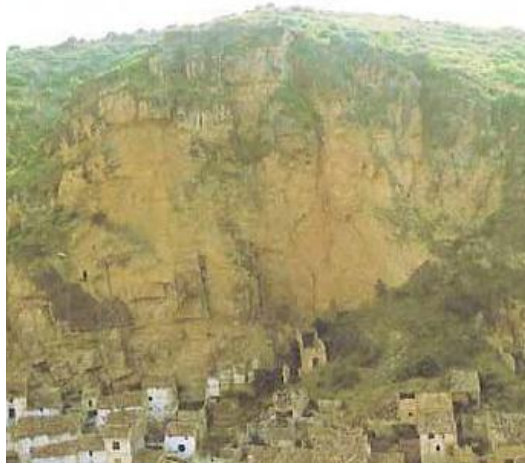


Figura 2.18 Desprendimientos rocosos afectan frecuentemente a poblaciones en zonas montañosas

Las avalanchas son el resultado de deslizamientos o desprendimientos de rocas de gran magnitud que por las pendientes fuertes y rocas muy fracturadas, descienden desde la ladera a gran velocidad en zonas abruptas, a unos 100 km/h, incluso, si las masas de tierra o roca estuvieran completamente secas y sueltas, casi sin fricción, dando lugar a facilitar la rapidez del derribamiento rocoso. El agua de precipitación pluvial o deshielo, movimientos sísmicos y erupciones volcánicas, activan estos procesos. En ambientes glaciares, los depósitos morrénicos son propensos, pueden bajar en avalancha, y en ambientes volcánicos, las acumulaciones piroclásticas recientes o más recientes, al soltarse también en pendientes fuertes, ocasionan este tipo de evento natural.



Figura 2.19 Avalancha rocosa

2.2.3.6 Desplazamientos laterales o lateral spreading (extensión lateral)

Cuando hay bloques rocosos o masas de suelo muy coherente, cementado sobre un material blando y deformable, moviéndose en bajada, éstos se desplazan muy lentamente favoreciéndose de las pendientes muy bajas, menores que 10° . Estos movimientos son debidos a la pérdida de resistencia del estrato subyacente, que también se deforma bajo el peso de los bloques rígidos. Los desplazamientos laterales también pueden ser provocados por licuefacción²² de suelo en estratos infrayacentes o por procesos de debilitamiento lateral de arcillas blandas y húmedas, bajo el peso de las masas superiores, ver figura 2.20. Ocurren en laderas con pendiente suave, y pueden ser muy extensos. Las capas superiores se fragmentan generándose grietas, desplazamientos diferenciales, vuelcos; presentando las zonas afectadas un aspecto caótico .

²²El agua freática o subterránea facilita que ocurra este fenómeno, aun cuando no haya peso externo que lo haga más fácil

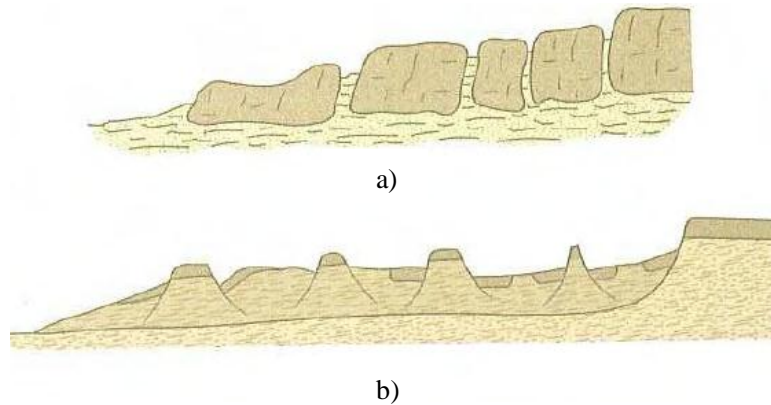


Figura 2.20 Desplazamientos laterales por: a) fluencia y extrusión del suelo infrayacente, b) licuefacción

2.3. Análisis de los Deslizamientos de Tierra o Rocas en Taludes y Laderas

2.3.1. Métodos de Análisis

Los métodos de análisis de estabilidad de taludes y laderas se basan en la evaluación entre fuerzas²³ estabilizadoras, cohesión, ángulo de fricción interna, y fuerzas desestabilizadoras, peso propio y sobrepeso de masa de suelo o roca, aumento de humedad o saturación que genera presión intersticial, sobrecargas que actúan sobre el talud, determinando su grado de estabilidad. Los problemas de estabilidad de taludes y laderas son estáticamente indeterminados, y para resolverlos se asumen condiciones como las siguientes:

- La superficie de rotura supuesta, geometría apropiada a lo que realmente ocurrió, superficie y tendencia curvilínea o no, qué grado de curvatura o linealidad quedó

²³La evaluación entre fuerzas externas, considera la posibilidad o tendencia a que se inicie u ocurra alguna forma de falla o el colapso total; en contraposición, las fuerzas internas en las masas de suelo o terrocosas responden a esto, principalmente con las fuerzas cortantes o fuerzas friccionantes hasta donde les es posible de no ser vencidas lenta o abruptamente como para que ocurra el indicio o falla para provocar un deslizamiento de tierra en talud o ladera parcial o total de la estructura, según su composición y conformación.

el plano de bajada de las masas deslizadas, tal que permita modelar el deslizamiento de tierra, es decir, una superficie de rotura cinemáticamente posible ocurrida.

- La distribución de las fuerzas, actuando en la superficie de rotura, podrá ser estimada observando cómo quedó distribuida la masa de tierra o rocas deslizadas, peso específico del suelo o roca, grado de saturación de agua, propiedades físicas mecánicas como cohesión, ángulo de fricción interna.
- El deslizamiento de tierra o roca se moviliza simultáneamente a lo largo de todo el plano de rotura, cómo quedó distribuido y su fraccionamiento o cuerpo continuo en uno solo.

Con estas condiciones, y un modelamiento del caso deslizado, se establecen las fuerzas que inducen al deslizamiento de tierra o roca, las fuerzas resistentes, y las respectivas ecuaciones del equilibrio. Los análisis de estabilidad de taludes o laderas, al relacionar entre sí estas fuerzas distorsionadoras y estabilizadoras, proporcionan el valor del coeficiente de seguridad “F” del talud o ladera para la superficie potencial de falla analizada. El coeficiente de seguridad “F” se expresa con la ecuación 2.1, su valor es entre 1.5 a 3.0, comúnmente en ingeniería, pero podría ser mayor si el caso lo requiera, por ejemplo, hasta un valor de 10.

$$F = \frac{\text{Fuerzas estabilizadoras}}{\text{Fuerzas desestabilizadoras}} \quad (\text{Ec. 2.1})$$

o expresado en términos de tensiones:

$$F = \frac{\text{Tensiones tangenciales resistentes}}{\text{Fuerzas desestabilizadoras}} \quad (\text{Ec. 2.2})$$

Una vez calculado el coeficiente de seguridad de la superficie supuesta, es necesario analizar otras superficies de rotura, cinemáticamente posibles, hasta encontrar la que tenga el menor coeficiente de seguridad, F_{\min} , la cual se admite como superficie potencial de rotura del talud o ladera, y F_{\min} se toma como el correspondiente al talud o ladera analizado. En un diagrama de cuerpo libre de un deslizamiento potencial, las fuerzas actuando sobre un plano de rotura o deslizamiento de tierra o roca, potencial, suponiendo que no existen fuerzas externas o sobrecargas en el talud o ladera, son el peso del suelo o rocas, W , cohesión, c , fricción, ϕ . Ver figura 2.21. El coeficiente de

seguridad viene dado por: $F = \frac{(R_c + R_\phi)}{S}$; con $1.5 \leq F \leq 3.0$ (Ec. 2.3)

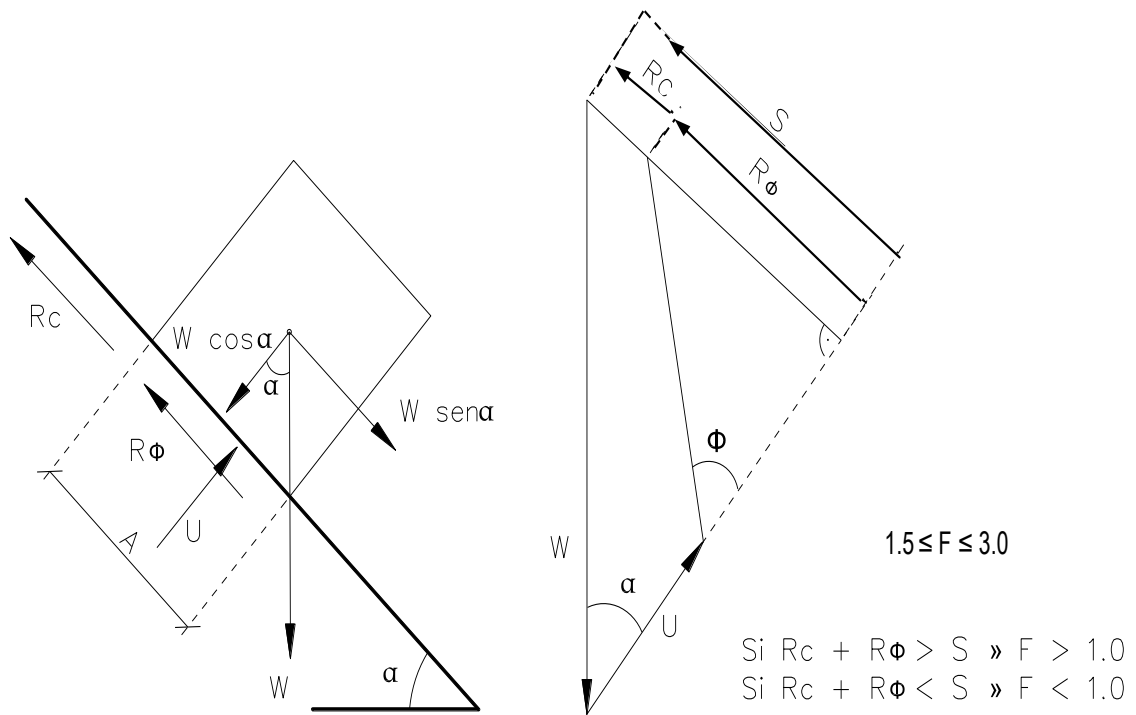


Figura 2.21 Fuerza debido a peso propio actuando en una superficie de rotura en un talud y su diagrama de fuerzas.

donde:

Rc: fuerzas cohesivas ,cA

R ϕ : fuerzas friccionales, Wcos α tg ϕ

S: fuerzas que tienden al deslizamiento, W sen α

A: área del plano de rotura

F: factor de seguridad del talud o ladera

α : ángulo de inclinación del talud o ladera

En caso que haya presión de agua sobre la superficie de rotura, siendo U la fuerza total debida al agua sobre la superficie de falla o rotura y A, área del plano de rotura, entonces:

$$R\phi = (W\cos \alpha - U) \text{tg } \phi \quad (\text{Ec. 2.4})$$

En la figura 2.23 se muestran las siguientes fuerzas desestabilizadoras y estabilizadoras:

Fuerzas desestabilizadoras:

- Componente del peso actuando en la dirección del plano de rotura, W sen α
- Fuerza resultante de las presiones intersticiales o del agua, U, que actúan en la posible superficie de rotura.
- Fuerzas exteriores estáticas y dinámicas ejercidas sobre el talud contrarias a la estabilidad.

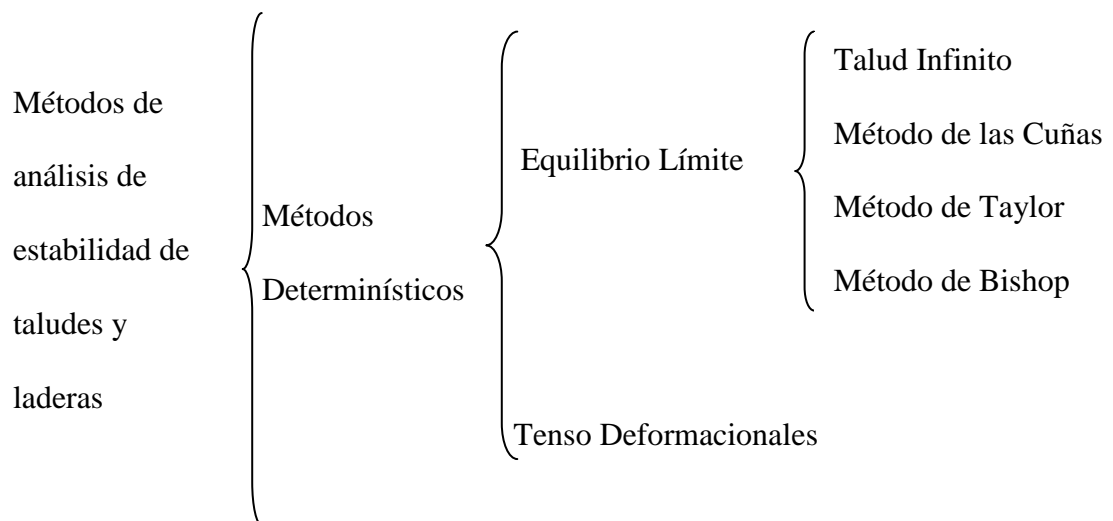
Fuerzas estabilizadoras:

- Resistencia a fuerzas cortantes o de fricción del terreno, debida a cohesión y rozamiento interno cuando los granos de suelo son movilizados a lo largo de la

superficie de rotura que a la vez hacen un efecto de rodillo, facilitando el deslizamiento de las masas de tierra o terro-rocosas.

- Componente del peso actuando normal a la superficie de rotura, $W\cos\alpha$,
- Fuerzas exteriores a favor de la estabilidad.

Así, los métodos del equilibrio límite analizan el equilibrio de una masa de tierra potencialmente inestable. Esto se hace comparando fuerzas estabilizadoras con fuerzas desestabilizadoras en el talud o ladera, seleccionando una superficie teórica²⁴ supuesta de rotura en el talud, cinemáticamente posible. Algunos métodos del equilibrio límite son: del talud infinito, método de las cuñas, método del número de Taylor, método de Bishop.



²⁴La superficie de falla supuesta es la potencialmente de inestabilidad en el modelo idealizado del tipo de deslizamiento a analizar en el sistema de fuerzas a considerar y sus condiciones existentes.

2.3.1.1. Método del talud infinito

Considera la longitud de una rotura plana superficial, paralela al talud, puede considerarse infinita con respecto al espesor deslizado. Ver figura 2.22a. Se utiliza, generalmente, para el análisis de estabilidad de laderas naturales con estrato rocoso que subyace a un estrato terroso. La rotura plana se produce en una superficie preexistente, que puede ser la estratificación, una junta tectónica, una falla. La condición es la presencia de discontinuidades buzando a favor del talud con su misma dirección, y la discontinuidad, debe estar descalzada por el talud, y su buzamiento debe ser mayor que su ángulo de fricción interna. En la figura 2.22b se analiza una sección o rebanada del talud, sometida lateralmente a los empujes E_{1i} , E_{2d} y a su propio peso W , en su base. El peso propio produce, la componente de W ($W \sin \alpha$) paralela al talud, fuerza tangencial deslizante; y al mismo tiempo genera un mecanismo de rozamiento en la base, debida a la componente normal ($W \cos \alpha$), originado por el rozamiento interno del terreno, que se opone a la falla del deslizamiento mediante su componente tangencial, y podría haber una fuerza resistente (E_{1i}) debida a la cohesión.

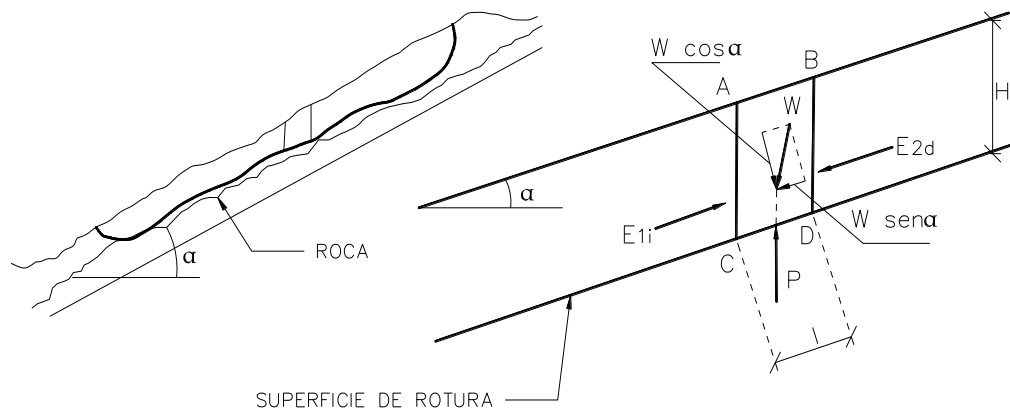


Figura 2.22a Rotura plana en talud "infinito" Figura 2.22b Sección lateral sometida lateralmente a los empujes E_{1i} , E_{2d} y peso propio W .

Si no hay cohesión, el coeficiente de seguridad F viene dado por:

$$F = \frac{\tau}{S} = \frac{\sigma_n \operatorname{tg} \emptyset'}{S} = \frac{\operatorname{tg} \emptyset'}{\operatorname{tg} \alpha} \quad (\text{Ec. 2.5})$$

siendo:

$$\sigma_n = \frac{W \cos \alpha}{l} = \gamma H \cos^2 \alpha \quad (\text{Ec. 2.6})$$

$$S = \frac{W \operatorname{sen} \alpha}{l} = \gamma H \operatorname{sen} \alpha \cos \alpha \quad (\text{Ec. 2.7})$$

donde:

l: longitud de la base rectangular de la rebanada, ancho unitario, m²

τ : esfuerzo cortante, kg/m³

σ_n : esfuerzos normales al plano de rotura, kg/m²

S: esfuerzos que tienden al deslizamiento, kg/m²

W: peso propio del suelo, kg

α : ángulo de inclinación del talud o ladera, grados

\emptyset' : rozamiento efectivo de los granos de suelo, grados

γ : peso específico aparente del suelo, kg/m³

H: altura de la masa de suelo deslizada, m

Si existe presión intersticial, u , permanente y constante a lo largo del plano de rotura:

$$F = \frac{(\sigma_n - u) \operatorname{tg} \phi'}{S} = \frac{(\gamma H \cos^2 \alpha - u) \operatorname{tg} \phi'}{\gamma H \operatorname{sen} \alpha \operatorname{cosec} \alpha} = \left(1 - \frac{r_u}{\cos^2 \alpha}\right) \frac{\operatorname{tg} \phi'}{\operatorname{tg} \alpha} \quad (\text{Ec. 2.8})$$

donde:

r_u : coeficiente de presión intersticial, $u/(\gamma H)$

u : presión intersticial, kg/m^2

Si existe filtración paralela al talud, el factor r_u es:

$$r_u = \frac{h \gamma_w}{H \gamma} \cos^2 \alpha \quad (\text{Ec. 2.9})$$

Siendo h la altura de agua sobre la superficie de deslizamiento de tierra.

El coeficiente de seguridad puede escribirse:

$$F = A \frac{\operatorname{tg} \phi'}{\operatorname{tg} \alpha} \quad (\text{Ec. 2.10})$$

donde:

A : parámetro que depende de r_u y de α . Se lee de los ábacos para el cálculo de estabilidad de taludes infinitos.

Si existe cohesión en el suelo, c' , expresado en kg/m^2 , el proceso de análisis es similar:

$$F = \frac{(\sigma_n - u) \operatorname{tg} \phi' + c'}{S} \quad (\text{Ec. 2.11})$$

con lo que la expresión final es:

$$F = A \frac{tg\phi'}{tg\alpha} + B \frac{c'}{\gamma H} \quad (\text{Ec. 2.12})$$

donde:

α : inclinación del talud o ladera

B: parámetro que depende de la inclinación del talud, $B = 1 / (\cos\alpha \operatorname{sen}\alpha)$ (Ec. 2.13)

2.3.1.2. Método de las cuñas

La consideración de una superficie de forma poligonal, con la formación de dos o más bloques que se apoyan en los contiguos, es adecuada en algunos casos; por ejemplo, presas de tierras, terraplenes sobre suelos blandos. La hipótesis de rotura, según un plano, para el caso de suelos, considera una superficie poligonal, formando dos o más bloques contiguos. La masa de suelo deslizante se divide en bloques verticales, estableciendo equilibrio de fuerzas verticales y horizontales. El coeficiente de seguridad es la relación entre la resistencia tangencial disponible y la requerida para el equilibrio. La figura 2.23 muestra un plano de rotura sobre una superficie poligonal con vértices A, B, C, D, O; se observan los bloques verticales 1 y 2, fuerza P, peso propio del suelo o roca, W, fuerza resultante, R, fuerza normal, N.

El método de las cuñas se aplica de la siguiente manera:

1. Suponer una superficie de rotura adecuada.

2. Dividir el suelo deslizante en dos o más cuñas, de forma que cada tramo recto de la superficie de rotura afecte solamente a un tipo de suelo.
3. Calcular el peso de cada cuña.
4. Suponer un valor para el coeficiente de seguridad²⁵, F_1 , y se calculan los valores:

$$c_m = c/F_1 \quad (\text{Ec. 2.14})$$

$$\text{tg}\phi_m = \text{tg}\phi/F_1 \quad (\text{Ec. 2.15})$$
5. Construir el polígono de fuerzas para la cuña extrema, número dos en la figura 2.23, a partir del valor ϕ_m y suponiendo un valor para el ángulo δ , con lo que se cierra el polígono de fuerzas.
6. Establecer equilibrio en el siguiente bloque o cuña, y así sucesivamente hasta llegar al último bloque, en el que se calcula la fuerza “S” necesaria para el cierre del polígono de fuerzas, comprobándose si hay equilibrio para los valores de cohesión y rozamiento movilizados, c_m y ϕ_m .
7. Si hay equilibrio, el coeficiente de seguridad es F_1 , caso contrario a esto, se supone otro valor, F_2 , y se inicia el cálculo nuevamente hasta obtener el coeficiente de seguridad de la superficie tomada.
8. Seleccionar otra nueva superficie poligonal y se inicia de nuevo el proceso, hasta obtener la superficie con el menor valor F , no menor que 1.5.

²⁵Suponer valor de 1.5 a 3.0 en las primeras iteraciones, ya que el valor mínimo del coeficiente de seguridad está en ese intervalo.

Es frecuente suponer $\delta = 0$, es decir, que los empujes entre bloques son horizontales, aunque en el caso de presas de tierra se suele asumir cierto valor de δ , igual a ϕ_m como máximo, para representar mejor la cinemática del problema.

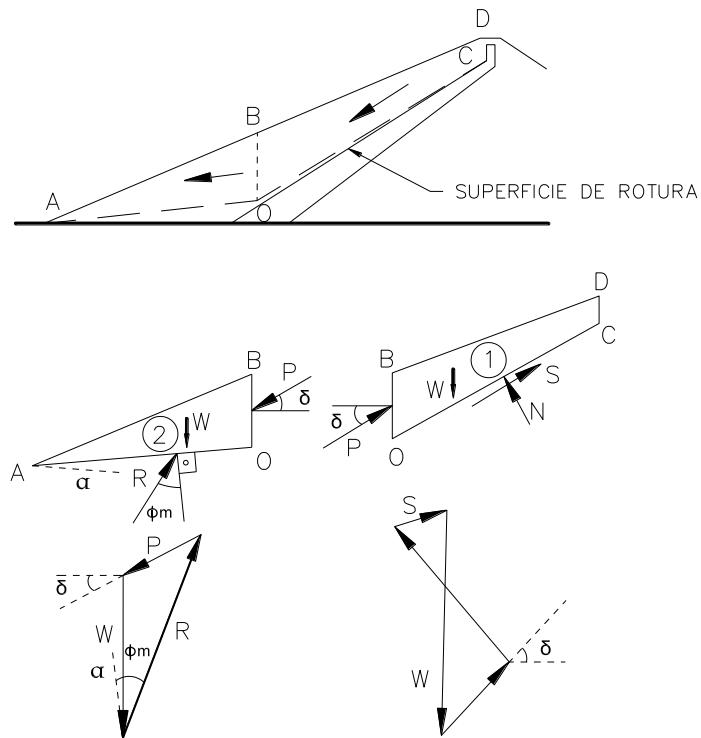


Figura 2.23 Superficie de rotura poligonal, masa de suelo dividida en rebanadas verticales con sus diagramas de cuerpo libre y triángulo de fuerzas.

2.3.1.3. Método de la masa total o método de Taylor

Utiliza superficies de roturas circulares en dos dimensiones. El método de Taylor representa el problema real en:

1. Taludes de altura finita.

2. Cuando no existen zonas en el terreno que definan el desarrollo de superficies de rotura.

Taylor, asume²⁶ que las tensiones normales en la superficie de rotura están concentradas en un punto único, lo cual es conservador, permitiendo presencia de agua sólo en el caso de suelo homogéneo y nivel freático horizontal. Con esas consideraciones se está del lado de la seguridad. Las fuerzas ejercidas en la superficie de rotura, esfuerzos en la masa de suelo deslizante, están esquematizados en la figura 2.24:

- El peso propio, W , de la masa de suelo.
- La presión intersticial del agua, distribuida a lo largo de la superficie de rotura, con la resultante U .
- Una fuerza tangencial distribuida sobre la superficie de rotura, de resultante $T(R_c + R_\phi)$.
- Una fuerza normal distribuida sobre dicha superficie, de resultante N .

Con el coeficiente de seguridad, F , ver ecuación 2.5, considerando el criterio de rotura de Mohr-Coulomb y un terreno homogéneo, la resistencia tangencial movilizad para llegar al equilibrio estricto²⁷, $F = 1.0$, será:

$$S = \frac{\tau}{F} = \frac{c}{F} + \frac{\sigma_n \operatorname{tg} \phi'}{F} \quad (\text{Ec. 2.16})$$

donde:

²⁶Luis I. González de Vallejo. Ingeniería Geológica. Página 452.

²⁷Cuando las fuerzas estabilizadoras son igualadas por las fuerzas desestabilizadoras, se está en equilibrio estricto, entonces, el factor de seguridad, F , es igual que 1.0

S: esfuerzos que tienden a desestabilizar la masa de suelo

τ : esfuerzo cortante

F: factor de seguridad

c: cohesión del suelo

σ_n : esfuerzos normales

ϕ' : rozamiento efectivo de los granos de suelo

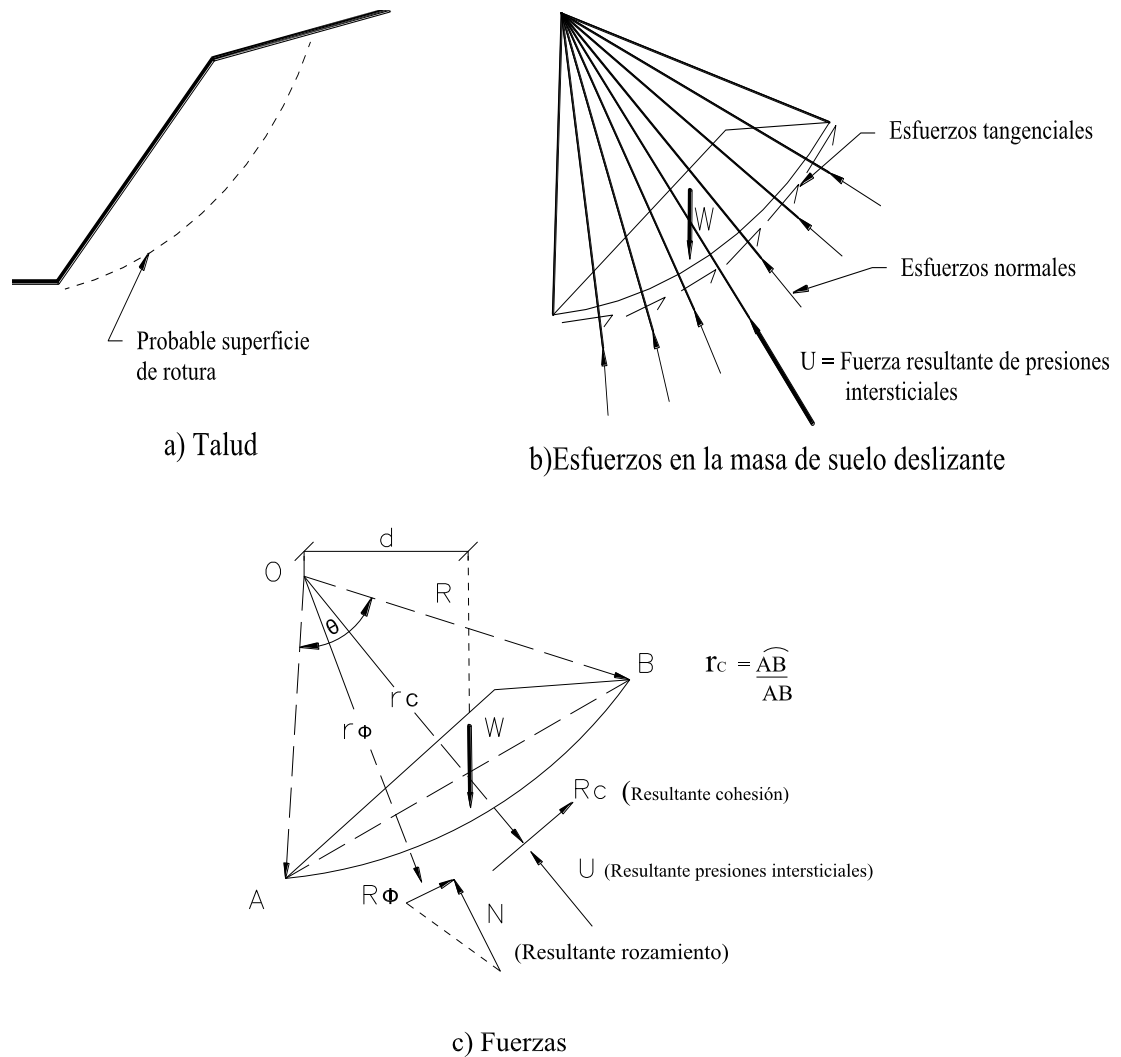


Figura 2.24 Fuerzas que actúan sobre una superficie de rotura curva; a) Talud, b) esfuerzos en la masa de suelo deslizante, c) fuerzas debido a peso propio del suelo, cohesión, rozamiento y presión intersticial.

Por lo que las fuerzas distribuidas en la superficie de rotura pueden sustituirse por:

- La resultante debida a la cohesión,

$$R_c = \int_0^\theta \left(\frac{c}{F}\right) d\theta \quad (\text{Ec. 2.17})$$

su línea de acción será paralela a la cuerda \overline{AB} , ver figura 2.24c

- La resultante de esfuerzos normales, \bar{N} ; se desconoce su magnitud y posición, aunque debe ser normal a la superficie de rotura supuesta.
- La resultante tangencial debida al rozamiento, R_θ ; debe de ser normal a \bar{N} y cumplir la ecuación 2.16, aunque al no conocer la posición y magnitud de \bar{N} , también se desconocen para R_θ .

$$R_\theta = \bar{N} \text{tg} \theta / F, \quad (\text{Ec. 2.18})$$

Aparecen más incógnitas, por ejemplo, F, magnitud y posición de N y un parámetro que defina la posición de R_θ , ecuaciones disponibles, de equilibrio de fuerzas y momentos en la superficie de rotura, con lo que el problema es estáticamente indeterminado. Si el suelo es arcilloso y la rotura se produce sin drenaje, la resistencia viene dada por $c = S_u$ y $\theta = 0$ (Ec.2.19), siendo S_u la resistencia al corte sin drenaje, con lo que el problema queda determinado. El coeficiente de seguridad se calcula haciendo momentos de las fuerzas actuantes con respecto al centro del círculo de rotura, ver figura 2.24c.

$$Wd = R_c r_c \quad (\text{Ec. 2.20})$$

$$F = \frac{S_u R^2 \theta}{Wd} \quad (\text{Ec. 2.21})$$

Si la cohesión no es constante a lo largo del círculo, basta dividirlo en n tramos en que sí lo sea, de amplitud θ_i para el ángulo que los define, con lo que F resulta:

$$F = \frac{R^2 \sum_{i=1}^n S_{ui} \theta_i}{Wd} \quad (\text{Ec. 2.22})$$

Teniendo en cuenta el rozamiento, $c > 0$ y $\phi > 0$, debido a las condiciones de drenaje o del terreno, es necesario hacer otras consideraciones para resolver el problema. En el método de Taylor o método del círculo de rozamiento, se considera que la resultante de las fuerzas normales está concentrada en un único punto. Realizando varios tanteos gráficos o analíticos, Taylor analizó el problema adimensionalmente para suelos homogéneos, y así, poder establecer unos ábacos de uso sencillo. Si se considera el suelo sólo con cohesión, estabilidad a corto plazo en arcillas saturadas, es decir, rotura sin drenaje; o suelos con rozamiento interno, se pueden emplear los ábacos²⁸. En arcillas saturadas, utilizando los ábacos de Taylor, se considera la presencia de una capa dura que imponga un límite a la profundidad de los círculos de rotura. Los ábacos de Taylor consideran la relación entre la profundidad de la capa dura y la altura del talud, D , inclinación del talud, ψ , coeficiente de estabilidad, N_s . Con los valores de D y ψ , se lee el valor de N_s para determinar el factor de seguridad, así:

$$F = \frac{cN_s}{\gamma H} \quad (\text{Ec.2.18})$$

donde:

c : cohesión del suelo, kg/cm^2

N_s : coeficiente de estabilidad, adimensional

γ : peso específico aparente del suelo, kg/cm^3

H : altura de la masa de suelo deslizada

²⁸Luis I. González de Vallejo. Ingeniería Geológica. Página 450

El ábaco de Taylor sólo permite introducir la presencia de agua en el caso de suelo homogéneo y nivel freático horizontal.

2.3.1.4. Método de rebanadas o método de Bishop

Este método usa superficie de rotura circular²⁹. Se divide la masa de suelo deslizante, en n fajas verticales y para cada rebanada se establece el equilibrio de momentos de fuerzas actuantes con respecto al centro del círculo, obteniendo fuerzas normales N a la superficie de rotura y se sustituyen en la ecuación resultante de equilibrio de momentos. El método de Bishop simplificado, considera que las fuerzas de contacto entre dos rebanadas consecutivas no influyen por estar equilibradas. Es necesario realizar varias iteraciones para obtener el valor del factor de seguridad. Una vez obtenido el coeficiente de seguridad, F , de la superficie considerada, se supone otra superficie circular y se determina el nuevo valor de F . Así sucesivamente hasta obtener el mínimo valor de F .

Los métodos de rebanadas más modernos, por ejemplo, los de Morgenstern-Price y el de Spencer, intentan reproducir mejor el problema de inestabilidad, estableciendo consideraciones entre las fuerzas existentes en los contactos entre rebanadas, que el método de Bishop desprecia suponiendo que no dan momentos. Incluso consideran superficies no circulares, como el método de Jambú, sustituyéndola por una espiral logarítmica, que se ajuste mejor a lo observado en campo³⁰ o una superficie poligonal, que da soluciones más exactas. La figura 2.25 muestra el tanteo con varios círculos de diferentes centros y radios para obtener el coeficiente de seguridad mínimo. La tabla 2.3

²⁹González de Vallejo, Luis I. Ingeniería Geológica. Página 452.

³⁰Geoméricamente, una superficie de falla real es curvilíneamente irregular y casi siempre bien extendida al pie y un extremo, el cercano a la cabeza, más cóncavo. Así, una espiral puede representar mejor las condiciones promedios reales en un modelo ideal de análisis en supuesta falla.

muestra³¹ la aplicación, tipos de falla y ventajas de algunos métodos de análisis de equilibrio límite, de estabilidad de taludes y laderas.

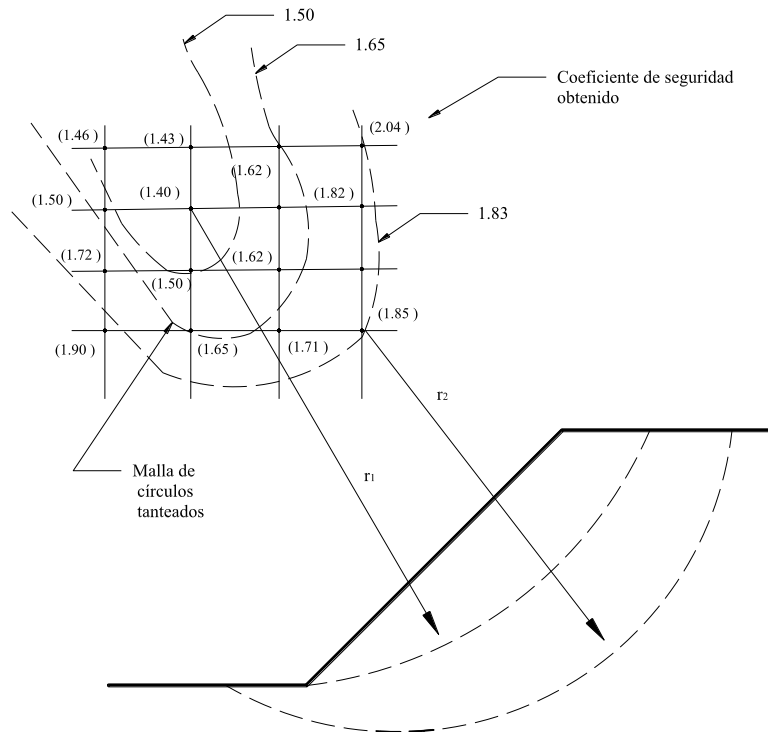


Figura 2.25 Tanteo con diversos círculos de diferentes centros y radios para obtener el coeficiente de seguridad mínimo, $F_{\text{mín}}$

2.3.1.5. Métodos tenso-deformacionales

Consideran la relación tensión-deformación del suelo o roca durante el proceso de deformación y rotura, en cada uno de los puntos seleccionados del modelo, cuando la superficie del terreno se somete a cargas externas³² hasta alcanzar la falla al interior del talud. Se generan diferentes estados tensionales en función de la resistencia de las masas de suelo.

³¹Adaptada de: Fredy Alvarenga, Marcia Barrera, Felix Sandoval (1,999). Estabilidad de Taludes. Aplicación de las Gráficas de Taylor a los Suelos más Comunes de El Salvador. Págs. 206 y 207. Trabajo de Graduación. UES.

³²González de Vallejo, Luis I. Ingeniería Geológica. Página 467

Tabla 2.3 Aplicación, Tipos de falla y ventajas de los Métodos de Análisis de Estabilidad de Taludes y Laderas.

Método	Tipo de Suelo	Condiciones de Carga	Condición de Esfuerzos	Tipo de Análisis	Tipo de Falla	Ventajas
Arthur Casagrande	Puramente cohesivo y homogéneo	Gravitacional y sísmica, ambas considerando sobrecarga	Totales	Estático y seudo estático	Circular por el pie, base y cuerpo del talud	Proceso de iteración rápido
Dovelas o de Fellenius	Todo tipo de suelo	Gravitacional y sísmica, ambas considerando sobrecarga y filtración	Totales y efectivos	Estático y seudo estático	Circular por el pie, base y cuerpo del talud	Método completo. Aplicable a cualquier condición del talud
Donald W. Taylor	Homogéneo cohesivo y cohesivo friccionante	Gravitacional sin sobrecarga	Totales	Estático	Circular por el pie del talud para $\phi > 0$, $C > 0$, $\beta > 53^\circ$ Circular por la base y por el pie, para $\phi = 0$, $C > 0$, $\beta > 53^\circ$	Es de fácil aplicación, ya que los resultados se obtienen de una manera sencilla y rápida
N. Jambú	Homogéneo, cohesivo y cohesivo friccionante	Gravitacional sin sobrecarga	Totales	Estático	Circular por el pie del talud	Es de fácil aplicación, ya que los resultados se obtienen de una manera sencilla y rápida
Jumikis o de Cohesión Equivalente	Homogéneo cohesivo y cohesivo friccionante	Gravitacional sin sobrecarga	Totales	Estático	Circular por el pie del talud	Se obtiene de manera rápida la posición del centro del círculo de falla
Cuña	Suelos blandos sobre un estrato resistente	Gravitacional y sísmica, ambas considerando sobrecarga	Totales	Estático	Traslacional plana por el cuerpo y pie del talud	---
Valle Rodas	Todo tipo de suelo	Gravitacional y sísmica, ambas considerando sobrecarga y filtración	Totales y Efectivos	Estático y seudo estático	Circular por el pie, cuerpo y base del talud	Método completo. Se aplica a cualquier condición de suelo
Bishop	Todo tipo de suelo	Gravitacional y sísmica, ambas considerando sobrecarga y filtración	Totales y Efectivos	Estático y seudo estático	Circular por el pie, cuerpo y base del talud	Aplicable a cualquier condición del talud
Círculo de Fricción	Homogéneos, cohesivos y cohesivos friccionantes	Gravitacional, sin considerar sobrecarga	Totales	Estático	Circular por el cuerpo y base del talud	---
Culmann	Homogéneos, cohesivos y cohesivos friccionantes	Gravitacional, sin considerar sobrecarga	Totales	Estático	Traslacional, sobre un plano a través del pie del talud	Fácil aplicación. Los resultados se obtienen de forma sencilla y rápida
Newmark	Todo tipo de suelo	Cualquier tipo de carga	Totales y Efectivos	Dinámico	Método completo para análisis dinámico	---

Con la geometría, estratigrafía, hidrogeología del talud o ladera, se hace un modelo de análisis, resolviendo las ecuaciones de elasticidad o plasticidad mediante el método de elementos finitos, FEM, con lo que se evalúan desplazamientos, deformaciones y tensiones generados en el modelo analizado.

Los métodos tensión-deformación evalúan la estabilidad del talud, tensiones naturales del terreno, fuerzas dinámicas, presión de poros.

En tabla 2.4 se muestra el resumen de los métodos mecánicos, más utilizados, para análisis de deslizamientos en laderas y taludes.

Tabla 2.4 Métodos mecánicos para análisis de deslizamientos en masas de laderas y taludes

METODO DE ANALISIS	HIPOTESIS EN QUE SE BASA EL ANALISIS	ANALIZA
EQUILIBRIO LIMITE	La masa es inestable hay una superficie de rotura en movimiento	Fuerzas desestabilizadoras vs. Fuerzas estabilizadoras
TALUD INFINITO	Hay una superficie de rotura, plana, infinita, paralela al talud	Las fuerzas contrapuestas de un bloque intermedio del total deslizado, en dirección del movimiento y el peso de ese bloque.
DE LAS CUÑAS	Hay un plano de rotura en deslizamiento. Lo deslizado se fracciona en bloques contínuos, formando terracetas.	Una sola superficie de falla, realiza el equilibrio de las fuerzas actuantes en la cuña por un poligono cerrado de fuerzas
DE TAYLOR	Utiliza superficie de rotura circular en dos dimensiones	Las tensiones normales en la superficie de rotura se concentran en un punto único, en el centro del círculo.
DE BISHOP O DE LAS REBANADAS	Rotura circular	Divide la masa deslizamiento, en "n" fajas verticales y para cada una, establece equilibrio de las fuerzas respecto al centro del círculo.

2.4 Deslizamientos de tierra en taludes y laderas

Algunos deslizamientos de tierra ocurridos por lluvia, principalmente, se presentan en el Anexo 2.1.

2.4.1 Impacto Social

Las peores consecuencias cuando ocurren eventos desastrosos, fortuitos, deslizamientos de tierra en taludes y laderas, son la pérdida de vidas humanas, destrucción de edificios, áreas incomunicadas, pérdida de cosechas agrícolas, poblaciones afectadas indirectamente por la incomunicación vial, deterioro ambiental.

Esto indica que es necesario, por ejemplo, políticas para el ordenamiento territorial, conservación de la naturaleza, educación ambiental³³. Las áreas con mayor propensión a deslizamientos de tierra, son áreas muy pobladas con muchas viviendas. Al haber deslizamientos de tierra surgen personas evacuadas y damnificadas, desempleo, cierre de caminos y carreteras, como ocurrió en el municipio Verapaz³⁴, departamento San Vicente, debido a la tormenta IDA en el año 2,009. Entre los damnificados podrían darse epidemias debido a insalubridad.

³³ Esto no es una consecuencia nueva. En los años 1930's o antes, se hacían esfuerzos para enfrentar esta problemática antigua. Ver revista informativa: correo escolar rural No.5, agosto 1946, los temas problema vital. Instrucciones a los señores delegados y sub delegados escolares sobre reforestación, campaña a favor de los árboles y contra el descuaje. Pág. 5, 6, 7, 30. Ministerio de cultura. El Salvador.

³⁴Las precipitaciones de los días 7 y 8 de noviembre de 2009 alcanzaron 355 mm en el Departamento San Vicente. El suelo, al saturarse, se disgregó y generó un flujo de tierra, rocas de diámetros de hasta 5 m y árboles, afectando principalmente los poblados en los municipios Verapaz y Guadalupe, en el departamento San Vicente. Ese deslave, inició en la zona alta del volcán Chinchontepec en la cota 1,800 msnm hasta la cota 640 msnm, a la entrada de Verapaz, el espesor del flujo fue 2 metros.

2.4.2 Impacto Económico, ejemplos.

La ocurrencia de deslizamientos de tierra, implica disponibilidad económica y presupuestaria para ayudar a la población afectada, por ejemplo, reconstruyendo o reubicando sus casas destruidas, arreglar las vías afectadas, reactivar el proceso de desarrollo económico y social, generación de empleo local y transporte. Después de la ocurrencia de deslizamientos de tierra o roca, se dan acciones de limpieza y remoción de escombros, requiriendo dinero disponible, apoyo financiero y crediticio a la población afectada. A continuación se enumeran algunos ejemplos de deslizamientos de tierra en El Salvador.

1. El 19 de septiembre de 1,982, luego de tres días de lluvias intensas, ocurrió un deslizamiento de tierra en El Picacho, volcán San Salvador. El deslizamiento de tierra tuvo lugar a las 6:15 a.m. y se originó en la cota 1,870 msnm, arrastrando alrededor de 400,000 m³ de materiales hacia la parte baja donde se encuentra ubicada la colonia Montebello Poniente, zonas de cultivo y otras áreas, ocasionando enormes daños y víctimas humanas.
2. En septiembre de 1,994 se suscitó un deslizamiento de tierra en la colonia El Marabú, Loma Larga, Planes de Renderos, faldas norte de la cordillera Loma Larga, a 850 y 1,050 msnm en el km 10½ autopista a Comalapa. La zona del deslizamiento, San Marcos, posee una inclinación de unos 50° a 55° y la distancia recorrida por el flujo de lodo fue a lo largo de 400 a 500 m aproximadamente, el material de suelo arrastrado que predominó era limo-arenoso, bloques de rocas y material vegetal. Personas del lugar indicaron, que en la zona afectada la vegetación se remueve

anualmente. La erosión superficial provocada por la deforestación existente, y la lluvia, constituyeron dos de los principales factores que generaron el fenómeno. Las rocas sueltas de la parte alta representan el principal peligro para los habitantes de la zona baja de la cordillera.

3. Entre octubre y noviembre de 1,994 ocurrió un deslizamiento de tierra en las faldas oeste del cerro Artillería, Tempisque, carretera CA-8, paso fronterizo Las Chinamas, departamento. Constantes deslizamientos de tierra obstruyeron la vía que conduce al paso fronterizo Las Chinamas, Ahuachapán. La altura del talud, unos 18 m, inclinación de 70° a 80° y un frente de 400m de longitud. La vegetación en el cuerpo del talud era escasa, en el cuerpo del talud se definieron tres estratos: El primero, en la base, está constituido por tobas compactas color café claro, el estrato intermedio de lavas andesíticas fragmentadas y el tercero está constituido por materiales altamente alterados entre los que figuran roca meteorizada y arcillas de color rojo y blanco.
4. En noviembre de 1,994, ocurrió un deslizamiento de tierra en colonia El Matazano III, Soyapango. Colonia Valle Nuevo al final de los pasajes La Molienda y Las Amapolas, Soyapango. Fueron reportados varios deslizamientos de tierra desde años pasados. Se trató de un talud inestable de 65.0m de ancho, inclinación de 90° y 20m de longitud, cuyo suelo predominante es la ceniza volcánica, o tierra blanca. El talud estaba desprovisto de vegetación y constituido con material areno-limoso. En el tercio superior del talud se observaron dos colectores de aguas lluvias de 36" de diámetro, descargando directamente sobre el talud, produciendo la erosión del mismo y generando pequeños flujos de lodo. Los principales factores que afectaron la zona

fueron: a) la descarga de agua de los colectores sobre el cuerpo del talud, b) la precipitación pluvial, c) los movimientos sísmicos.

5. En agosto del año 1,995 hubo un deslizamiento de tierra, un alud de tierra sobre la ladera del Volcán de San Vicente³⁵, cantón El Coyolito, costado sur-este del volcán de San Vicente. Se trató de un flujo de escombros o Lahar, compuesto principalmente por rocas, lodo y árboles. Como resultado del deslizamiento de tierra, dos personas murieron y una resultó herida, un paso ferroviario quedó destruido, un puente vial parcialmente dañado, además las rocas y árboles al chocar con el puente sobre el río Chuncuyo, formó un embalse que inundó la carretera entre Zacatecoluca y San Vicente.
6. Hubo un deslizamiento de tierra en la Loma La Cuaresma, en mayo de 1,996, costado Este de la carretera que de Santa Ana conduce a Metapán, entre los km 103 y 105. Tres deslizamientos de tierra tuvieron lugar en la Loma La Cuaresma, obstaculizando la carretera y generando problemas a los residentes de la ciudad de Metapán por tratarse de la única vía asfaltada que los comunica con el resto del país. La loma La Cuaresma presenta una longitud aproximada de unos 2 Km y una pendiente promedio de 100% ó inclinación 45°, con altura de 340 m sobre el nivel de la carretera. Los deslizamientos de longitud y ancho variable provocaron el arrastre de una capa superficial de suelo aproximadamente de 1.0 m de profundidad.
7. Diecisiete kilómetros al noreste de la ciudad de Sensuntepeque, cantón San Gregorio, departamento Cabañas, ocurrió un deslizamiento de tierra en el Cerro La Burrera,

³⁵ SNET <http://www.snet.gob.sv/ver/geologia/inventario+deslizamientos/>

octubre de 1,996. El cerro La Burrera cubre una extensión aproximada de 1km² y tiene altura promedio de 200m desde su base. El talud noreste del cerro presenta fracturas y desplazamientos de suelos y rocas, el material del cual está conformado es un macizo rocoso que presenta una pared vertical en la parte alta del cerro, en la parte media con una pendiente promedio de 100% ó 45°, y compuesta de fragmentos de roca disgregados en una masa de suelo orgánico. La parte baja está compuesta por suelos arcillosos, materia orgánica y fragmentos de roca con pendiente aproximada de 22.22% ó 10°.

8. En abril de 1,997 hubo otro deslizamiento de tierra en la cárcava La Zompopera (histórico desde 1938), cerro Miramundo, 6 km al Oriente de La Palma, municipio El Tránsito, departamento Chalatenango. Cubre un área de aproximadamente 1,080 m², 500metros de profundidad y 550 m de ancho³⁶. Por más de 50 años han ocurrido deslizamientos de tierra en esta zona. La zona del deslizamiento se localiza en el costado sur del cerro a 1,750 msnm. Un tramo del camino de unos 250 m de longitud ha sido destruido por los deslizamientos de tierra, dejándolo intransitable, se estimó que la zona afectada por los deslizamientos tiene dimensiones de 500 m de ancho en la corona y 1,500 m de largo, 120 m de profundidad, las pendientes oscilan de 155.56% a 177.78%, ó inclinación de 70° a 80°, la masa deslizante estaba compuesta por rocas alteradas y suelos residuales, existían grietas en la corona del talud de hasta 2m de ancho y 20m de largo, únicamente la cima del cerro presenta una densa

³⁶ El Diario de Hoy. Periódico del lunes, 16 de julio de 1,998
<http://www.elsalvador.com/noticias/2001/7/16/NACIONAL/nacio2.html>

vegetación de pinos, el costado sur se encuentra deforestado. La figura 2.26 muestra la cárcava La Zompopera.

9. En julio de 1,998 hubo deslizamientos de tierra o rocas en los taludes ubicados entre los kilómetros 75 y 78 de la carretera CA-4, que conduce a la ciudad La Palma, departamento Chalatenango. Esta carretera, también conocida como Troncal del Norte, se encuentra construida sobre terreno montañoso. Pequeños deslizamientos de tierra o rocas son característicos desde el km 55 hasta el lugar de ocurrencia de los deslizamientos de tierra o rocas. Los deslizamientos de tierra o roca, consisten, en general, en desprendimientos locales de masas fragmentadas de suelo y roca. Los deslizamientos en esta zona se deben a los factores: pendientes de 177.78% ó inclinación de 80°, saturación de agua en algunas zonas de los taludes, rocas y suelos de varios tipos en procesos de alteración y meteorización de leve a muy severo.



Figura 2.26 Reconstrucción fotográfica de vista general desde la carretera que va de La Palma a las Pilas y alrededores; la carretera pasa justo en el borde superior de la cárcava La Zompopera.

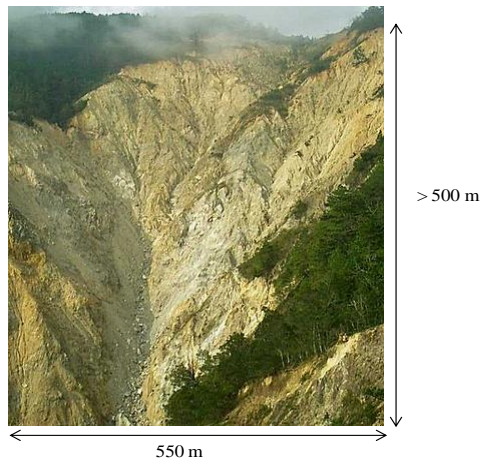


Figura 2.27 Vista desde la carretera que va de La Palma a las Pilas y alrededores; la carretera pasa justo en el borde superior de la cárcava La Zompopera.

La tabla 2.5 presenta las causas, ubicación, descripción y fecha de ocurrencia de los deslizamientos de tierra en El Salvador, listados en el numeral 2.4.2 de este capítulo. Todos los deslizamientos de tierra, en esta tabla, ocurrieron durante estaciones lluviosas, siendo la precipitación pluvial, el factor activador de los deslizamientos de tierra. Cinco registros de nueve, ó 55.56% de los deslizamientos, ocurrieron en volcanes y cerros, lugares donde hay asentamientos humanos y cultivos, 33.33% ó 3 registros de nueve, ocurrieron en taludes generados por la construcción de carreteras, 11.11% o un registro de nueve, ocurrió en una colonia. Las afectaciones fueron, pérdida de vidas humanas, sobre todo en lugares con asentamientos humanos, daño o destrucción en la infraestructura, erosión, obstaculización de caminos y carreteras.

La tabla 2.5 muestra el resumen de los eventos meteorológicos y tectónicos, descritos en el anexo No. 1 de este capítulo, afectaciones a la población e infraestructura debido a lluvias y terremotos. Dos de ocho registros de eventos ó 25%, ocurrieron por terremoto durante la estación seca, en un período de 12 años, de 1998 a noviembre de 2010; seis de

ocho registros de eventos ó 75%, ocurrieron debido a precipitaciones pluviales durante la estación lluviosa, en el mismo período de 12 años que los registros de terremotos. Hubo 1,259 fallecidos por terremotos, 75.25%, y 414 por lluvias, 24.75%, 8,964 personas lesionadas por los terremotos ó 100%, y ninguna por lluvias, 285 personas soterradas debido a terremotos, 100%, y ninguna por aludes de tierra debidas a lluvias, 1,914,186 de personas damnificadas debido a terremotos, 95.17%, y 97,137 debido a lluvias, 4.83%, 68,777 de personas evacuadas a causa de los terremotos, 49.40%, y 70,442 debido a lluvias, 50.60%, no hubo afectación a zonas de cultivo cuando ocurrieron los terremotos, 0.00%, pero 766 manzanas de cultivos fueron dañadas debido a lluvias, 100%, 340,143 viviendas fueron afectadas por terremotos, 95.85%, y 17,735 por lluvias, 4.15%, 111 centros escolares fueron afectados por terremotos, 8.73%, y 1,161 por lluvias, 91.27%, los terremotos no generaron carreteras obstruidas, 0.00%, sin embargo, 4,158.13 kilómetros de carreteras fueron obstruidas durante las lluvias, 100%, 502 iglesias dañadas durante los terremotos, 100%, y ninguna debido a lluvias, 0.00%, 24 hospitales resultaron dañados durante los terremotos, 100%, y ninguno por las lluvias, 0.00%, 111 unidades de salud fueron dañadas debido a los terremotos, 31.44%, y 242 debido a lluvias, 68.56%, los terremotos no generaron daños en los puentes, 0.00%, sin embargo, 116 puentes fueron dañados por lluvias, 100%, hubo 516 deslizamientos de tierra activados por los terremotos, 25.11%, y 1,539 causados por lluvias, 74.89%. Ver tabla 2.6.

Tabla 2.5 Cuadro resumen de algunos deslizamientos de tierra en El Salvador, causas, ubicación y descripción.

Fecha	Evento	Causa	Ubicación	Consecuencias
19/sept./1982	Deslizamiento de tierra El Picacho	3 días de intensas lluvias	El Picacho 1,870 msnm.	400,000m ³ de suelo deslizado hacia colonia Montebello, zonas de cultivo.
Sept./1994	Deslizamiento de tierra	Lluvia	km 10½ autopista a Comalapa 1,050 msnm.	La vegetación se remueve anualmente, la deforestación existente provocó erosión superficial.
Oct. - nov./1994	Deslizamiento de tierra	Lluvia	Faldas oeste del cerro Artillería Tempisque carretera CA-8, paso fronterizo Las Chinamas, departamento Ahuachapán.	Constantes deslizamientos obstruyeron la vía que conduce al paso fronterizo Las Chinamas.
Nov./1994	Deslizamiento de tierra	Lluvia	Colonia El Matazano III, Soyapango	Personas afectadas.
Agosto/1995	Lahar	Lluvia	Ladera del Volcán de San Vicente, cantón El Coyolito.	2 personas fallecidas, 1 puente parcialmente dañado, inundación en la carretera entre Zacatecoluca y San Vicente.
Mayo/1996	Deslizamiento de tierra	Lluvia	Costado Este de la carretera que de Santa Ana conduce a Metapán, entre los km 103 y 105.	Obstaculización de la carretera, generando problemas a los residentes de la ciudad de Metapán por tratarse de la única vía asfaltada que los comunica con el resto del país.
Abril/1997	Deslizamiento de tierra	Lluvia	Cárcava La Zompopera, cerro Miramundo, 6 km al Oriente de La Palma, municipio El Tránsito, departamento Chalatenango.	Un tramo del camino de unos 250 m de longitud fue destruido por los deslizamientos de tierra, dejándolo intransitable.
Julio/1998	Deslizamiento de tierra	Lluvia	km 75 y 78 de la carretera CA-4, que conduce a la Ciudad de La Palma, departamento Chalatenango.	Desprendimientos locales de masas fragmentadas de suelo y roca que obstaculizan la carretera.
08/11/2009	Deslizamiento de tierra	Lluvia, 355mm	Volcán Chinchontepec, Verapaz.	Destrucción de viviendas, personas fallecidas, escuela destruida totalmente.

Tabla 2.6 Afectaciones a personas e infraestructura debido a lluvias y terremotos.

Evento	Fecha	AFECTACION A PERSONA				Evacuaciones	AFECTACIONES A INFRAESTRUCTURA							Puentes dañados	Deslizamientos de tierra
		Fallecidos	Lesionados	Soterrados	Damnificados		Terreno de cultivo dañado (mz)	Viviendas afectadas	Centros Escolares afectados	Carreteras Obstruidas, km	Iglesias dañadas	Hospitales dañados	Unidades de salud dañadas		
Huracán Mitch	1998	175	---	---	84,005	---	---	10,372	326	3973.13	---	---	15	10	---
Terremoto	01/2001	944	5,565	193	1,364,160	68,777	---	278,641	---	---	405	19	75	---	445
Terremoto	02/2001	315	3,399	92	275,013	---	---	61,502	111	---	97	5	36	---	71
Huracán IDA	11/09	199	---	---	4,251	---	---	2,350	111	---	---	---	25	55	---
Tormenta Tropical Alex	06/2010	5	---	---	4,636	5,042	---	349	31	27	---	---	---	10	98
Tormenta tropical Matthew	09/2010	---	---	---	1,117	---	346	141	1	14	---	---	---	5	101
Tormenta tropical Nicole	09/2010	---	---	---	3,128	5,546	420	6	2	6	---	---	1	1	37
Depresión Tropical 12E	10/11	35	---	---	---	59,854	---	1517	690	138	---	---	201	35	1303

2.4. Conclusiones

Basados en la información descrita en este capítulo, un factor que incide directamente en la ocurrencia de los deslizamientos de tierra, es la lluvia. Durante los períodos anuales de máximas lluvias o durante eventos meteorológicos extremos, por ejemplo la Depresión Tropical DT 12E (2012), Agatha (2010), Mitch (1998) y otros. La precipitación pluvial es el principal factor desencadenante de los deslizamientos de tierra. Durante estos eventos; que están ocurriendo anualmente; el suelo absorbe el agua hasta el punto de saturación, en ese momento se llega a la inminencia del deslizamiento, y con la acción de otros agentes externos, como vientos que inducen movimientos en árboles, escorrentía superficial, pendientes pronunciadas y lineamientos geológicos débiles en taludes; ocurre la falla, que aparece en una superficie débil (estrato de suelo menos competente) en el que poco a poco o en ocasiones, repentinamente, el talud o ladera pierde la estabilidad y cede, al desaparecer o reducirse la presión efectiva entre los granos de suelo que lo componen, de manera que el agua se convierte en el lubricante que permite a las masas de suelo moverse, adquiriendo ladera abajo, más y más energía cinética, la masa deslizada arrastra y transporta lo que encuentra a su paso, árboles y rocas de todo tamaño; hasta el punto donde termina el movimiento (valle ó zonas de menor pendiente). El impacto negativo de los deslizamientos de tierra aumenta y es fuente de vulnerabilidad, cuando se ubican en las cercanías asentamientos humanos, como los casos emblemáticos de Las Colinas en Santa Tecla, Verapaz en San Vicente y Montebello Poniente en San Salvador. Por tanto, el factor lluvia, es el factor que se analizará más en detalle, al realizar el estudio del caso práctico seleccionado.

CAPITULO 3

RECOPIACIÓN Y PROCESAMIENTO DE DATOS DEL CASO DE ESTUDIO, DESLIZAMIENTO EN CERRO LA BARRERA, CANTON EL ZAPOTAL, MUNICIPIO OJOS DE AGUA CHALATENANGO

3.1. Introducción

Basados en casos de antecedentes estudiados, ver capítulo II; y casos investigados ocurridos o que suceden recurrentemente, cuyo impacto deja grandes resultados negativos, destrucción, muerte, desplazados y grandes pérdidas, principalmente en laderas de cerros en cuyas faldas se alojan poblaciones; por ejemplo, Las Colinas en Santa Tecla, Verapaz en San Vicente, Comasagua en La Libertad, Cerro Pelón en Berlín, Usulután, Ojos de Agua en Chalatenango; disponiendo de informes de estos casos y visitas presenciales, se eligió como caso de estudio el deslizamiento de tierra ocurrido en el Cerro La Burrera, Cantón El Zapotal, Municipio Ojos de Agua, Departamento Chalatenango.

3.2. Justificación Técnica

Considerando los casos de campo estudiados, de las cinco visitas técnicas realizadas, la información específica recolectada de cada una, datos técnicos(ver Anexo 3.1) y disponiendo de metodologías propias del estudio técnico, como el caso del deslizamiento en Montebello Poniente, ladera del Volcán San Salvador, quebrada El Níspero (Pérez Merino,KojanE.,1983, Hopf J., 1983)¹en las que se estudia a detalle la topografía, geotecnia, geología, geomorfología, uso del suelo y erosión superficial (Marroquín H, desarrolla metodología enfocada a la evaluación de la erosión superficial y su intensidad), vegetación y forestación; para el caso de estudio elegido, se procedió a

¹ Pérez Merino, “Estudio Geotécnico de Taludes de la parte Alta del Volcán San Salvador” desarrolla metodología enfocada a obtener un conocimiento razonable de las propiedades del suelo de la zona, a través de la geología, geotecnia, hidrogeología y estimar volúmenes deslizados, que sean base del diseño de obras. Kojan E. “Reporte sobre el Daño de Flujos de Lodo en el Área del Volcán de San Salvador” realiza descripción técnica del deslizamiento y analiza las obras de protección propuestas por el ISREN y el MOP. HopfJ. “Deslizamiento en la Subcuenca El Níspero” propone obras de ingeniería para implementar en cada zona de la quebrada y sus alrededores.

realizar los correspondientes trabajos de campo, haciendo las descripciones del lugar, levantamiento topográfico, estudio geológico y geotécnico con extracción de muestras superficiales y sub-superficiales, Hidrología e Hidrogeología local de la sub-cuenca, ensayos de laboratorio para obtención de parámetros y propiedades de los suelos y estratos de suelo del lugar, y su composición. Este trabajo se detalla en los correspondientes apartados que en adelante se desarrollan.

3.2.1 Posición Geográfica, Ubicación y Localización

Las coordenadas geográficas y elevación del punto inicial del deslizamiento de tierra (corona), en el cerro la burrera, son²:

Latitud	332,607.103 E
Longitud	513,957.867 N
Elevación	1,086 msnm

La zona de estudio está ubicada al norte, fronterizo con Honduras y se localiza a 17.4 km al noreste del municipio Chalatenango, 1.5 km al noroeste del cantón El Coyolar, 14 km al sureste del municipio Ojos de Agua, 4.8 km al noreste del municipio Las Vueltas. La vía de acceso al Cantón El Zapotal es la carretera CHA6N. Desde la ciudad de Chalatenango, se pasa por el Cantón Las Vueltas y se sigue hacia el Municipio Ojos de Agua y se llega al Cerro La Burrera, Cantón El Zapotal, ver figura 3.1. La cima del Cerro La Burrera está a 1223.63 msnm y la del Cerro Vivo es 1149.90 msnm³; al pie de estos cerros, entre la cota 750 a 700 msnm, se localiza el asentamiento humano del

²Ver Anexo 3.2: Mapa de Curvas Altimétricas en Zona de Influencia del Deslizamiento de tierra en Cerro La Burrera, Ctón. El Zapotal, Ojos de Agua, Chalatenango; escala 1:2,000; curvas de nivel a cada 10 m.

cantón El Zapotal. El relieve de los cerros, La Burrera y Vivo, y la ubicación del cantón El Zapotal respecto a ambos cerros, se presenta en la figura 3.2.



Figura 3.1 Plano de ubicación del Cantón El Zapotal, lugar donde ocurrió el deslizamiento de tierra, respecto a los Municipios Chalatenango, Las Vueltas y Ojos de Agua. Tomado de Cuadrante Topográfico Chalatenango, 2458 III.

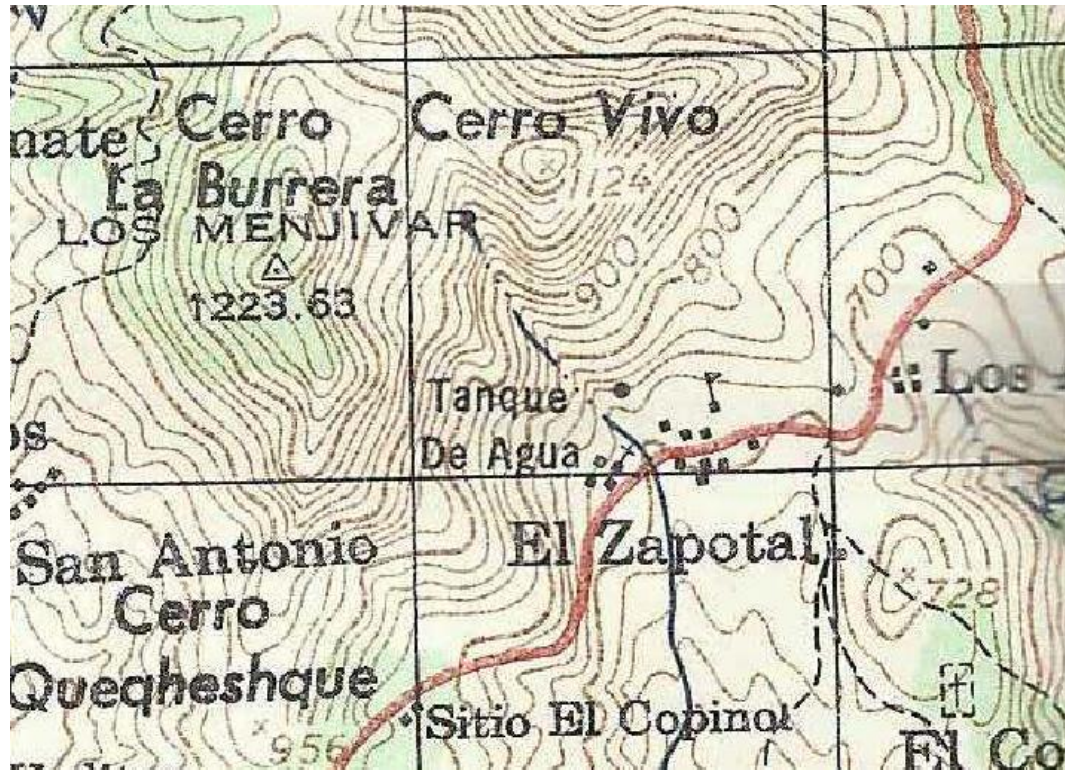


Figura 3.2 Cerros La Burrera y Vivo, ubicación del cantón El Zapotal respecto a ambos cerros.

El área de estudio está ubicada en la unidad geomorfológica regional denominada Montaña Fronteriza, la figura 3.2, indica morfología irregular, típica de las zonas montañosas. Las curvas de nivel en la zona de estudio varían, de muy cercanas indicando pendientes muy pronunciadas (>60%) a más separada indicando pendientes menores (25% a 45%), la configuración morfológica del cerro La Burrera en la zona sureste, es más irregular que la zona suroeste del cerro vivo, (ambas adyacentes a la quebrada El Playón); el cerro La Burrera posee dos cimas, lomos y hondonadas, con diferencias marcadas de pendientes, por ejemplo de las cotas 1220 a 1100 la pendiente es pronunciada, es el escarpe principal del cerro o más prominente, de las cotas 1100 a 1000 se suaviza la pendiente, variando entre 45% a 25%; a partir de la cota 1000 la

pendiente varía entre 45% a 20% y la tendencia de las curvas es más irregular, indicando morfología superficial caótica; la quebrada que se forma cerca de la cota 1000 msnm, entre los cerro La Burrera y Vivo ciñe un canal en vaguada por el que escurre toda la precipitación que se recoge en la zona sur de esta formación montañosa. En la figura 3.3 se presenta el relieve de los cerros descritos.

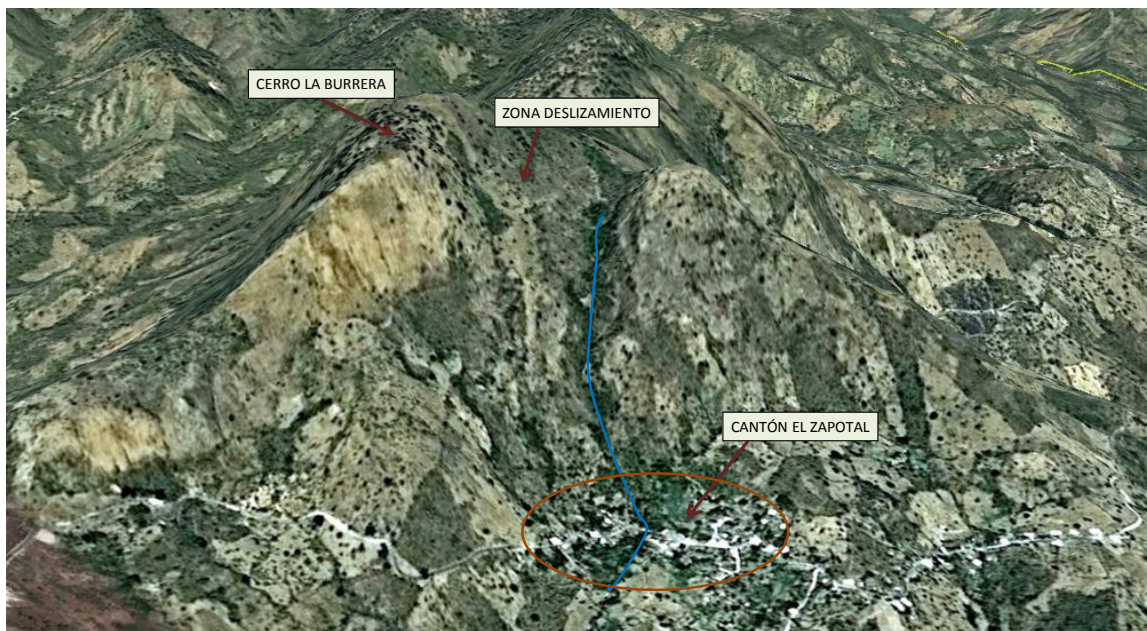


Figura 3.3. Relieve de los cerros La Burrera y Vivo, ubicación del cantón El Zapotal respecto a ambos cerros y zona del deslizamiento sobre la vaguada entre ambos cerros.

3.3. Descripción del Problema

El deslizamiento de tierra, cerca de la cima del Cerro La Burrera, cota 1086 msnm, ocurrió el día domingo 30 de mayo de 2010, a las 5:00 a.m., durante la Tormenta Tropical Aghata. Este deslizamiento se convirtió, ladera abajo, en un flujo de escombros que destruyó dos viviendas ubicadas en las cercanías del cauce de la quebrada El Playón; basados en las entrevistas hechas a los pobladores, la zona que fue afectada por

el flujo de lodo, se ubica desde un árbol de mango ubicado en el lateral derecho de la quebrada el Playón (aguas abajo) hasta La Vega, en el lateral izquierdo; teniendo un impacto mayor en el lateral derecho de esta quebrada, donde las casas adyacentes fueron afectadas al entrar el flujo de lodo y escombros a las viviendas y cubrir hasta 1.5 m de altura³; además, se obstaculizó el paso sobre un tramo de la carretera (≈ 100 m), que conecta el Cantón El Zapotal con los poblados cercanos Las Vueltas, El Salitre y Ojos de Agua, dejando incomunicado el cantón. Morán G⁴, en su informe preliminar, cita que el volumen deslizado fue 2000 m^3 ; sin embargo, después de las visitas técnicas realizadas al sitio en el deslizamiento, los días 3, 9 y 10 de junio de 2012, donde a la vez se hizo el levantamiento topográfico, se pudo calcular el volumen real deslizado, estimado en $7,255 \text{ m}^3$ (ver Anexo 3.4) Este deslizamiento, inició en la cota 1086 y finalizó cerca de la cota 1000, longitud en planta 170 m en dirección sureste, el cual, se encauzó, como flujo de escombros, en la Quebrada El Playón, hasta desembocar finalmente, en el río Sumpul después de pasar por el cantón El Zapotal y caseríos cercanos. En la actualidad, el problema sigue siendo fuente de riesgo y vulnerabilidad, para los residentes y la infraestructura vial del cantón El Zapotal, la zona permanece latente a deslizamiento en toda la época invernal, inestable, especialmente durante el período de máximas lluvias y de eventos extraordinarios, ya que por la saturación de la matriz de suelo arcilloso y las rocas existentes en el talud fallado, este pierde la estabilidad y se disgrega, fluyendo ladera abajo, desarrollando cada vez más energía

³Ver anexo 3.3: Entrevistas a pobladores del cantón El Zapotal, Ojos de Agua, Chalatenango.

⁴Morán, G. Reporte de Inspección, Deslizamiento y Flujo de Escombros en Micro-cuenca entre Cerros Vivo y La Burrera, Cantón El Zapotal, Municipio de Ojos de Agua, Chalatenango. Junio 2010.

cinética, convirtiéndose aguas abajo de la quebrada El Playón en un flujo de escombros que al inicio puede alcanzar velocidades entre 0.75 m/s a 1 m/s y continuar aumentando como masa fluida de suelo que contiene rocas de gran tamaño con diámetros de hasta 10 m; estas son aún más destructivas que el mismo flujo de escombros corriendo. Invierno a invierno este problema afecta directamente la zona del cantón, El Zapotal, ubicada entre la iglesia católica y la iglesia evangélica, un tramo de 100 m, propiamente; e indirectamente a todos los pobladores del cantón y los caseríos vecinos, cuando se obstaculiza y hasta se cierra el paso por el tramo de carretera que pasa por esa zona, entonces las actividades cotidianas se paralizan mientras dure la obstrucción.

3.4. Antecedentes Técnicos del Caso de Estudio

3.4.1 Ambiente Fisiográfico, Geomorfológico y Topográfico⁵

El Cantón El Zapotal, se ubica en una zona montañosa⁶ al Norponiente del país, siendo la zona, regional y localmente, de morfología alta; en el Departamento Chalatenango; ver tabla 3.1. Superficialmente, en el Cerro la Burrera se observan árboles (nance abundante, caoba, laurel, etc.), arbustos, zacate alto (2 a 2.5 m), maleza baja y grama; la parte alta de los laterales del canal que ciñe el deslizamiento, está semi-cubierta por maleza y arbustos, y en el cuerpo del deslizamiento se observa erosión intensa por

⁵Para la recopilación de la información topográfica se adquirieron en las Oficinas del IGCN del CNR: el Cuadrante Topográfico Chalatenango 2458 III, escala 1:50,000 y el Mapa de Curvas Altimétricas hoja 48302, escala 1:10,000. Además se realizó el levantamiento topográfico, método taquimétrico, de la zona donde inició el deslizamiento hasta 170 m ladera abajo en el eje y laterales del deslizamiento.

⁶Ver capítulo II, Condiciones Topográficas; donde se especifica que terrenos con pendientes mayores que 11% son montañosos.

lluvias⁷, donde la capa superficial de suelo mezclada con todo tipo de rocas de distintos diámetros es transportada ladera abajo hasta llegar al cauce de la Quebrada el Playón, ubicada, en planta, aproximadamente a 500 m de la cima del cerro La Burrera. En la parte alta del cerro Vivo ≈ 1130 msnm, se detectó erosión y posibles zonas débiles, que con la acción del agua y demás factores asociados, fácilmente pueden ceder y convertirse en deslizamientos de tierra, similares al ocurrido en la cota 1086 del cerro La Burrera, ver figura 3.4.

Tabla 3.1 Elevaciones próximas de influencia en la zona de estudio con sus drenajes

Cerros	Elevación (msnm)	Cerros	Elevación (msnm)
La Burrera (Escarpe Mayor, >60%)	1223.65	El Corralito	1550.00
La Burrera (Escarpe Menor, 25% a 40%)	1185.00	Cashagua	1334.50
El Vivo	1249.90	Queqheshque	956.00
Arenilla	900.00	El Corralito	1550.00
El Volcancillo	1643.48	El Carrizo	1268.00
El Picacho	1486.00	El Cañon	1226.00

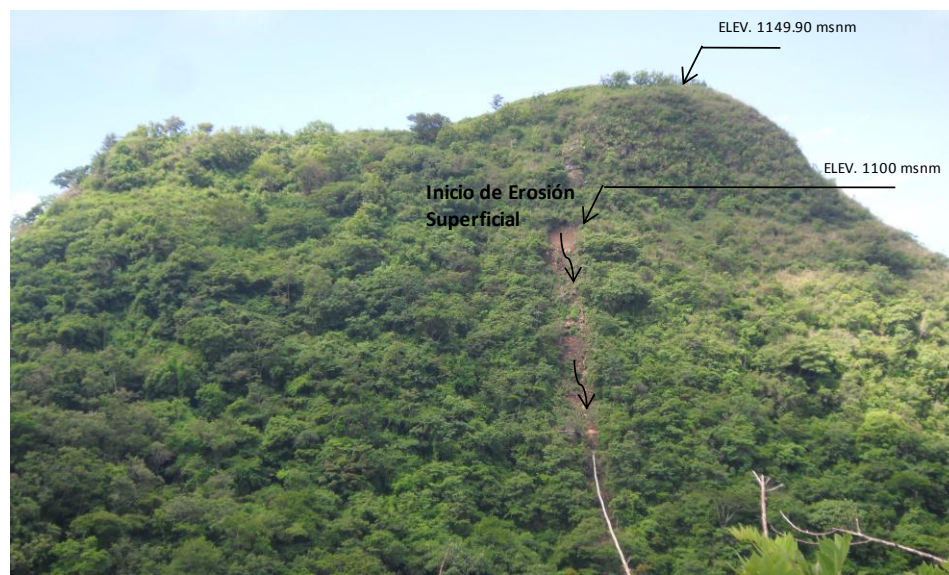


Figura 3.4 Cerro Vivo, inicio de erosión superficial

⁷Ver Anexo 3.5: Registro Fotográfico Visita Técnica realizada los días 3, 9 y 10 de Junio de 2012.

Las curvas de nivel del cuadrante topográfico 2458 III (escala 1:50,000), indican que al sureste del cerro La Burrera y en la zona adyacente a la quebrada el Playón, la morfología es irregular, inclinación de los taludes, de 11.3° a 50.2°, ó 20.0% a 120.0%, siendo el promedio 25.5° ó 47.7%. La pendiente mínima, 20.0%, está entre las cotas 700 y 720 msnm, la pendiente máxima, 120.0%, está entre las cotas 920 y 960 msnm. Del Mapa de Curvas Altimétricas hoja 48302 (ampliado a escala 1:2,000), se obtuvieron los perfiles A-A'-B y A-B'-B, ubicados en el eje del deslizamiento y empalmado en la Quebrada El Playón hasta la cota 700 msnm cercana al pueblo (Ver Anexo 3.2) las Pendientes promedio obtenidas se detallan en la tabla 3.2.

Tabla 3.2 Pendientes Promedio en Zona de Deslizamiento

Elevación (msnm)	Pendiente (%)	Tramo
1150 - 1100	40	Parte Alta Cerro La Burrera
1100- 1050	35 a 25	Zona del Deslizamiento
1050 - 850	50	Transición Deslizamiento – Quebrada El Playón
850 - 750	35	Quebrada El Playón
750 - 700	20	Cantón El Zapotal y Carretera

El levantamiento taquimétrico se realizó en la zona del deslizamiento, cuyas dimensiones actualmente son: ≈175 m de largo, 3 a 5 m de profundidad y ancho entre 10 a 35 m, cotas de inicio 1086 msnm y final 1035 msnm; se comenzó el levantamiento en la corona del talud, donde se definía el inicio del movimiento traslacional de la masa terrorocosa traccionada, matriz arcillosa con rocas de 0.10 m a 1.50 m de diámetro

promedio. Durante el levantamiento taquimétrico no se observaron terracetas definidas, ni grietas en la parte superior del deslizamiento, las cuales se mencionan en el informe técnico consultado⁸; esto indica que esa masa de suelo que había quedado después del 30 de mayo de 2010, ya había cedido y fue transportada, ladera abajo, durante los inviernos transcurridos desde 2010, a lo largo de la superficie del lecho del canal dejado por el deslizamiento, que no es uniforme, en el que existen rocas de todos los diámetros dispuestas superficialmente. Del levantamiento topográfico realizado, en la zona del deslizamiento, hay cinco tramos diferentes, del más angosto en sección transversal al más ancho⁹, hasta integrarse en la Quebrada El Playón, descritos como sigue:

Tramo 1: Estación 0+000 hasta la 0+020, sección típica (sin escala):

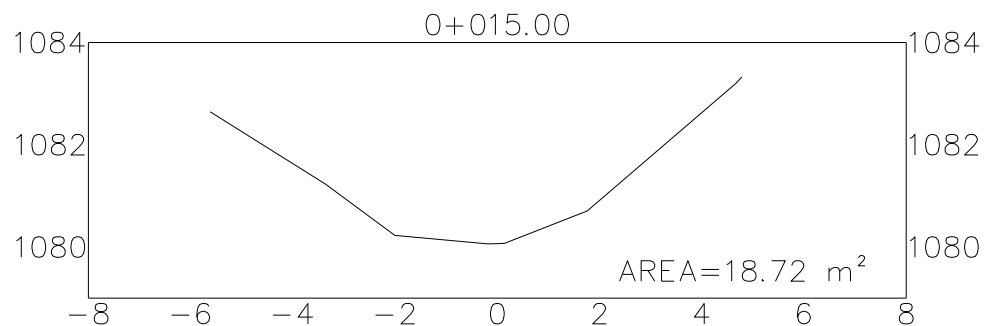


Figura 3.5 Sección transversal 0+015 de la zona del deslizamiento

En este tramo, la menor relación ancho/profundidad, es 3, la pendiente promedio del eje del deslizamiento es 27%, con orientación sureste ($\approx 40^\circ$). Las paredes de ambos laterales del deslizamiento tienen ángulos de inclinación que varían entre 35° a 40° .

⁸Ver Anexo 3.6: Morán, G. Reporte de Inspección, Deslizamiento y Flujo de Escombros en Micro-cuenca entre Cerros Vivo y La Burrera, Cantón El Zapotal, Municipio de Ojos de Agua, Chalatenango. Junio 2010. Figura 1, correspondiente al lateral Este del deslizamiento.

⁹Ver Anexo 3.7: Planta, perfil y secciones transversales de la zona del deslizamiento.

Tramo 2: Estación 0+020 hasta la 0+055, sección típica (sin escala):

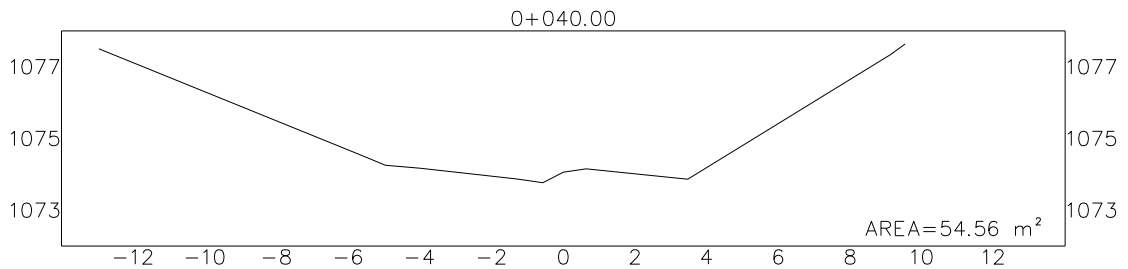


Figura 3.6 Sección transversal 0+040 de la zona del deslizamiento

En este tramo, la profundidad del deslizamiento disminuye y el ancho aumenta, relación ancho/profundidad es 6, tendencia que se mantiene en los otros dos tramos del levantamiento de la zona del deslizamiento, en este tramo, la pendiente promedio del eje del deslizamiento es 25%, manteniendo orientación sureste. Las paredes del lateral este del deslizamiento tienen ángulos de inclinación que varían entre 20° a 25°, siendo este el lateral que más ha cedido (lateral más débil, que es donde, después de ocurrido el deslizamiento, quedaron grietas en la parte superior, ver Anexo 3.6, figura 1) y en las paredes del lateral oeste los ángulos de inclinación varían entre 32° a 34°.

Tramo 3: Estación 0+055 hasta la 0+080, sección típica (sin escala):

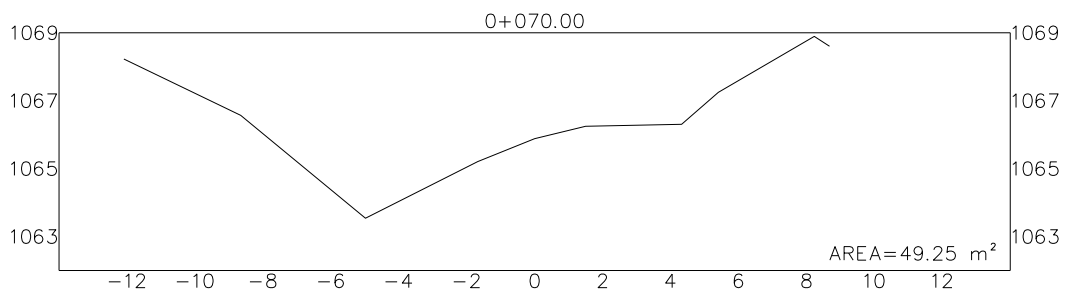


Figura 3.7 Sección transversal 0+070 de la zona del deslizamiento

En este tramo, la relación ancho/profundidad es 4, la pendiente promedio del eje es 30%, manteniendo el deslizamiento orientación sur este. Las paredes del lateral este del deslizamiento tienen ángulos de inclinación que varían entre 30° a 41°, siendo este el lateral que más ha cedido y el que tiene mayor profundidad (5 m), en las paredes del lateral oeste, el ángulo de inclinación promedio es 30°, con profundidad menor (2.5 m).

Tramo 4: Estación 0+080 hasta la 0+130, sección típica (sin escala):

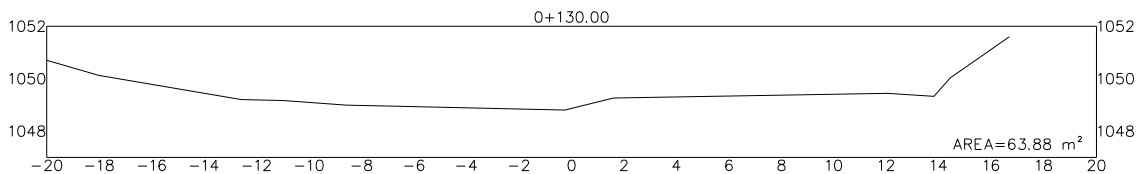


Figura 3.8 Sección transversal 0+130 de la zona del deslizamiento

En este tramo, la relación ancho/profundidad es 13, la pendiente promedio del eje es 28%, con orientación sureste de $\approx 13^\circ$. Las paredes del lateral este del deslizamiento tienen ángulos de inclinación que varían entre 10° a 15°, siendo el lateral que más ha cedido y que cada vez ensancha más el canal ceñido por el deslizamiento, en las paredes del lateral oeste el ángulo de inclinación promedio es 35°.

Tramo 5: Estación 0+130 hasta la 0+170, sección típica (sin escala):

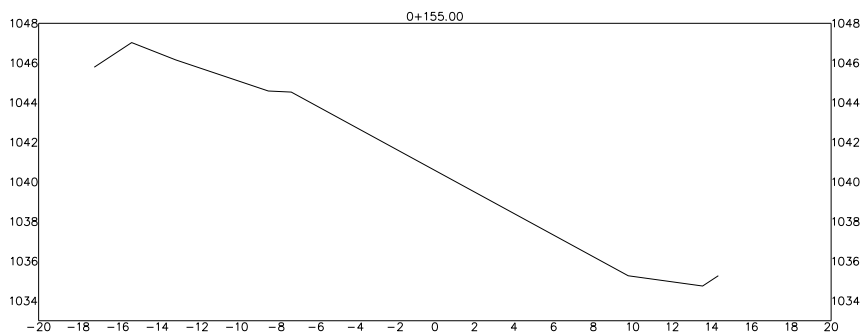


Figura 3.9 Sección transversal 0+155 de la zona del deslizamiento

En este tramo, hay incremento de la pendiente del eje, 40%, y es donde actualmente se ha originado un cauce natural, donde se observa el flujo de una pequeña cantidad de agua (lámina de 2 cm de espesor). Basados en las entrevistas realizadas a los residentes del cantón, el flujo de escombros desembocó, en el pueblo, en el lugar donde pasa la quebrada El Playón. Desde la cota 1020 el flujo proveniente del deslizamiento corre en dirección sureste, hasta encausar, ladera abajo con la quebrada El Playón, cota 830; esta dirección de flujo se ha deducido de acuerdo con la tendencia de las curvas de nivel, de la restitución y se ha trazado la dirección que posiblemente siguió el deslizamiento (Ver Anexo 3.2). Para complementar la topografía levantada en campo, se hizo uso del plano de curvas altimétricas, escala 1:1,000¹⁰, a partir del cual se elaboró el Anexo 3.2: en el cual dibujó la planta general de la zona de influencia del deslizamiento, ampliada a escala 1:2,000, con curvas de nivel a cada 10 m y el perfil longitudinal desde la cota 1150 hasta la 700. En el Anexo 3.7: se presenta la planta, perfil y secciones transversales de la zona del deslizamiento, levantada los días 9 y 10 de junio de 2012, utilizando GPS manual (Etrex Legend), teodolito T-16 y estadia.

3.4.2 Estudio Geológico

Basados en el Mapa Geológico Nacional¹¹, y superponiéndolo al cuadrante topográfico Chalatenango 2458 III (ampliado a escala 1:100,000), se deducen dos lineamientos de fallas locales, el primero, a unos 800 m al sur del cantón El Zapotal, de oriente a poniente en línea casi recta, atraviesa el Cantón El Coyolar sobre el límite de las

¹⁰ Adquirido en las oficinas del IGCN del CNR, en formato impreso, escala 1:1000.

¹¹ Mapa Geológico de la República de El Salvador, escala 1:100,000, cuadrante Chalatenango, 1978.

formaciones Morazán, m2´a, Bálsamo, b2, y San Salvador, Q´f, carretera CH6 sobre el límite de las formaciones Morazán, m2´a, Chalatenango, ch2, Bálsamo, b2 y b1, y la Quebrada El Playón sobre el límite de las formaciones geológicas Morazán, m2´a, Bálsamo, b2, y Q´f; la segunda falla local, a unos 2,625 m al poniente del Cantón El Zapotal, rumbo norte-sur en línea curva, atraviesa la Quebrada El Jute (?) sobre las formaciones Bálsamo, b1, y Chalatenango, ch2, la carretera CH6 sobre la formación geológica Chalatenango, ch2.

Las unidades y miembros geológicos principales en la zona son: Formación Morazán, m2, (?) constituida por rocas efusivas intermedias hasta intermedias ácidas y piroclásticas subordinadas, con alteración hidrotermal; Formación Chalatenango, ch2, (?) constituida por rocas efusivas ácidas de tipo riolítico, eventualmente en transición al miembro c2 de la Formación Cuscatlán, y por piroclastitas subordinadas; Formación Bálsamo, b1 y b2, (?) constituidas por epiclastitas volcánicas, piroclastitas e ignimbritas; localmente efusivas básicas – intermedias intercaladas, facies claro (con lapilli de pómez) y limo rojo; alteración hidrotermal¹²; muy poca formación San Salvador, miembro Q´f, que son depósitos sedimentarios del cuaternario, constituidos por zonas con intercalaciones de rocas piroclásticas, depósitos de estuario, barras costeras, depósitos coluviales, conos de deyección. El miembro Q´f comprende dos áreas¹³ entre la formación Bálsamo, b2, la primera de unos 24,763.004 m² ó 2.4763 ha, ubicada al oriente de Cantón El Zapotal entre las cotas 650 y 800 msnm; la segunda, de unos

¹²Baxter Scott, 1983, Léxico Estratigráfico del Mapa Geológico de El Salvador

¹³Calculadas según Mapa Geológico de El Salvador, escala ampliada 1:25000

289,182.3 m² ó 28.91823 ha, ubicada al sureste de Cantón El Zapotal, entre las cotas 630 y 780 msnm. Entre los cerros La Burrera y Vivo, en dirección hacia el Cantón El Zapotal, se forma una vaguada perteneciente a la formación geológica Chalatenango, ch2, área de unos 61,086.52 m² ó 6.108652 ha, entre las cotas 800 y 1000 msnm, se atraviesa longitudinalmente, al centro, la Quebrada El Playón.

Durante la primera visita, realizada el domingo, 03 de junio de 2012, superficialmente se observaron clastos brechosos, boleos derrumbados, lateritas, tobas (?), arcillas ferrosas o rojizas, en corte o perfil, humus de 1.0m de espesor, las rocas plutónicas eran de unos 2.0m de diámetro; hay meteorización esférica y reptación de suelos. La figura 3.10 muestra una roca plutónica de unos 2.0 m de diámetro, intemperizada (oxidada), con meteorización esférica, junto a ella, boleos derrumbados que sobresalen de la matriz de arcilla ferrosa y vegetación del lugar.

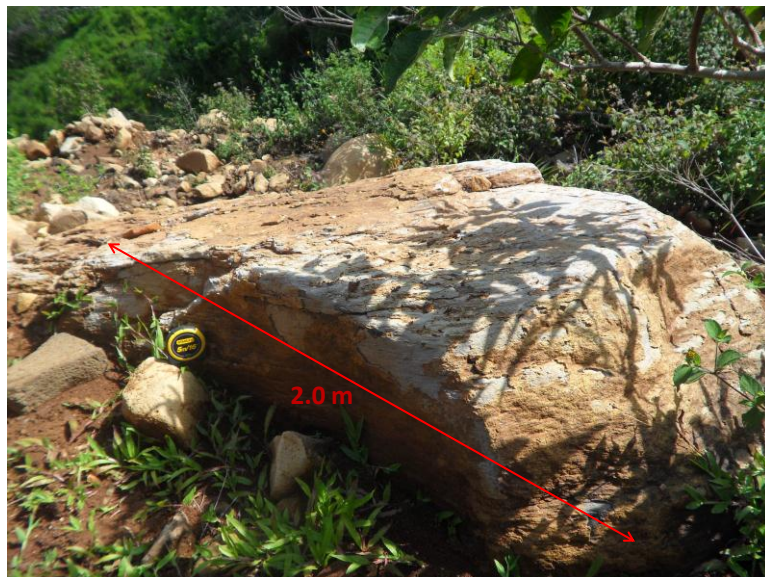


Figura 3.10. Matriz arcillosa de la que sobresalen boleos y una roca plutónica de unos 2.0 m de diámetro, oxidada, con meteorización esférica

3.4.3 Estudio Hidrogeológico

En la zona de estudio, hay acuíferos volcánicos fisurados de extensión limitada, que tienen productividad media, son acuíferos locales generados por el sistema de fallas en la zona¹⁴. Ver figura 3.11.

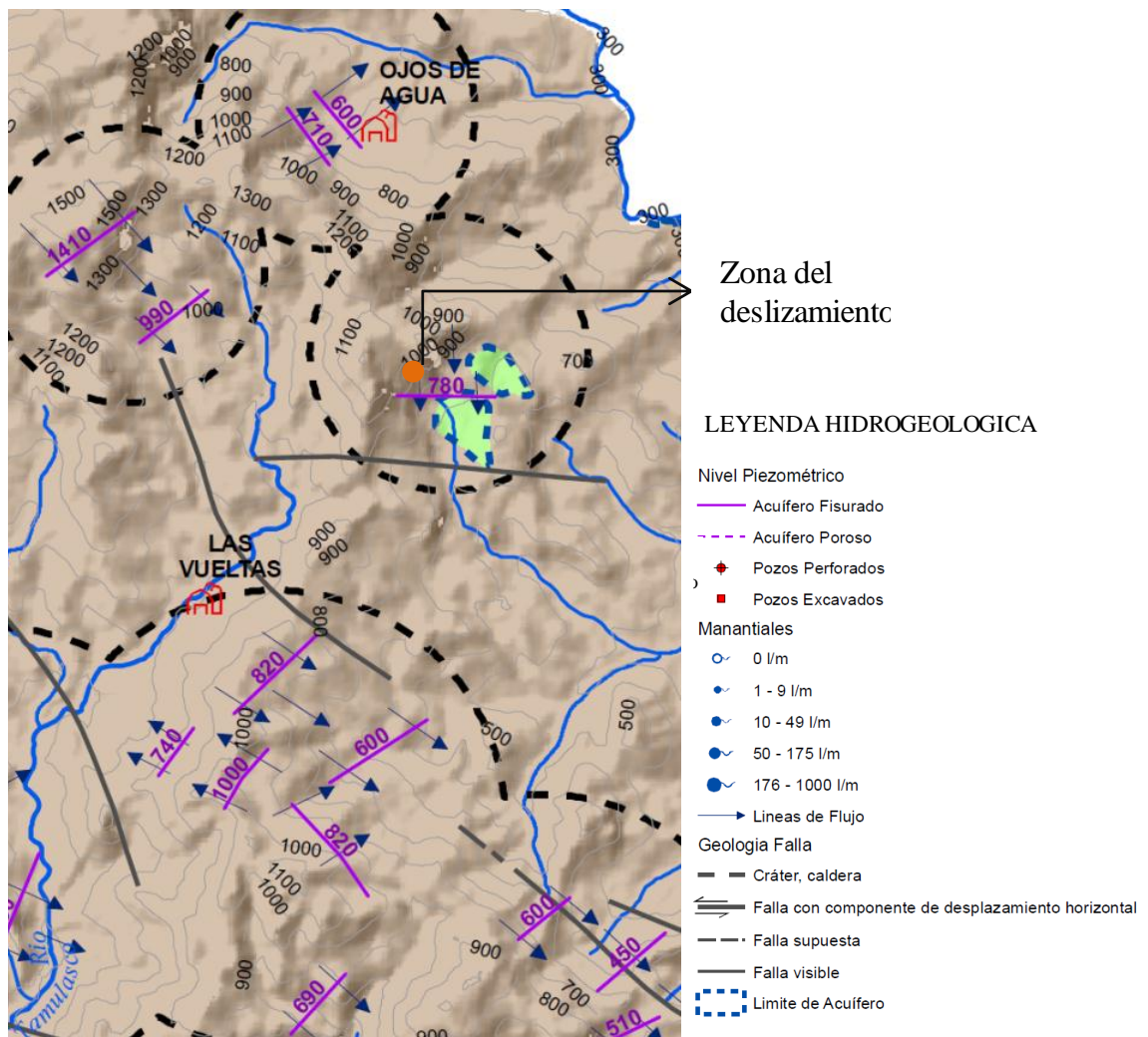



Figura 3.11 Mapa Hidrogeológico de la zona de estudio.

¹⁴Mapa Hidrogeológico de El Salvador. Fuente: ANDA.

A continuación se describen las unidades acuífero, existentes en el área de estudio, según el Mapa Hidrogeológico de El Salvador.

 Unidad Acuífero Volcánico Fisurado de Extensión Limitada y Productividad Media

Esta unidad la constituyen, principalmente, rocas volcánicas andesíticas y basálticas, con intercalaciones piroclásticas. Entre las rocas volcánicas se pueden distinguir flujos y coladas de lavas que provienen de los centros de erupción volcánica de la zona. Los suelos pueden presentar conductividades hidráulicas de medianas a altas, como consecuencia de su porosidad secundaria, fallamiento existente.

 Unidad Acuífero Locales Generados por Sistemas de Fallas

Esta unidad la constituyen, principalmente, rocas volcánicas andesíticas y basálticas, distinguiéndose flujos y coladas de lavas que provienen de procesos tectónico-volcánicos originados en la zona. Los materiales de esta unidad pueden presentar conductividades hidráulicas de medianas a bajas, como consecuencia de su porosidad secundaria, fallamiento existente, formando pequeños acuíferos locales. La manifestación de esta unidad se da por el afloramiento de manantiales que posteriormente contribuyen a la generación de caudal base de los sistemas de escorrentía superficial de la zona.

Cercano a la zona del deslizamiento, punto anaranjado en la figura 3.11, hay acuíferos fisurados a unos 780 msnm, con flujo hacia Cerro Arenilla, Cerro Cuchilla, cantón El Coyolar y quebrada El Playón.

3.4.4 Estudio Geotécnico

Al ir ascendiendo el Cerro La Burrera, se observó reptación de suelos, caracterizado por la inclinación de los árboles de distintos diámetros y tipo, Nance, Maquilishuat, Laurel, el más abundante, el árbol de Nance. La máxima reptación, fue calculada con el ángulo de inclinación respecto a la vertical, 18.8° para un árbol Maquilishuat (?) de 50cm de diámetro, la mínima reptación (inclinación respecto a la vertical) 7.9° para otro árbol de especie desconocida, cuyo diámetro es 25.5cm. La reptación promedio calculada es 13° , el diámetro promedio de los árboles es 22.3 cm. La cota media en la que se encuentran los árboles muestreados a los que se les calculó su reptación, fue 905 msnm. La figura 3.12 muestra las medidas vertical y horizontal para calcular la reptación del suelo, visible en algunos árboles del Cerro La Burrera.

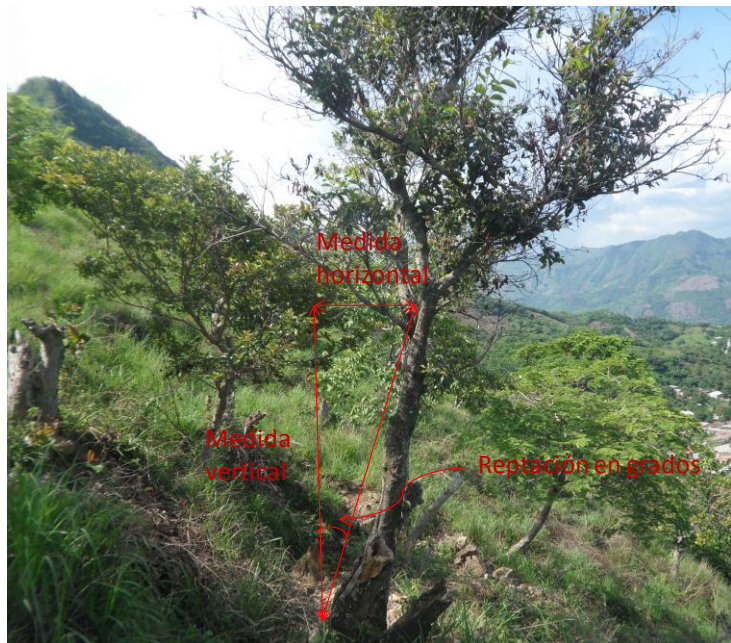


Figura 3.12 Medidas vertical y horizontal para calcular la reptación en los árboles.

El perfil sobre el que se ubican los puntos donde se midieron los perímetros de troncos, medidas vertical y horizontal para calcular reptación, se muestra en la figura 3.13.

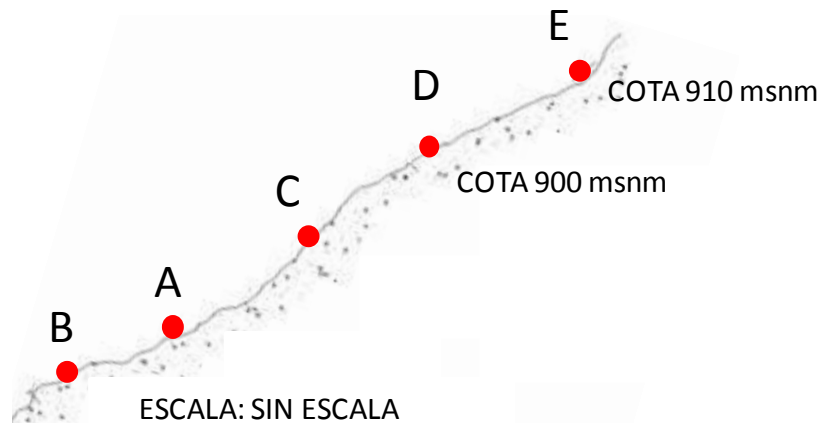


Figura 3.13 Perfil sobre el que se ubican los puntos donde se midieron los perímetros de troncos, medidas vertical y horizontal para calcular reptación.

La tabla 3.3 muestra la medida vertical y horizontal para calcular la reptación, perímetro y diámetro del tronco y cotas de los árboles.

Tabla 3.3 Medidas vertical y horizontal para calcular la reptación, perímetro y diámetro del tronco y cotas de los árboles.

Punto	Tipo de árbol	Medida vertical, cm	Medida horizontal, cm	Reptación ¹⁵ , grados	Perímetro del tronco, cm	Diámetro del tronco, cm	Cota, msnm
A	Nance	180	43	13.4	100	31.8	---
B	Maquilishuat	188	64	18.8	50	15.9	---
C	---	242	40	9.4	---	---	---
D	Nance	185	52	15.7	50	15.9	900
E	¿?	188	26	7.9	80	25.5	910
Promedio				13.04	70	22.3	905

¹⁵Ángulo respecto a la vertical.

A unos 930 msnm, se hizo un muestreo superficial, donde se contó una distribución colmada de rocas de tamaños grandes, diámetro mayor que 50cm, rocas de tamaños medianos, diámetro de 13 a 25cm, rocas de tamaños pequeños, diámetros de 8 a 12cm, rocas de tamaños muy pequeños, diámetros menores que 8cm. El conteo de las rocas se hizo sobre una superficie de ladera de 2.0m x 2.0m, y se calculó la cantidad y porcentajes distribuidos superficialmente, según tamaños, de rocas por unidad de superficie. La tabla 3.4 muestra las cantidades, en unidades, y porcentaje de rocas sobre la superficie cuadrada de la ladera, de 2.0m de lado. A manera de estimar a grosso modo el porcentaje de rocas con cierto tamaño, basado en cantidades de rocas y no en base a peso, se elaboró la curva de tamaños de rocas de los boleos y cantos rodados vistos sobre la ladera, en una superficie cuadrada de 2.0m de lado, ver figura 3.14. Esto, para explicar e interpretar condición de deslizamiento, estabilidad e impactos.

Tabla 3.4 Cantidad, en unidades, y porcentaje de rocas sobre una superficie de ladera, cuadrada, de 2.0m de lado.

Tamaño	Diámetro, cm	Cantidad, u	Cantidad, u	% Retenido		% que pasa
				parcial	acumulado	
Grandes	>50cm	7	7	3.60	3.60	96.40
Medianas	13≤D≤25	50	50	25.69	29.29	70.71
Pequeñas	8≤D≤12	82	82	42.14	71.43	28.57
Muy pequeñas	<8	(40% del subtotal, asumido)	56	28.57	100.00	0.00
SUB-TOTAL		139	195	100.00		
TOTAL		139	195			

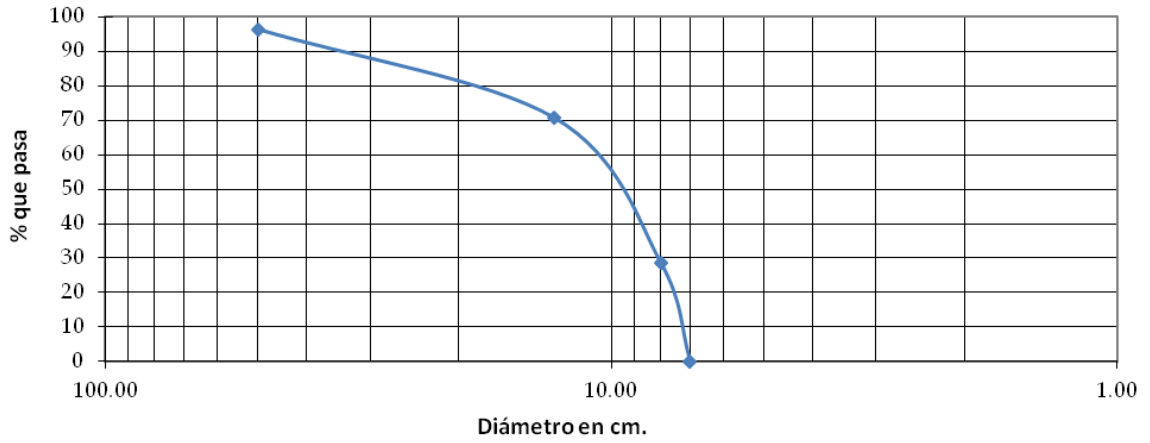


Figura 3.14. Gráfico estimando porcentaje de rocas de varios tamaños, basado en cantidades de rocas y no en base a peso. Conteo en base a pequeños, medianos, grandes para el 100% de una muestra al azar en una superficie de 2m x 2m.

La figura 3.15 muestra la superficie de ladera donde se contabilizaron las rocas de diversos tamaños.



Figura 3.15. Superficie de la ladera donde se contabilizó la distribución de las rocas incrustadas superficialmente, de diversos tamaños.

Para realizar los ensayos básicos de laboratorio (identificación visual manual, granulometría, límites de consistencia, hidrometría, gravedad específica de los suelos, contenido de humedad natural, peso volumétrico, proctor y ensayo triaxial) se extrajeron, de la zona cercana a la cabeza del deslizamiento en el cerro La Burrera, dos tipos de muestras una alterada (3/06/2012), que en adelante se denominarán “A” y otra inalterada (9/06/2012) que en adelante se denominarán “I”.

La muestra A, color café oscuro, fue extraída in situ, durante la visita de campo realizada el domingo 03 de junio de 2012, a profundidad entre 2.0 a 2.5 m desde la superficie en la corona del talud, en el lateral suroeste del deslizamiento de tierra en el cerro La Burrera.

Estudios de Laboratorio. Según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos, S.U.C.S., el suelo de la muestra A, se clasifica como “CH” o arcilla densa arenosa de alta plasticidad, y según la AASHTO es tipo A - 7 - 5 (52). Gravedad específica $G_s = 2.49$, logra su peso volumétrico seco máximo $\gamma_{smax} = 1362 \text{ kg/m}^3$ con una humedad óptima de 32%, ver Anexo 3.6

La muestra inalterada de suelo (I), color café claro, fue extraída in situ, durante la visita de campo realizada el sábado 09 de junio de 2012 a profundidad de 2.5 a 3.0 m, desde la superficie de la corona del talud, en el costado suroeste del deslizamiento de tierra en el cerro La Burrera.

Estudios de Laboratorio. Según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos, S.U.C.S., este suelo se clasifica como “CH” o arcilla densa arenosa de alta plasticidad, o y según la AASHTO es tipo A - 7 - 5 (32). Gravedad específica $G_s = 2.66$, logra su peso volumétrico seco máximo $\gamma_{smax} = 1430 \text{ kg/m}^3$ con una humedad óptima de 30%, ver anexo 3.8. Esta muestra tenía humedad natural, de campo, 46.33%; peso volumétrico húmedo 1721 kg/m^3 y peso volumétrico seco 1176 kg/m^3 . La figura 3.16 es la muestra parafinada, un cubo extraído del espesor de suelo inalterado labrado, introducido en una cubeta hueca hecha de madera para su protección durante el transporte.



Figura 3.16. Protección in situ de la muestra inalterada de suelo.

Datos de Laboratorio, Muestra Inalterada (Cubo de suelo de $0.32\text{m} \times 0.32\text{m}$, color café claro). Se realizaron tres granulometrías, con muestras de suelo secadas previamente al horno, provenientes de la misma muestra inalterada de arcilla. Ninguna granulometría presentó partículas mayores que 4.75mm , retenidas en el tamiz No.4. La primera

granulometría se realizó aplicando el ensayo de Hidrometría ASTM D 422, muestra No. 1, en anexo 3.8, los diámetros y porcentajes de las partículas finas, que se obtuvieron fue 24.62% de arenas medias a finas, de las cuales, 0.82% fue arena media que pasa la malla No.10 y es retenida en la malla No.40, diámetros menores que 2.00mm y mayores que 0.425mm; 23.80% fue arena fina que pasa la malla No.40 y es retenida en la malla No.200, diámetros menores que 0.425 mm y mayores que 0.075mm; 75.38% de granos finos, partículas menores que 0.075mm, que pasan la criba No.200. El 50.4% del peso seco de la muestra total fue limos, granos de tamaño menor que 0.074mm y mayor que 0.005mm, 9.1% fueron arcillas granos de tamaño¹⁶ y 15.88% fueron partículas coloidales, diámetros menores que 0.001mm. Debido a que se realizó el ensayo hidrométrico, se pudo determinar con mayor certeza, el coeficiente de uniformidad, $C_u = 50$, y coeficiente de curvatura, $C_c = 1.28$. El límite líquido fue 70.3%, indicando que es un suelo fino de alta plasticidad, límite plástico 31.4%, representa el límite inferior de la etapa plástica del suelo, índice de plasticidad 38.9%, el cual indica que es

¹⁶Las arcillas son principalmente partículas sub-microscópicas en forma de escamas de mica, minerales arcillosos y otros minerales. Las arcillas se definen como partículas menores que 0.002 mm, en algunos casos, las partículas de tamaño entre 0.002 y 0.005 mm también se denominan arcillas. Las partículas se clasifican como arcilla con base en su tamaño y no contienen necesariamente minerales arcillosos. Los suelos no arcillosos pueden contener partículas de cuarzo, feldespato o mica, suficientemente pequeñas para caer dentro de la clasificación de las arcillas. Por consiguiente, es apropiado para las partículas de suelo menores que 0.002mm ó 0.005mm, ser llamadas partículas tamaño arcilla en vez de arcillas. Las partículas de arcilla son en su mayoría de tamaño coloidal, menor que 0.001mm con 0.002mm de límite superior. FUENTE: Braja M. Das. Fundamentos de Ingeniería Geotécnica. Pág.3.

arcilla. Esta muestra fue clasificada como arcilla densa arenosa de alta plasticidad, cuyo símbolo de grupo es CH, según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos, S.U.C.S., y según la AASHTO¹⁷ A – 7 – 5 (32); el número entre paréntesis es el índice de grupo, IG, que es inversamente proporcional a la calidad de un suelo como material para subrasante. El IG comienza desde cero y no tiene valor máximo, así esta arcilla no sería adecuada como material para subrasante. El peso volumétrico seco máximo fue 1430 kg/m³, con humedad óptima 30.0%. La gravedad específica de los sólidos de la arcilla fue 2.66, este valor está dentro del intervalo aceptable para las arcillas que puede variar entre 2.4 a 2.7.

La segunda granulometría fue realizada por cribado, sin desmenuzar bien los grumos, ver muestra No. 1/2, en anexo 3.8; habiendo hecho granulometría por cribado, se obtuvo 84.93% de arenas medias a finas, de las cuales, 39.01% arena media, 45.92% arena fina, y 15.07% de partículas finas, menores que 0.075mm, que pasan la criba No.200. El coeficiente de uniformidad, $C_u = 6.67$, coeficiente de curvatura, $C_c = 0.94$. El límite líquido 67.5%, indica que es un suelo fino de alta plasticidad, límite plástico 34.6%, este valor representa el límite inferior de la etapa plástica del suelo, índice de plasticidad 32.9%, con más apariencia¹⁸ de limo. Esta muestra fue clasificada como arena limosa, cuyo símbolo de grupo es SM, según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos, S.U.C.S., y según la clasificación AASHTO es tipo A – 2 – 7 (0), el número entre

¹⁷ Sigla: American Association of State Highway And Transportation Officials.

¹⁸ Los resultados de este ensayo son indicadores para clasificación comparativa y no para diseño, ya que los granos de suelo retenidos en las mallas No. 20 y No. 40, aún eran desmenuzables, contrario a esto con la muestra No. 1, a la que se le realizó análisis hidrométrico, sus resultados son más precisos y válidos para diseño.


paréntesis es el índice de grupo, IG, que es inversamente proporcional a la calidad de un suelo como material para subrasante. El IG comienza desde cero y no tiene valor máximo, indicando que esta aparente arena limosa podría ser adecuada como material para subrasante. Habiendo tomado la misma muestra para realizar los tres ensayos granulométricos, los resultados obtenidos en la relación densidad máxima–humedad óptima, gravedad específica, fueron los mismos que la muestra No.1, ver anexo 3.8. Al desmenuzar mejor los grumos de la muestra secada al horno previamente, la tercera granulometría también fue realizada por cribado, ver muestra No. 2/2 en anexo 3.8; se obtuvo que 71.89% son arenas medias a finas, de las cuales, 9.35% son arena media, 62.54% son arena fina, y 28.11% son granos finos, menores que 0.075mm, que pasan la criba No.200. Los coeficientes de uniformidad, C_u , y coeficiente de curvatura, C_c , como pudieron ser calculados debido a que la curva no era graficable para D_{30} y D_{10} . El límite líquido fue 70.3%, indicando que es un suelo fino de alta plasticidad, límite plástico 31.4%, este valor representa el límite inferior de la etapa plástica del suelo, e índice de plasticidad 38.9%, con mayor apariencia¹⁹ de arcilla. Esta muestra fue clasificada como arena arcillosa, cuyo símbolo de grupo es SC, según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos, S.U.C.S., y según la clasificación AASHTO es tipo A – 2 – 7 (4); el índice de grupo es inversamente proporcional a la calidad de un suelo como material para subrasante. Los valores del IG comienza desde cero y no tiene valor máximo, indicando que esta aparente arena arcillosa podría ser adecuada como material


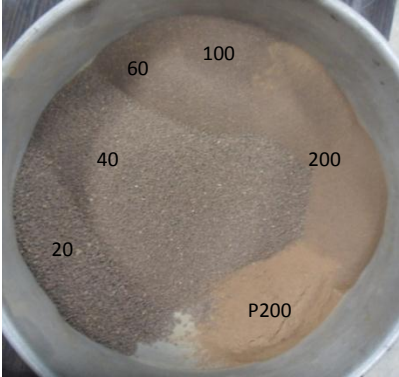

¹⁹ Los resultados de este ensayo son indicadores para clasificación comparativa y no para diseño, ya que los granos de suelo retenidos en las mallas No. 20 y No. 40, aún eran desmenuzables, contrario a esto con la muestra No. 1, a la que se le realizó análisis hidrométrico, sus resultados son más precisos y válidos para diseño.

para subrasante. Tomadas la misma muestra para realizar los tres ensayos granulométricos, los resultados obtenidos en la relación densidad máxima – humedad óptima, gravedad específica, fueron los mismos que la muestra No.1, ver anexo 3.8. Cuando se desmenuza mejor la muestra de suelo, los porcentajes obtenidos de arenas y finos son más exactos debido a que los granos tienden a tener su tamaño máximo, así, la muestra No.2 tuvo 84.93% de arenas y 15.07% de finos, la muestra No.3 tuvo 71.89% de arenas y 28.11% de finos, y la muestra No. 1, realizada por Hidrometría, tiene 24.62% de arenas y 75.38% de finos, mientras disminuye el porcentaje de arenas, aumenta el porcentaje de finos debido a la mejor separación de los granos por desmenuzamiento y por uso de un desfloculante.

Muestra Alterada (color café oscuro). El mismo análisis se aplicó a la muestra alterada, ver muestras No. 1/2H, No. 2/2H, No. 1/2, No. 2/2, obteniendo la misma tendencia de los resultados. La muestra alterada fue clasificada, según la S.U.C.S., como CH, arcilla densa arenosa de alta plasticidad, y según la clasificación AASHTO como A – 7 – 5 (52). La tabla 3.5 muestra fotografías de la muestra alterada, luego de ser tamizada.

Tabla 3.5 Fotografías de la muestra alterada, luego de ser tamizada.

Fotografía	Descripción
	<p>Muestra alterada No. 1/2H, secada al horno luego de hacer las lecturas para Hidrometría, previo a ser tamizada.</p>

Fotografía	Descripción
 <p data-bbox="367 709 829 730">20 40 60 100 200 P200</p>	<p data-bbox="932 348 1438 569">Muestra alterada No.1/2H, Hidrometría. Separación por tamices. De izquierda a derecha: Retenido en malla No.20, 40, 60, 100, 200, pasante de la No.200. A la fracción que pasa la malla No. 200 se debe sumar la pérdida de suelo por lavado.</p>
	<p data-bbox="932 758 1438 1020">Muestra alterada No.1/2, secada al horno y separada por tamices sin desmenuzarse bien. De izquierda a derecha en sentido horario: Retenido en malla No.20, 40, 60, 100, 200, pasante de la No.200. A la fracción que pasa la malla No. 200 se debe sumar la pérdida de suelo por lavado.</p>
	<p data-bbox="932 1167 1438 1461">Muestra alterada No.1/2, secada al horno y separada por tamices. Se hizo un mejor desmenuzamiento de los grumos. De izquierda a derecha en sentido horario: Retenido en malla No.20, 40, 60, 100, 200, pasante de la No.200. A la fracción que pasa la malla No. 200 se debe sumar la pérdida de suelo por lavado.</p>

Habiendo pasado 24 horas después de haber iniciado el ensayo hidrométrico se observó, como lo establece el método de ensayo de la ASTM D 422, que la solución aún tenía coloración café oscuro, para la muestra alterada, y color café semi oscuro, para la muestra inalterada extraída desde mayor profundidad que la alterada, presentando un

porcentaje de partículas en suspensión. 24 horas después de iniciado el ensayo, en cada caso se obtuvieron los porcentajes siguientes, 46.7 % para la muestra alterada y 15.9 % para la muestra inalterada. El porcentaje de suelo fino, granos menores que 0.075mm para ambas muestras, 91.04% y 75.38% respectivamente.

La figura 3.17 muestra la coloración y partículas en suspensión, de la muestra alterada, al cabo de 24 horas de iniciado el ensayo hidrométrico, previo a ser vertido y lavado por la malla No. 200.

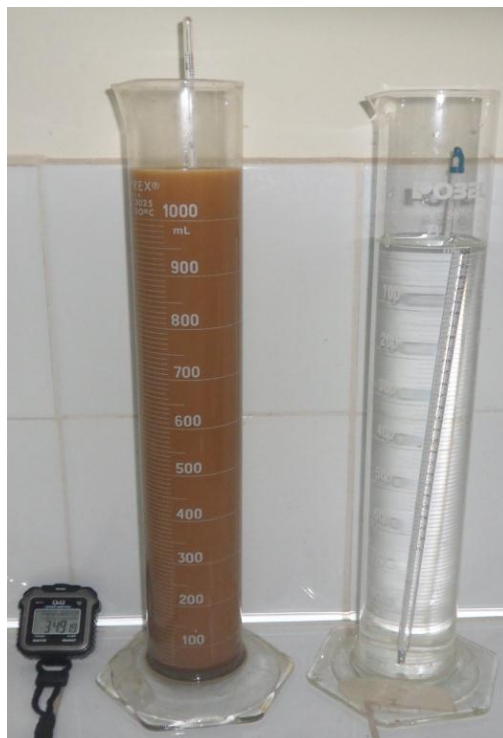


Figura 3.17 Coloración y partículas en suspensión de la muestra alterada, al cabo de 24 horas de iniciado el ensayo hidrométrico.

La gravedad específica, representa la densidad relativa de los sólidos del suelo respecto a la del agua. El valor de $G_s = 2.66$, muestra inalterada, indica que los sólidos del suelo

son 2.66 veces más densos que el agua, por lo que se precipitan al fondo del recipiente al estar suspendidos en agua con la misma densidad²⁰. La Actividad, es el índice para identificar el potencial de expansión de los suelos arcillosos. Así, para la muestra inalterada, la actividad es 2.0, y para la muestra alterada es 0.9. La arcilla de la muestra inalterada, profundidad 2.5 a 3.0 m, tiene mayor potencial a expandirse que la arcilla de la muestra alterada, profundidad 2.0 a 2.5 m. El Índice de liquidez²¹, LI, representa la consistencia relativa de un suelo cohesivo en estado natural. Para la muestra inalterada $LI = -0.62$, lo que representa que al remoldear el suelo, se transforma en forma viscosa que fluye como un líquido²². La humedad natural que tenía la muestra inalterada fue 46.33%, 16.33% mayor que la humedad óptima, logrando un peso volumétrico húmedo²³ de 1720 kg/m^3 y peso volumétrico seco de 1176 kg/m^3 , que representa el 82.24% del peso volumétrico seco máximo 1430 kg/m^3 . Según la fórmula polinomial²⁴ de grado 3, $Y = 0.0614x^3 - 8.055x^2 + 317.57x - 2506.8$; donde Y representa el peso volumétrico seco, en kg/m^3 , y X representa la humedad, en porcentaje, si sustituimos X por 46.33%, humedad natural de la muestra inalterada, obtenemos un valor de peso volumétrico seco igual que 1022.4 kg/m^3 , lo que representa el 86.94% del peso volumétrico seco calculado para la muestra inalterada. La tabla 3.5 muestra el cuadro resumen de los resultados de laboratorio para la muestra inalterada y alterada.

²⁰ La densidad del agua puede variar de un lugar a otro, de la temperatura, debido al Cloro que se le agrega para purificarla y otros elementos purificadores y desinfectantes..

²¹ No se pudo calcular para la muestra alterada, ya que se mojó debido a lluvia, entonces, la humedad calculada es mayor que la humedad de campo.

²² FUENTE: Braja M. Das. Fundamentos de Ingeniería Geotécnica. Pág.34.

²³ A una probeta se le midieron seis diámetros, 6 alturas, se obtuvo el promedio y se determinó su volumen, luego, se introdujo al horno para secarlo y calcular el peso volumétrico seco.

²⁴ Generada en hoja de calculo al hacer la gráfica de Proctor.

Tabla 3.5 Cuadro resumen de los resultados de laboratorio para la muestra inalterada y alterada.

No.	Muestra No.	GRANULOMETRIA						LIMITES DE ATTERBERG			CLASIFICACION			PROCTOR MODIFICADO			GRAVEDAD ESPECIFICA, adimensional	OBSERVACIONES	
		Porcentaje de Granos, %						Límite Líquido LL, %	Límite Plástico LP, %	Índice de Plasticidad IP, %	SUCS		Peso Volumétrico Seco Máximo, kg/m ³	Humedad Óptima, %					
		Grava	Gruesa	Media	Fina	Total	Finos				Símbolo de Grupo	Nombre de Grupo			AASHTO				
CERRO LA BURRERA. Visita de campo 09 y 10/06/2012																			
MUESTRA INALTERADA. Color café claro, profundidad: 2.5 - 3.0 m																			
1	1	0.00	0.00	0.82	23.80	24.62	75.38	50.00	1.28	70.3	31.4	38.9	CH	Arcilla densa arenosa de alta plasticidad	A - 7 - 5 (32)	1430	30.0	2.66	Si se practicó un análisis hidrométrico. Se utilizaron valores de muestra No. 2/2B para límites de Atterberg. Ver anexo 8
2	1/2	0.00	0.00	39.01	45.92	84.93	15.07	6.67	0.94	67.5	34.6	32.9	SM	Arena limosa	A - 2 - 7 (0)			No se hizo ensayo de hidrometría. Se utilizaron valores de muestra No. 1/2B para límites de Atterberg. Ver anexo 8	
3	2/2	0.00	0.00	9.35	62.54	71.89	28.11	---	---	70.3	31.4	38.9	SC	Arena arcillosa	A - 2 - 7 (4)			No se hizo ensayo de hidrometría. En la curva granulométrica, no se visualizaba el diámetro efectivo D10 para calcular Cc y Cu. Se utilizaron valores de muestra No. 2/2B para límites de Atterberg. Ver anexo 8	
CERRO LA BURRERA. Visita de campo 03/06/2012																			
MUESTRA ALTERADA. Color café oscuro, profundidad: 2.0 - 2.5 m																			
4	1/2H	0.00	0.00	1.42	7.74	9.16	90.84	---	---	83.6	34.3	49.3	CH	Arcilla densa arenosa de alta plasticidad	A - 7 - 5 (53)			Si se practicó el análisis hidrométrico. En la curva granulométrica, no se visualizaba el diámetro efectivo D10 y D30 para calcular Cc y Cu. Se utilizaron valores de muestra No. 1/2A para límites de Atterberg. Ver anexo 8	
5	2/2H	0.00	0.00	1.24	7.72	8.96	91.04	---	---	82.0	34.2	47.8	CH	Arcilla densa arenosa de alta plasticidad	A - 7 - 5 (52)	1362	32	2.49	Si se practicó el análisis hidrométrico. En la curva granulométrica, no se visualizaba el diámetro efectivo D10 y D30 para calcular Cc y Cu. Se utilizaron valores de muestra No. 2/2A para límites de Atterberg. Ver anexo 8
6	1/2	0.00	0.00	60.02	37.42	97.44	2.56	4.00	1.36	83.6	34.3	49.3	SP	Arena mal graduada	A - 7 - 5 (0)			No se hizo ensayo de hidrometría. Se utilizaron valores de muestra No. 1/2A para límites de Atterberg. Ver anexo 8	
7	2/2	0.00	0.00	38.73	48.99	87.72	12.28	5.33	1.33	82.0	34.2	47.8	SC	Arena arcillosa	A - 7 - 5 (0)			No se hizo ensayo de hidrometría. Se utilizaron valores de muestra No. 2/2A para límites de Atterberg. Ver anexo 8	

Para complementar el estudio geotécnico, realizar el ensayo de permeabilidad de pared flexible, según ASTM D5084, para determinar el coeficiente de permeabilidad; realizar el ensayo Triaxial, prueba drenada-consolidada, para determinar el valor de la presión de poros, que afecta el desequilibrio de la estructura terro-rocosa.

3.4.5 Estudio Hidrológico

La zona de estudio se ubica en la sub-cuenca del Río Sumpul²⁵ la cual forma parte de la cuenca del Río Lempa. En la proximidad de la cota 1000 msnm, entre el Cerro La Burrera y el Cerro Vivo, nace la quebrada El Playón que se desarrolla en dirección Sureste, longitud 5 km, hasta desembocar en el río Sumpul. La precipitación pluvial intensa, del evento extraordinario, tormenta tropical Agatha, los días 29 y 30 de mayo de 2010; acumuló 195 mm de lluvia durante las 24 horas que duró; este fue el factor más incidente de esa fecha, que activó el deslizamiento ocurrido en el Cerro La Burrera. La recopilación de lluvia acumulada en la zona de estudio desde el año 2005 a 2012, por los eventos meteorológicos ocurridos en el Salvador, en ese período de tiempo, se resume en la tabla 3.6.

Tomando de referencia los datos geomorfológicos y topográficos de la sub-cuenca (ver anexos 3.2 y 3.7), se estima el caudal, Q , que pasa por el cantón El Zapotal, proveniente de la sub-cuenca que se forma en la zona de estudio, esto, con el fin de proponer las obras necesarias para mitigar la amenaza y vulnerabilidad a las viviendas cercanas a la zona donde desemboca la escorrentía superficial de esa sub-cuenca y el flujo de rocas,

²⁵Morán, G. Evaluación de Amenazas y Plan Municipal de Reducción del Riesgo del Municipio de Ojos de Agua, Departamento Chalatenango. Pág. 13. Noviembre 2006.

suelo y árboles proveniente del cerro La Burrera y el Cerro Vivo, para cuando pueda ocurrir otro deslizamiento.

Tabla 3.6 Lluvia Máxima Acumulada por Eventos Meteorológicos desde 2005 - 2012

Fecha	Nombre de la tormenta	Lluvia acumulada, mm
17/05/05 - 21/05/05 (lluvia acumulada del 19 al 21 de mayo)	Depresión tropical Adrián	50 a 75
29/05/2010 - 30/05/2010	Tormenta Tropical Agatha	195
24/09/10 – 26/09/10	Tormenta tropical Mathew	80 a 90
28//09/10 - 29/09/10	Tormenta tropical Nicole	
12/10/11 – 24/10/11 (lluvia acumulada del 10 al 20 de octubre)	Tormenta tropical 12E	250
01/05/12 - 15/05/12	---	150 - 200

Para el caso de estudio del deslizamiento de tierra en cerro La Burrera, se tomará de Referencia el “Estudio Hidrológico e Hidráulico Mejoras al Drenaje en el Rio Sumpul al Sur del Puente”, en el cual se analizan los parámetros hidrológicos de la cuenca del Río Sumpul (ver Anexo3.9), tomando de este, los datos hidrológicos necesarios para el diseño de la propuesta de solución, utilizando la fórmula racional para el cálculo de caudales $Q=CIA$, donde C; es el coeficiente de escorrentía, I; Intensidad de la lluvia (m/s), A; Área de Influencia (m^2).

Cálculo de Intensidades:

Para el cálculo de las intensidades de lluvia se tomó la Estación Chorrera del Guayabo, en el departamento Cabañas, latitud $14^{\circ} 00'$ norte y longitud $88^{\circ} 45'$, elevación 190msnm; en esta estación, el último registro anual disponible es del año 2009, donde la

precipitación anual acumulada fue 2,121mm. De los datos estadísticos de esta estación meteorológica, se obtuvieron las curvas Intensidad – Duración – Frecuencia (IDF), los resultados se presentan en la tabla 3.7:

Tabla 3.7 Intensidad de Lluvia (mm/h), obtenidas de datos estadísticos de la estación Chorrera de Guayabo.

t(minutos)	Período de Retorno									
	500	200	100	50	25	20	10	5	3	2
5	316.90	290.14	258.43	234.63	222.12	213.23	193.84	184.19	156.94	152.61
10	272.46	249.72	225.14	204.74	193.39	184.68	166.80	152.93	135.78	118.96
15	239.56	219.69	199.75	181.89	171.41	163.18	146.74	131.66	119.74	99.14
20	214.15	196.45	179.72	163.82	154.02	146.36	131.23	116.16	107.16	85.86
30	177.38	162.72	150.08	137.01	128.25	121.71	108.73	94.90	88.66	68.90
45	141.94	130.14	120.81	110.47	102.79	97.63	87.00	75.47	70.57	54.40
60	118.88	108.92	101.43	92.85	85.94	81.81	72.85	63.27	58.70	45.64
90	90.47	82.76	77.23	70.81	64.96	62.19	55.41	48.58	44.06	35.36
120	73.52	67.15	62.66	57.50	52.37	50.44	45.00	39.92	35.35	29.37
180	54.04	49.24	45.83	42.11	37.93	36.91	33.04	29.99	25.43	22.51
240	43.07	39.16	36.34	33.42	29.84	29.29	26.31	24.35	19.92	18.59
360	31.00	28.10	25.93	23.87	21.04	20.94	18.91	18.07	13.95	14.17

En la zona del caso de estudio las precipitaciones máximas, típicas, tienen período de duración 30 min a 60 min; por tanto, en este caso se utilizará la intensidad para una duración de 30 min y un período de retorno de 25 años, esta es:

$$\text{Intensidad} = 128.25 \text{ mm/h} = 0.000035625 \text{ m/s}$$

Cálculo del Coeficiente de Escorrentía:

El coeficiente de Escorrentía se obtiene de la tabla 3.8, en la cual se hace uso de parámetros cualitativos de la superficie del terreno para estimar el coeficiente de escorrentía. Los valores utilizados corresponden a pendientes mayores que 30%, suelo bastante impermeable, vegetación cubre poco más de 50% de la superficie de la cuenca,

capacidad de infiltración y almacenaje de agua poca; la suma de los valores de K obtenidos es 80.

Tabla 3.8 Tabla para estimación de coeficiente de escorrentía C

VALORES DE K				
1. Relieve del terreno	40 Muy accidentado, pendientes superiores a 30%	30 Accidentado, pendientes entre 10% y 30%	20 Ondulado, pendientes entre 5% y 10%	10 Llano, pendientes inferiores a 5%
2. Permeabilidad del suelo	20 Muy impermeable, roca.	15 Bastante impermeable, arcilla.	10 bastante permeable, normal	5 Muy permeable, arena
3. Vegetación	20 Ninguna	15 Poca, menos de 10% de la superficie	10 Bastante, hasta el 50% de la superficie	5 Mucha, hasta el 90% de la superficie
4. Capacidad de almacenaje de agua	20 Ninguna	15 Poca	10 Bastante	5 Mucha
Valor de K, entre el rango	75 - 100	50 - 75	30 - 50	25 - 30
Valor de C	0.65 - 0.80	0.50 - 0.65	0.35 - 0.50	0.20 - 0.35

Se utilizará Coeficiente de Escorrentía, $C = 0.65$

Área de Influencia:

El área de influencia de la sub-cuenca fue calculada a partir del Anexo 3.2 Mapa de Curvas Altimétricas de Zona de Influencia del Deslizamiento de Tierra en Cerro La Burrera, escala 1:2,000., delimitando el área de la sub-cuenca, definiendo el parteaguas

que pasa por los puntos más altos del cerro La Burrera y el Cerro Vivo y por los lomos que dividen el flujo de agua.

$$\text{Área} = 540,583.47 \text{ m}^2$$

$$Q = CIA = 0.65 \times 0.000035625 \times 540,583.47$$

$$Q = 12.5 \text{ m}^3/\text{s}$$

Basados en la propuesta de Obras de Ingeniería para mitigación de riesgo y control de vulnerabilidad en zonas de deslizamientos, como el caso seleccionado, el deslizamiento en el Cerro la Burrera, debe basarse en el conocimiento razonable de las propiedades del suelo que conforma la ladera y la información topográfica, hidrológica, geológica e hidrogeológica más certera posible. Los datos obtenidos con este propósito se utilizarán, para realizar la propuesta de solución, que más se ajuste a las condiciones de campo y que sea factible realizar técnica y económicamente, para el control del riesgo y vulnerabilidad para la población y la infraestructura vial ubicados en el área de influencia del deslizamiento.

CAPITULO 4

ANALISIS DE DATOS DE LADERA EN CERRO LA BURRERA

4.1. Introducción

En este capítulo, se presenta el análisis de los resultados obtenidos durante el estudio bibliográfico, de campo y laboratorio, del deslizamiento de tierra en el cerro La Burrera, contenidos en el capítulo 3 de este trabajo de graduación. Se realizó la interpretación de resultados para obtener el diagnóstico del problema de inestabilidad, en la zona de estudio, para realizar una propuesta de obras de ingeniería para mitigación de riesgo y control de vulnerabilidad en zona de deslizamiento de tierra en cerro La Burrera.

4.2. Resumen de datos, deslizamiento de tierra en Cerro La Burrera

4.2.1. Fisiografía

Superficialmente, al ir ascendiendo en el cerro La Burrera, hay rocas sueltas de diversos diámetros, menores que 5 cm hasta diámetros mayores que 1.5 m, clastos brechosos y derrubios. En la zona baja del cerro, cotas 750 msnm a 1000 msnm, la vegetación es media, predominando zacate alto común y arbustos de nance, maquilishuat; más cerca de la zona donde está el deslizamiento, la vegetación es muy escasa ($\approx 50\%$ descubierto), quedando expuestas a erosión intensa, los laterales y el canal ceñido por el deslizamiento de tierra. En este canal, desde la cota 1045 msnm, en los últimos 25 m a lo largo del deslizamiento, hay flujo natural de agua, aflorando con lámina no mayor que 2 cm de espesor, indicando que hay agua subterránea en la zona del deslizamiento. Durante el ascenso se observó otro curso de agua superficial, aproximadamente a 200 m de la zona del deslizamiento, donde había ganado pastando.

4.2.2. Topografía

La zona donde ocurrió el deslizamiento de tierra se ubica entre las cotas 1086 a 1035 msnm, zona alta del cerro La Burrera, cuya elevación máxima es 1,223.65 msnm. Ver las pendientes predominantes, en tabla 4.1 y figura 4.1:

Tabla 4.1 Pendientes predominantes en zona de deslizamiento

Elev. Inicial msnm	Elev. Final msnm	Desnivel m	Dist. Horiz. m	Pendiente %	Ubicación
1156	1125	31	60	50	Zona anterior deslizamiento
1125	1116	9	9	20	
1116	1096	20	44	45	
1096	1086	10	50	20	
1086	1082	4	3.5	115	Corona deslizamiento
1082	1069	13	56	23	Cuerpo deslizamiento
1069	1051	18	51	33	
1051	1048	3	20	14	
1048	1032	16	46	34	
1032	970	62	83	60	Zona posterior deslizamiento

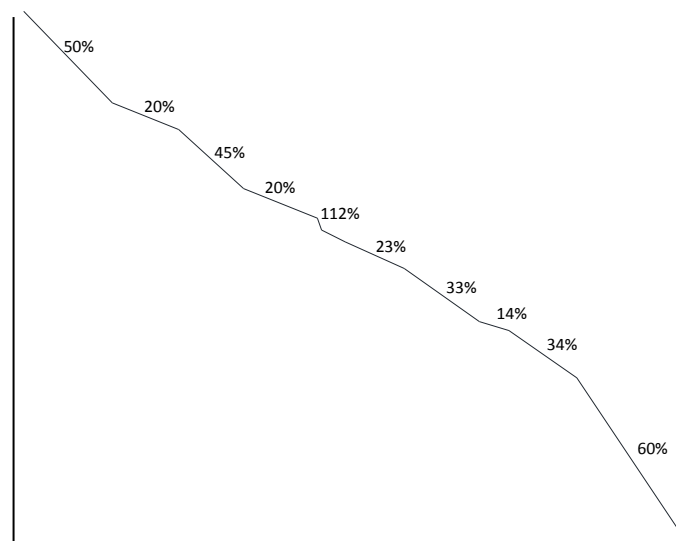


Figura 4.1 Pendientes predominantes en zona de deslizamiento

4.2.3. Geología

En el cerro La Burrera existen las formaciones geológicas siguientes: Bálamo, Chalatenango, Cuscatlán, ver mapa geológico fig. 1.3, pág. 7; en campo, superficialmente se observó la existencia de rocas ígneas, efusivas, incrustadas en la matriz de suelo, estas rocas brechosas y boleas derrubias con meteorización intensa, por su constante movimiento y por la acción oxidante del agua e intemperismo. La masa terro-arcillosa que compone la ladera deslizada, está constituida por suelos arcillosos rojizos y arenas, la fracción rocosa es de origen volcánico, dispuestas en forma misceláneas, como clastos y brechas o gravas gruesas y delgadas o finas.

4.2.4. Geotecnia

Los resultados obtenidos del análisis de laboratorio, para el caso de estudio, deslizamiento en cerro la burrera, se resumen en tabla 4.2.

Tabla 4.2 Resumen de resultados de Laboratorio, muestra inalterada

No.	GRANULOMETRIA			LIMITES DE ATTERBERG			CLASIFICACIÓN		PROCTOR MODIFICADO		GRAVEDAD ESPECIFICA	
	Porcentaje de Granos, %			LL %	LP %	IP %	SUCS		AASHTO	Peso Volumétrico Seco Máximo, kg/m ³		Humedad Óptima, %
	Grava	Arena	Finos				Símbolo de Grupo	Nombre de Grupo				
1	0.00	24.62	75.38	70.3	31.4	38.9	CH	Arcilla densa arenosa de alta plasticidad	A - 7 - 5 (32)	1430	30.0	2.66

Humedad Natural	46.33%	Angulo de fricción interno	5°
Peso volumetrico humedo	1,721 kg/m ³	Cohesión	0.25 kg/cm ²
Peso volumetrico seco	1,176 kg/m ³	Resistencia a la compresión	0.50 kg/cm ²

Basados en estos resultados, se calcularon las propiedades índices más relevantes de los suelos, se resumen en la tabla 4.3.

Tabla 4.3 Propiedades índices

PROPIEDAD	VALOR
Peso Total	888.2 gr
Peso de los sólidos	607.0 gr
Peso del Agua	281.2 gr
Volumen total	516.0 gr
Volumen de los sólidos	228.2 cm ³
Volumen de vacíos	287.8 cm ³
Relacion de Vacíos	1.26
Porosidad de los suelos	0.56
Grado de saturacion	97.70%

Utilizando la relación de vacíos (e), humedad natural ($w\%$), y el peso específico seco (γ) del suelo proveniente de la muestra inalterada, se ocupó la tabla 4.4 para tipificar el suelo según sus propiedades índices, basados en la tabla 4.4; el suelo tiene índices mecánicos que lo asemejan a arcilla suave¹ y con el SUCS de clasificación, es arcilla densa arenosa de alta plasticidad, ver capítulo 3.

Tabla 4.4 Tipo de suelo en función de propiedades índices*

Tipo de suelo	Relación de Vacíos e	Contenido natural de agua $w\%$	Peso específico seco γ (t/m ³)
Arena suelta uniforme	0.80	30	1.45
Arena densa uniforme	0.45	16	1.80
Arena limosa suelta de grano angular	0.65	25	1.60
Arena limosa densa de grano angular	0.40	15	1.90
Arcilla firme	0.60	21	1.70
Arcilla suave	0.90 - 1.40	30 - 50	1.15 - 1.45
Loess	0.90	25	1.35
Arcilla orgánica	2.50 - 3.20	90 - 120	0.60 - 0.80
Tilita glacial	0.30	10	2.10

* Adaptada de Peck R.- Hanson W.- Thornburn T., segunda edición, 1982.

¹Arcilla suave es el suelo que tiene resistencia a la compresión simple entre 0.25 a 0.50 kg/cm², Terzaghi y Peck, 1955. En campo puede identificarse porque el pulgar puede penetrar en ella varios centímetros, Peck R.- Hanson W.- Thornburn T., 1982.

Para tener un indicador del mineral predominante en el suelo arcilloso que compone la matriz de la masa de suelo del cerro La burrera, en la corona del deslizamiento de tierra (sitio de extracción de la muestra inalterada), se utilizó la tabla 4.5.

Tabla 4.5 Valores de Límites de Atterberg de los minerales de la arcilla con varios cationes adsorbidos*

Cation	Na +		K +		Ca ++		Mg ++	
	LL	IP	LL	IP	LL	IP	LL	IP
Mineral de la arcilla:								
Caolinita	29	1	35	7	34	8	39	11
Ilita	61	27	81	38	90	50	83	44
Montmorillonita	344	251	161	104	166	101	158	99

*Adaptada de Peck R.- Hanson W.- Thornburn T., segunda edición, 1982.

Según tabla 4.5, propiedades índices del suelo de la zona de estudio, se asemeja a arcilla ilítica, catión K+ (se puede confirmar con análisis mineralógico). La facultad de adsorber agua en la superficie de un mineral arcilloso, varía en el mismo orden que su capacidad de intercambio de cationes y el tipo de cationes presentes. A continuación, se muestra en orden de menor a mayor, la capacidad de intercambio catiónico en miliequivalentes por 100 gr, de los tres minerales principales que componen las arcillas, caolinita (3-15), ilita (10-40), montmorillonita (70-100); el contenido de humedad natural, 46%, en la zona del caso de estudio, es baja en comparación con arcillas japonesas que han registrado valores excepcionales de 1400%; en México, en la región sureste hasta de 1000% y en el valle, humedades normales entre 500%-600%.

La permeabilidad, de la matriz de suelo fino, arcilla arenosa, tiene valores entre 10^{-3} a 10^{-6} cm/s, permeabilidad moderada a baja, ver tabla 4.6. En el cerro La Burrera, las

fracturas, fisuras rocosas y porosidad, de las rocas que la componen, según el mapa hidrogeológico de El Salvador, en la zona de estudio, la permeabilidad es secundaria, con valor entre 10^{-5} a 10^{-2} cm/s, según tabla 4.6, de baja a moderada. La permeabilidad en las masas terro-rocosas no es isotrópica, sino que varía según la orientación de las discontinuidades, y con la fracturación, diaclasamiento, abertura y relleno en las juntas.

Tabla 4.6 Coeficientes de Permeabilidad para suelos y rocas.

Permeabilidad	k (cm/s)	Roca Intacta	Roca Fracturada	Suelo
Impermeable	10^{-10}	Pizarra		
	10^{-9}	Dolomia		
	10^{-8}	Granito		
	10^{-7}			
Baja a Moderada Permeabilidad	10^{-6}	Caliza Arenisca		Arenas muy finas, limos orgánicos e inorgánicos, mezclas de arena y arcilla, depósitos glaciares
	10^{-5}		Juntas rellenas de arcilla	
	10^{-4}			
	10^{-3}			
Alta Permeabilidad	10^{-2}		Roca diaclasada	
	10^{-1}			Arena limpia, mezcla limpia de arena y grava
	1		Roca con juntas abiertas	
	10			
	10^2		Roca muy fracturada	Grava limpia

*Adaptada de Hoek y Bray, 1977.

4.2.5. Hidrología

La zona donde ocurrió el deslizamiento de tierra, se ubica en la sub-cuenca limitada al este, por el cerro vivo, y al oeste, por el cerro La Burrera, el agua drena en dirección hacia el cantón El Zapotal, en la quebrada El Playón. El área de influencia de la sub-cuenca es 0.54 km^2 y el caudal colectado calculado en esta área es $15 \text{ m}^3/\text{s}^2$. La intensidad y duración de las lluvias es variable en cada invierno, la tormenta tropical

²Ver capítulo 3, numeral 3.4.5 Estudio hidrológico.

Agatha que activó el deslizamiento de tierra en el cerro La Burrera, tuvo duración 24 h y 350 mm de lluvia acumulada.

4.2.6. Hidrogeología

En la zona de estudio, hay acuíferos locales generados por sistemas de falla, constituidos, principalmente, por rocas volcánicas andesíticas y basálticas, que provienen de procesos tectónico-volcánicos originados en la zona. Los acuíferos de esta unidad presentan conductividades hidráulicas de medianas a bajas (10^{-2} hasta 10^{-5} cm/s), como consecuencia de los fallamientos existentes, formando pequeños acuíferos locales, que se manifiestan por el afloramiento de manantiales, que posteriormente contribuyen a la generación de caudal base de los sistemas de escorrentía superficial de la zona.

Todos los resultados están tabulados en la tabla 4.7

Tabla 4.7 Resumen de resultados para análisis de estabilidad en zona de deslizamiento, cerro La Burrera.

Estudio	Parámetros en zona alta del cerro La Burrera
Fisiografía	Vegetación escasa, cubriendo menos del 50% de área, afloramiento de agua cota 1035 msnm
Topografía	Pendiente varía entre 20% - 60%, promedio en zona de deslizamiento 30%, volumen de suelo perdido $7,255 \text{ m}^3$
Geología	Rocas ígneas, efusivas, incrustadas en matriz de suelo fino, rocas brechosos, boleas, rocas plutónicas mayores que 1.5 m.
Geotecnia	Matriz arcillosa: Peso volumétrico húmedo 1721 kg/m^3 , cohesión 0.25 kg/cm^2 , ángulo de fricción interna 5° , reptación promedio, 13° . Para el cálculo de estabilidad, no se utilizará el valor del ángulo de fricción interna, obtenido en el ensayo triaxial, ya que este valor corresponde únicamente a la fracción fina de la masa; el ángulo de fricción interna para rocas muy meteorizadas, fracturadas y fisuradas varía entre 25° a 30° , se utilizará 25° en los cálculos, ya que se evaluará la estabilidad de la masa terro-rocosa.
Hidrología	Escorrentía superficial intensa por baja permeabilidad del suelo arcilloso, 10^{-3} a 10^{-6} cm/s.
Hidrogeología	Acuíferos locales, generados por sistema de fallas, permeabilidad 10^{-2} a 10^{-5} kg/cm ²

Partiendo de estos datos se realizó la modelación de la superficie de falla, del deslizamiento ocurrido, la zona analizada es la corona, donde tiene aplicación las teorías. para análisis de estabilidad, se ha seleccionado para el análisis, el método de la cuña simple, que considera una superficie poligonal de la masa de suelo, que falla sobre un plano de rotura inclinado en un ángulo que varía en cada iteración hasta obtener los factores de seguridad esperados ($FS > 1.4$, caso estático y $FS = 1.1$, caso dinámico³), se analiza estableciendo equilibrio de fuerzas horizontales y verticales, debiendo ser la resistencia tangencial, mayor que las fuerzas actuantes. Ver en figura 4.2 la modelación de la masa de suelo, por el método de cuña simple.

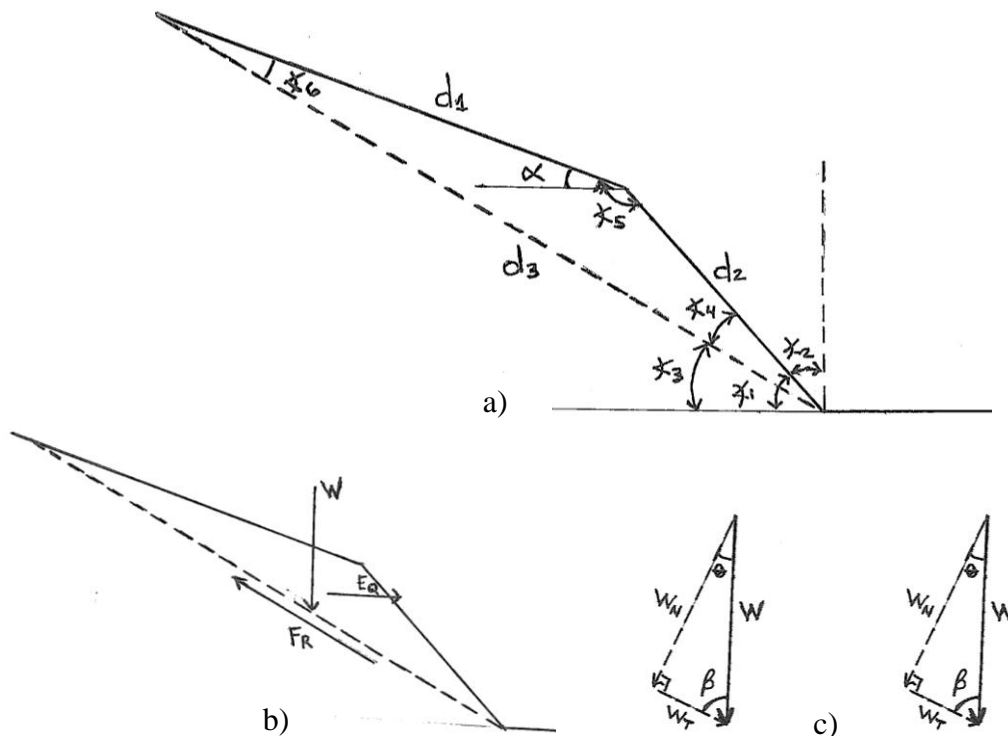


Figura 4.2 a) Modelo geométrico a utilizar en análisis, b) Diagrama de cuerpo libre, c) Descomposición de fuerzas actuantes.

³Norma Técnica Salvadoreña para Diseño de Cimentaciones y Estabilidad de Taludes, capítulo 6, tabla 6.2.

Donde,

α_1 : ángulo de inclinación del talud respecto a la horizontal

α_2 : ángulo complementario de α_1

α_3 : ángulo de inclinación del plano de rotura

α_4 : ángulo interno de la cuña, diferencia de α_1 y α_3

α_5 : ángulo interno de cuña de falla

α_6 : ángulo interno de la cuña de falla

α : segundo ángulo de inclinación de la cuña de falla

β : ángulo de inclinación del plano de rotura, respecto a la vertical

θ , α_3 : ángulo de inclinación del plano de rotura

d_1, d_2, d_3 : lados del polígono ó cuña de falla

W : peso de la cuña de falla

W_N : componente normal del peso de la cuña de falla

W_T : componente tangencial del peso de la cuña de falla

F_R : fuerza tangencial resistente

E_Q : Fuerza sísmica

E_{QN} : Componente normal de la fuerza sísmica

E_{QT} : Componente tangencial de la Fuerza sísmica

De figura 4.2,

$$\alpha_1 = 50^\circ$$

$$\alpha_2 = 90^\circ - \alpha_1 = 40^\circ$$

$$\alpha_3 = 30^\circ$$

$$\alpha_4 = \alpha_1 - \alpha_3 = 50^\circ - 30^\circ = 20^\circ$$

$$\alpha_5 = 180^\circ - \alpha_1 - \alpha = 180^\circ - 50^\circ - 20^\circ = 150^\circ$$

$$\alpha_6 = 180 - \alpha_4 - \alpha_5 = 180^\circ - 20^\circ - 150^\circ = 10^\circ$$

$$\frac{d_1}{\sin \alpha_4} = \frac{d_2}{\sin \alpha_6} = \frac{d_3}{\sin \alpha_5} \rightarrow d_1 = 10.44 \text{ m}, d_3 = 15.26 \text{ m}$$

$$\beta = \alpha_2 + \alpha_4 = 60^\circ$$

$$\text{Perímetro} = \frac{d_1 + d_2 + d_3}{2} = \frac{10.44 + 5.3 + 15.26}{2} = 15.5 \text{ m}$$

$$\text{Área} = \sqrt{15.5(15.5 - 10.44)(15.5 - 5.3)(15.5 - 15.26)} = 13.86 \text{ m}^2$$

$$W = \gamma A (1.0) = 1721 (13.86) (1.00) = 23853.06 \text{ kg} = 23.85 \text{ t}$$

$$W_N = W \cos \alpha_3 = 23.85 \cos 30 = 20.60 \text{ t}$$

$$W_T = W \sin \alpha_3 = 23.85 \sin 30 = 11.93 \text{ t}$$

$$E_Q = 0.2W = 0.2 (23.85) = 4.77 \text{ t}$$

$$E_{QN} = E_Q \sin \alpha_3 = 4.77 \sin 30 = 2.39 \text{ t}$$

$$E_{QT} = E_Q \cos \alpha_3 = 4.77 \cos 30 = 4.13 \text{ t}$$

Caso Estático

$$F_{\text{act}} = W_T = 11.93 \text{ t}$$

$$F_{\text{res}} = W_N \tan \varphi + C(d_3)(1) = 20.60 [\tan(25)] + 2.5 (15.26) = 47.75 \text{ t}$$

$$\frac{F_{\text{res}}}{F_{\text{act}}} = \frac{47.75}{11.93} = 4.02 > 1.4$$

Caso Dinámico

$$F_{\text{act}} = W_T + E_{QT} = 11.93 + 4.13 = 16.06 \text{ t}$$

$$F_{\text{res}} = (W_N - E_{QN}) \tan \varphi + C(d_3)(1)$$

$$F_{\text{res}} = (20.60 - 2.39) [\tan(25)] + 2.5 (15.26) = 46.64 \text{ t}$$

$$\frac{F_{\text{res}}}{F_{\text{act}}} = \frac{46.64}{16.06} = 2.90 > 1.1$$

Con este método se realizaron 12 iteraciones variando el ángulo del plano de rotura, ver los resultados en la tabla 4.8.

Tabla 4.8 Factor de seguridad, utilizando el método de la cuña simple, en análisis de estabilidad.

Ángulo de inclinación del talud en corona del deslizamiento	F.S. Estático	F.S. Dinámico
30°	4.02	2.85
29°	3.17	2.22
28°	2.85	1.97
27°	2.69	1.85
26°	2.62	1.79
25°	2.60	1.75
24°	2.61	1.75
23°	2.65	1.76
22°	2.71	1.78
21°	2.80	1.82
20°	2.91	1.87
18°	3.21	2.01
16°	3.65	2.22

Según tabla 4.8, el menor factor de seguridad, se obtiene cuando el plano de rotura tiene inclinación de 25°, con F.S. (Est) = 2.60 y F.S. (Din) = 1.75. De los resultados obtenidos se infiere que, la masa terro-rocosa es estable cuando no está en condiciones de saturación.⁴ Para conocer la variación en condiciones de saturación se realizó el modelado del deslizamiento y las zonas adyacentes, en software de análisis de estabilidad, que calcula los factores de seguridad, según las teorías de Bishop, Jambú, Morguensten-Price. A continuación presentamos los resultados de la modelación, en cuatro casos diferentes: estático, dinámico, saturado y saturado - dinámico.

⁴Aún válido para cuando no hallan condiciones críticas extraordinarias. Hay condiciones normales de la época invernal con su régimen normal de lluvia histórica

Caso estático

	Minimum Factor of Safety	
	Moment	Force
Ordinary:	2.169	-
Bishop:	2.435	-
Janbu:	-	2.100
M - P:	2.429	2.430

Figura 4.3 Factor de seguridad, utilizando software de estabilidad, caso estático

Caso Dinámico

	Minimum Factor of Safety	
	Moment	Force
Ordinary:	1.373	-
Bishop:	1.559	-
Janbu:	-	1.339
M - P:	1.565	1.563

Figura 4.4 Factor de seguridad, utilizando software de estabilidad, caso dinámico

Caso Saturado

	Minimum Factor of Safety	
	Moment	Force
Ordinary:	1.511	-
Bishop:	1.882	-
Janbu:	-	1.635
M - P:	1.888	1.895

Figura 4.5 Factor de seguridad, utilizando software de estabilidad, caso saturado

Caso Saturado + Dinámico

	Minimum Factor of Safety	
	Moment	Force
Ordinary:	0.827	-
Bishop:	1.047	-
Janbu:	-	0.896
M - P:	1.077	1.072

Figura 4.6 Factor de seguridad, utilizando software de estabilidad, caso saturado + dinámico

De los resultados, obtenemos un indicador de la inestabilidad, causada por la saturación en la masa de suelo, ya que en condiciones estáticas y dinámicas se obtienen factores de seguridad similares. La saturación de la masa de suelo, causa un grado de inestabilidad del orden de la que induce un sismo, ya que el F.S. (Din) = 1.34 y F.S. (Sat) = 1.51. Así, se muestra que la condición más desfavorable, y que ocurren cada año durante el período lluvioso, es la saturación y el agua sub-terránea. Así con $FS_{L.C.B.} = 1.34 > FS_{NTS} = 1.1$ ó $1.34 > 1.1$, validando la estabilidad mecánica de la ladera. Sin embargo, la situación crítica extraordinaria y la superficie del suelo en el momento del ablandamiento por saturación, genera el mayor grado de inestabilidad de esta ladera o deslizamiento de tierra.

La erosión del suelo, es otro problema permanente en laderas, ya que las pendientes mayores que 11%, favorecen la movilización de las capas superficiales del cerro. Para tener un indicio de las condiciones de erosión en la ladera del cerro La Burrera se ha realizado un cálculo rápido de evaluación de erosión la erosión total en la cuenca⁵, que es definido por el número cárcava y el número de erosión superficial, como se muestra a continuación:

1- Número cárcava (N)

El deslizamiento de tierra ciñó un canal, esto es una cárcava que tiene profundidad entre 3 a 5 m, clasificándose como: cárcava muy profunda. El número cárcava, es un índice de la influencia de las cárcavas por unidad de hectárea, donde, se divide la longitud de la

⁵Marroquín, H. 1981(?). Metodología para evaluar la erosión con el uso de fotografías aéreas. La metodología se basa en fotointerpretación, sin embargo ya que no se dispone de fotografías aéreas de la zona, se ha utilizado la información topográfica recolectada.

cárcava entre 100 y se multiplica por un coeficiente de peso, siendo 3 para cárcavas poco profundas (1 m), 6 para cárcavas profundas (3 m) y 12 para cárcavas de profundidad mayor que 3m. Así:

$$N = \frac{\text{Longitud de cárcava}}{100} \times 12 = \frac{174}{100} \times 12 = 20.88 \text{ (N3, cárcava muy profunda)}$$

2- Número de erosión superficial

Es un índice de la erosión superficial, que se clasifica como erosión laminar (erosión ligera, NL, factor 10) ó erosión laminar y en surcos (erosión moderada, NLS y severa, NCG, factor 5 y 1 respectivamente). Se obtiene, dividiendo el área afectada por la erosión, entre un factor que depende de la intensidad de la erosión. Para el caso la erosión existente en el área del deslizamiento en el cerro La Burrera, el área afectada por erosión superficial severa será 0.05 ha (área del canal ceñido por el deslizamiento) y se utilizará el factor 10 para el 20% del área total de la cuenca, que también es afectada por la erosión laminar. Se tiene entonces:

Área de erosión laminar y en surcos: 0.05 ha

Área de erosión laminar: $0.2 \times 5.4 \text{ ha} = 1.08 \text{ ha}$

$$\text{Número de erosión superficial} = \frac{NL}{10} + \frac{NCG}{1} = \frac{1.08}{10} + \frac{0.05}{1} = 0.11 + 0.05 = 0.16$$

La evaluación total de la erosión superficial (EET) es la suma del número cárcava y el número de erosión superficial, dividido entre el área total de la cuenca.

$$20.88 + 0.16 = 21.04$$

$21.04/5.4 = 3.90$ esto es aproximadamente 4 cárcavas en la cuenca/ha, según la equivalencia mostrada en la tabla 4.9, la erosión total superficial en la cuenca es moderada.

Tabla 4.9 Equivalencia de grado de erosión por número de cárcavas por hectárea

Evaluación total de la erosión superficial (EET)	Nº de cárcavas por hectárea	Profundidad (m)
Ligera	3	0.5 – 1.0
Moderada	3 – 7	1.0 – 3.0
Severa	8 – 10	1
	3	>3
	1	5
Extrema	10	1
	>3	>3
	>1	5

Para el cálculo de la tasa de erosión, se requiere la cuantificación de seis factores por un tiempo prolongado (por lo menos de 2 a 3 años) y bajo condiciones específicas de control de sedimentación y arrastre, estos son, factor de erosividad de la lluvia, factor de erosionabilidad del suelo, factor de longitud y grado de pendiente, factor de cultivo o cobertura vegetal, factor de prácticas mecánicas; la estimación de estos factores se sale del alcance de este trabajo de graduación, por esto, únicamente se ha comparado el volumen de suelo y rocas perdido en el área del deslizamiento, utilizando la topografía obtenida con la restitución (año 1978) y la obtenida en campo con el levantamiento taquimétrico (año 2012), el volumen perdido es la resta del volumen calculado que fue deslizado y el volumen calculado con la superficie de la restitución, ver figura 4.7.

Obteniendo el volumen superficial erosionado en 34 años, 1870 m³. Resultando una tasa de erosión de 55 m³ / año, equivalente a 64.7 toneladas de pérdida de suelo por año (peso volumétrico seco, 1176 kg/m³), este valor es solo un indicativo, a falta de un estudio detallado, donde se determine la tasa real de erosión.



Figura 4.7 Esquema de diferencia en terreno natural del año 2012 a 1978, sin escala.

4.3. Interpretación de datos

El agua lluvia y subterránea, contenida en la masa de suelo, suelo saturado, es uno de los factores condicionantes más incidentes en la estabilidad de la ladera en el cerro La Burrera. El agua provoca los dos problemas analizados, la saturación, ablandamiento y rotura del suelo in situ y la erosión, agravada por las pendientes pronunciadas, mayores que 20% que facilita el deslizamiento de espesores de suelo. Según los ensayos y correlaciones realizadas, la arcilla blanda de alta plasticidad, en el cerro La Burrera, tiene humedad natural 46%, muy cercana a la humedad de saturación, 47%. Causada por el agua subterránea; manifiesta por los afloramientos de agua en superficie,

observado en la zona donde finalizó el levantamiento topográfico del deslizamiento de tierra. El agua subterránea se debe a la permeabilidad de las rocas, condicionando la estabilidad de la ladera, ya que cuando ocurren fuertes precipitaciones se incrementan los caudales, sub-superficiales y superficiales, disminuyendo la resistencia de la masa de suelo. El tipo de suelo, arcilla blanda, tiene permeabilidad baja (10^{-6} a 10^{-4} cm/s), esto impide que el agua acumulada sub-superficialmente pueda salir gradualmente, generándose al interior de la masa terro-rocosa, bolsas de agua, generando superficies de debilidad, en las que, con un cambio o modificación de las condiciones pluviográficas, puede ocurrir la falla y ceder al movimiento ladera abajo, suceso ocurrido en 2010, durante la tormenta tropical Agatha. El diagnóstico del problema de inestabilidad permanente en el cerro La Burrera, se presenta a continuación.

4.4. Diagnóstico del Problema en Cerro La Burrera

El problema de inestabilidad permanente en el cerro La Burrera, se debe principalmente a cuatro factores condicionantes predominantes, (1) tipo de suelo que constituye la matriz, de la masa terro-rocosa, arcilla blanda, que en estado de humedad natural, permanece saturada (2) pendientes naturales pronunciadas (3) falta de cobertura vegetal y (4) agua subterránea. El factor desencadenante más incidente, en los deslizamientos en el cerro La Burrera, es la lluvia. El ciclo permanente de inestabilidad – estabilidad, se debe a la interacción de estos factores, provocando dos problemas principales; saturación de la masa de suelo y erosión superficial; de los dos problemas, la saturación es el que ocasiona mayor riesgo. La inestabilidad repentina en la zona alta alcanza grandes impactos negativos en la zona baja; esto es porque ocurre saturación de la masa

de suelo, hasta alcanzar el contenido de humedad que hace que la matriz de suelo arcillosa, se vuelva líquida, rompiéndose la resistencia y cohesión, disgregándose, de la masa de suelo, generándose superficies de falla en planos de debilidad, contacto suelo – roca, activándose así, el deslizamiento en porciones superficiales de suelo, que se disgregan de la masa total, cumpliendo con ablandamiento y fluidificación, transportando y arrastrando, todo lo que encuentra a su paso, rocas, árboles, desechos, adquiriendo ladera abajo, más energía cinética, al aumentar su velocidad y volumen, como flujo de escombros, llegando hasta la zona donde las pendientes son mucho menores, esto es la zona del cantón el Zapotal, ubicado en la zona de deyección de la sub-cuenca de la quebrada El Playón; esto hace que el pueblo y sus habitantes estén ubicados en una zona de alta vulnerabilidad y riesgo, ya que el ciclo de inestabilidad es permanente, dados los factores condicionantes, de los cuales, el agua subterránea es la de mayor incidencia; entonces, el flujo de agua subterránea o recarga de cavidades en la masa terro-rocosa, es un problema que debe ser controlado, siendo una de las causas principales condicionantes para los deslizamientos de lodo, al ocurrir precipitaciones pluviales y eventos meteorológicos extremos como el ocurrido en el año 2010, la tormenta tropical Agatha, el estudio de las condiciones sub-superficiales ampliará el conocimiento de las condiciones superficiales estudiadas en este trabajo de graduación, permitiendo realizar las obras de ingeniería que controlen el riesgo ocasionado por el agua subterránea. En el capítulo 5, se proponen las obras de ingeniería para mitigar el problema de inestabilidad, de la ladera en el cerro La Burrera, controlando el flujo superficial de agua y la erosión intensa del suelo, que son factores que contribuyen a la

ocurrencia de los deslizamientos de tierra en este lugar. Así basados en las experiencias que se exponen en este capítulo y el caso particular de este trabajo de graduación, deslizamiento en el cerro La Burrera, se proponen en sitios de recolección, drenaje y evacuación principalmente de agua superficial de escurrimiento.

CAPITULO 5

PROPUESTA DE SOLUCIONES DE RESPUESTA TEMPRANA EN ZONAS DE DESLIZAMIENTOS DE TIERRA EN LADERAS DE MONTAÑAS Y VOLCANES

5.1. Introducción

Los deslizamientos de tierra en laderas de montañas, volcanes y demás estructuras terro-rocosas o edificios volcánicos, tienen factores condicionantes y desencadenantes, comunes, indiferente a la zona geográfica donde estos se ubiquen. Las características comunes son pendientes pronunciadas ($> 11\%$), morfología irregular, escurrimiento de agua superficial en forma de vaguadas y quebradas, formaciones rocosas, constituidas por rocas de diámetros que varían de pequeños (< 5 cm) a muy grandes (> 1 m) incrustadas en la matriz de suelo. Superficialmente son propensas a tener equilibrio inestable, donde constantemente se modifican sus condiciones naturales, lenta o rápidamente, y si se altera el equilibrio relativo que tienen, pueden ceder y causar desastres con grandes impactos negativos. Los deslizamientos de tierra, comienzan con el movimiento de un volumen de masas terro-rocosas en la zona alta o cabeza del deslizamiento (deslizamiento traslacional, derrumbes de rocas) que al mezclarse con el agua, comienza a moverse y a aumentar el volumen inicial, ladera abajo, impulsado por la fuerza de gravedad, alcanzan velocidades, por ejemplo de 10, 20 km/h o mayores, por la movilización repentina de suelos, rocas y arboles, alcanzan espesores, por ejemplo > 5 m, de materiales desplazados en grandes distancias (> 30 km). El problema es complejo y la probabilidad de ocurrencia de los deslizamientos se mantiene aún con la realización de obras de ingeniería que resulten económicamente factibles, al combinarse los factores condicionantes y desencadenantes de los deslizamientos, ya que la inestabilidad puede iniciarse por factores naturales, de los cuales, dos son los más incidentes en la pérdida de estabilidad, la lluvia y los sismos. El más recurrente es la

lluvia, durante los meses de mayo a octubre, con mayores impactos negativos, los eventos extremos, que acumulan grandes cantidades de lluvia (>150 mm) en poco tiempo (entre 24 h a 120 h). Los sismos son una condición predominante en el país, estos son incontrolables y recurrentes. También la intervención antrópica, al construir urbanizaciones o formar asentamientos humanos en zonas de alta vulnerabilidad alterando el equilibrio de las laderas. Asimismo, la explotación agrícola inadecuada e irresponsable, la construcción de torres de comunicación y la deforestación. Los movimientos en laderas más comunes ocurridos en El Salvador son los flujos de lodo, rocas, árboles y escombros; casos emblemáticos más representativos de este tipo de flujo son los ocurridos en ladera oeste del Volcán San Salvador, cercano a Montebello Poniente, Ladera del Volcán San Vicente, Verapaz, ladera sureste del Cerro La Burrera, El Zapotal. Los flujos de lodo, inician por deslizamientos de masas de terro-rocosas, en las zonas altas, en condiciones de saturación, que se asocian con lluvia intensa, en eventos críticos extraordinarios, tormentas o depresiones tropicales y huracanes, propios de la época de apogeo de cada invierno en el país. Estos movimientos de laderas tienen un desarrollo único, al transportar rocas de cientos de toneladas de peso, en grandes distancias, a gran velocidad y con mucha turbulencia, esto a través de una matriz de suelo que los contiene, cuando esta ha pasado a estado líquido. El caso de estudio particular seleccionado en este trabajo de graduación es el deslizamiento de tierra ocurrido en la ladera sureste del cerro La Burrera, Cantón El Zapotal, Municipio Ojos de Agua, Chalatenango; este deslizamiento pasó a ser, ladera abajo, un flujo de lodo y rocas que impactó negativamente el poblado ubicado al pie. Con el propósito de proponer las

obras de ingeniería más apropiadas para el control de este tipo de movimiento de laderas, en este capítulo, se analiza las obras recomendadas y construidas en la zona del deslizamiento de tierra ocurrido en la parte alta del volcán San Salvador, que afectó la zona de Montebello Poniente; siendo este caso emblemático, un buen representativo del problema particular; asimismo, se ha consultado la información sobre control de erosión en laderas y control de torrentes; se toman en cuenta, los aspectos más relevantes que son aplicables al caso de estudio. Para la recopilación y análisis de datos regionales y locales y para la recolección de datos in situ, se siguió una metodología de trabajo aplicada a la evaluación de la estabilidad de laderas; antes, durante y después de la ocurrencia del deslizamiento de tierra y durante la emergencia, es posible realizar actividades y obras, que mitiguen el riesgo y que permitan recuperar, por ejemplo, la transitabilidad en las zonas afectadas por el deslizamiento (zonas pobladas o carreteras). Se presenta una propuesta de solución técnica para el caso de estudio, se ha analizado y propuesto las obras que más se ajustan a las condiciones que actualmente tiene el deslizamiento ocurrido, siendo este tipo de solución las que implican menor costo, y que son viables técnicamente para mitigar el riesgo y vulnerabilidad en la menor cantidad de tiempo y con la implementación de obras de ingeniería que tengan el menor costo posible.

5.2. Descripción del deslizamiento en Volcán San Salvador, 1982

El flujo de lodo ocurrido en el volcán San Salvador (conocido también como Picacho) cuya elevación máxima es 1959.97 msnm. En la parte alta del volcán, fue construido un

camino de acceso a las antenas de T.V (alteración antrópica), a través de la parte alta de la cueca de drenaje de la quebrada El Níspero. El 17, 18 y 19 de septiembre de 1982 se precipitó sobre San Salvador más de 350 mm de lluvia, este evento meteorológico excepcionalmente extremo (alteración natural incontrolable) saturó el suelo; la presión de poros fue excesiva en el interior de los suelos y se aumentó el peso de estos a partir de la escorrentía superficial intensa, llegando al estado de inminencia hasta ocurrir el deslizamiento (falla, aproximadamente en la cota 1870 msnm) transportando un gran volumen de sólidos saturados, que desembocaron y se encauzaron en la quebrada El Níspero, a lo largo de la quebrada y en el fondo del canal que esta ciñe, cayendo más sólidos de los laterales del cauce, convirtiéndose en un flujo de lodos que adquiriría mayor energía cinética y por ende mayor velocidad. El material depositado alcanzó, en las zonas donde la garganta se reduce, hasta 20 m de espesor sobre el fondo del canal. La devastación fue total, en toda la parte baja de la quebrada El Níspero y particularmente la zona del Reparto Montebello Poniente, en San Salvador, densamente poblada; no hubo sobrevivientes y ninguna casa se salvó de la destrucción, se estimó que por lo menos 500 personas fallecieron, y más de 40,000 personas fueron damnificadas en las zonas adyacentes a la quebrada el Níspero. El volumen estimado que transportó el flujo hacia la parte baja de la quebrada El Níspero fue $400,000 \text{ m}^3$. En la Fig. 5.1, se muestra un esquema de la cabeza del deslizamiento.

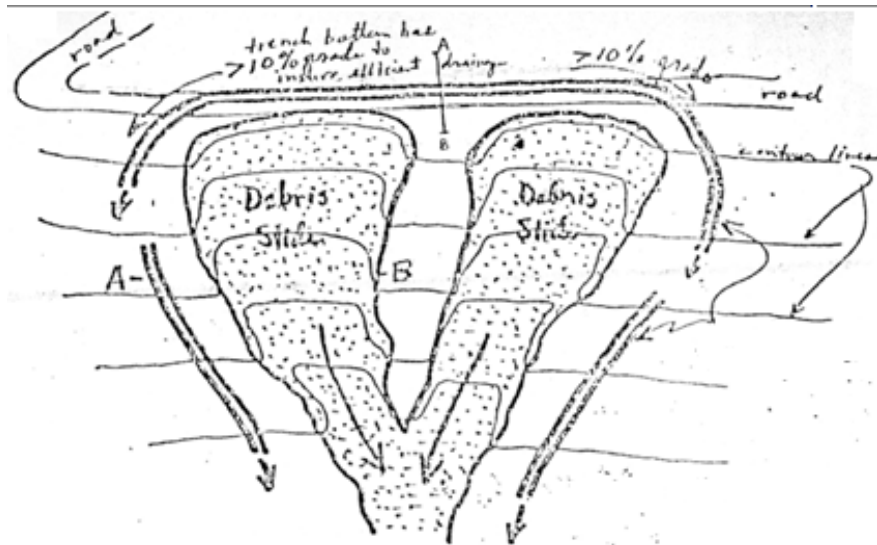


Fig. 5.1 Esquema de la cabeza del deslizamiento. Fuente: Kojan, E, Junio, 1983. Reporte sobre el daño de flujos de lodo en el área del volcán de San Salvador.

5.3. Diagnóstico del Problema y Estudios Realizados

El deslizamiento de tierra ocurrido en el Volcán San Salvador en 1982, fue estudiado por diversas entidades gubernamentales como el MOP, ISREN y por ingenieros especialistas, nacionales y extranjeros, por ejemplo, Ing. Pérez Merino, 1984, “Estudio Geotécnico de Taludes de la parte Alta del Volcán San Salvador”; Dr. Eugene Kojan, 1983, “Reporte sobre el Daño de Flujos de Lodo en el Área del Volcán de San Salvador”; Ing. Joseph Hopf, Kojan E., 1983, “Deslizamiento en la Subcuenca El Níspero”. Cada uno realizó un diagnóstico de las causas generadoras del flujo de lodo, evaluaron alternativas de solución y propusieron las obras que a su criterio, basado en los estudios técnicos disponibles, resultan eficientes para el control de riesgo en el sitio afectado, subdividiendo las obras a ejecutar por zonas, a continuación se detallan los diagnósticos realizados:

Pérez Merino, 1984, “Estudio Geotécnico de Taludes de la parte Alta del Volcán San Salvador”: La cantidad de precipitación pluvial, la naturaleza de la vegetación y la alta permeabilidad de las masas terrosas (cenizas volcánicas con materia orgánica y suelos residuales, producto de la meteorización de la roca) sobreyaciendo a un estrato rocoso (lavas andesíticas) de baja permeabilidad, favoreció el rápido aumento del contenido de agua en la masa de suelo; incrementando su peso y estableciéndose un flujo sub-superficial que generó fuerzas de percolación tangentes a las líneas de corriente.

Eugene Kojan, 1983, “Reporte sobre el Daño de Flujos de Lodo en el Área del Volcán de San Salvador”: clasificó el movimiento en la ladera como flujo de lodo, indica que la precipitación pluvial, mayor que 350 mm, las pendientes mayores que 45° superando el ángulo de reposo de materiales incoherentes, se retuvieron hasta ese día, solo por el esfuerzo de tensión realizado por las raíces de la vegetación existente, sin embargo el peso mecánico adicional, la presión de poros excesiva y la falta de drenaje superficial contribuyeron y activaron la falla del talud, movilizando y encauzando todo ese material a través de la quebrada El Níspero, hasta llegar a la zona de Montebello Poniente.

Joseph Hopf, Kojan E., 1983, “Deslizamiento en la Sub-cuenca El Níspero”: La perturbación del equilibrio en la parte superior del picacho, fue ocasionada por la coincidencia de los elementos naturales e incontrolables, la lluvia, y los elementos antrópicos que incluyó la construcción de un camino de acceso sin los drenajes necesarios y la construcción de una urbanización en el área de deposición de la quebrada El Níspero.

Tabla 5.1 Características Comunes en dos laderas Volcán San Salvador y Cerro La Burrera

Listado de Factores					
Factores Condicionantes	Volcán San Salvador	Cerro La Burrera	Factores Desencadenantes	Volcán San Salvador	Cerro La Burrera
Pendientes	Pronunciadas >30%	Pronunciadas >20%	Lluvia	✓	✓
Cobertura vegetal	Media a densa, Bosque	Escasa, Matorrales, árboles de mediana a baja altura	Sismo	✓	✓
Agua subterránea	(?)	Afloramientos superficiales	Factores Humanos	✓	✓
Escorrentamiento superficial	Quebrada el Níspero	Quebrada El Playón			
Tipo de suelo	Arena limo-arcillosa, arcilla limosa	Suelos finos arcillosos			
Geología	Piroclastos, rocas ígneas	Rocas ígneas efusivas, brechosas, boleos			

En el estudio de taludes y laderas naturales, estructura terrosa y/o rocosa, se consideró:

1. Apreciación y clasificación de los varios tipos de movimientos de ladera que pueden ocurrir, características morfológicas, estructura geológica, velocidad de deformación o movimiento y causas del deslizamiento o ruptura.
2. Clasificación y descripción detallada de los suelos y rocas, medición cuantitativa de sus propiedades físico-mecánicas relevantes.
3. Métodos de cálculo de estabilidad de taludes y laderas en términos de su tipo de ruptura real o anticipada y de las propiedades físico-mecánicas de los suelos y rocas.
4. Correlación entre las observaciones in situ y de los resultados de los cálculos de estabilidad con base en las propiedades medidas de los suelos y rocas.

La aplicación de una metodología de estudio permite obtener el conocimiento razonable de lo enumerado.

5.3.1. Metodología de Investigación y Estudio

Se realizaron cuatro estudios: previo, geológico, geotécnico y social.

5.3.1.1. Estudio previo

Las actividades principales del estudio son:

- a. Recopilación y análisis de información topográfica, geológica, sísmológica y geotécnica existentes, interpretación de las fotografías aéreas.
- b. Reconocimiento geológico de superficie.
- c. Presentación de un informe preliminar que incluya conclusiones geológicas y geotécnicas, por ejemplo, conocimiento de las propiedades geológicas relevantes, pendientes, delimitación de zonas críticas o potencialmente inestables, tipo de vegetación, otros; propuesta del programa de trabajos de prospección y ensayos de campo y laboratorio.

Este estudio se apoyó en información geológica regional, levantamientos fotogramétricos y reconocimientos de superficie, se delimitó las diferentes zonas de estudio que en mayor o menor grado presentan riesgos de inestabilidad. Se observaron capas de materiales piroclásticos, cenizas volcánicas, suelos residuales y corrientes de lavas andesíticas con buzamientos de 30° al este. En algunos tramos de la quebrada El Níspero se observaron corrientes de lava superpuestas e intercaladas con piroclastos de

granulometría gruesa, direccionadas hacia el este, que varían de 15° a 30°. En la superficie de los terrenos se estimaron pendientes entre 60% y 80% longitudinales y transversales a la quebrada. Se observaron grietas de hasta 40cm de ancho y 50m de longitud. El tipo de vegetación es boscosa, árboles de unos 20m de altura máxima. Se presentó un plan de prospección y uno de monitoreo, sujetos a cambios futuros, dependiendo del conocimiento que se fuera teniendo de los macizos, en cuanto a su composición y propiedades físico-mecánicas, disponibilidad de recursos y aporte de criterios de los especialistas involucrados en el proyecto.

5.3.1.2. Estudio geológico

El propósito fue obtener suficiente información de las características geológicas, en planta y en profundidad, de las diferentes zonas críticas que puedan tener influencia en la inestabilidad de los taludes y laderas. El estudio geológico en detalle se basó en detección superficial y trabajos geotécnicos, por ejemplo, sondeos mecánicos por percusión o rotación, abertura de pozos, zanjas o trincheras; exploración geofísica, resistividad eléctrica y sísmica de refracción, para obtener espesores y buzamientos de las capas o estratos, génesis de los suelos y rocas que los constituyen; profundidad de las aguas freáticas y su circulación; caracterización de diaclasas, fallas y meteorización de las rocas. En este estudio¹, se realizaron diez sondeos mecánicos de percusión, cuatro por el método de penetración normal SPT y seis utilizando equipo de penetración manual, cuyo peso del martillo fue 35 lb, altura de caída 61cm, tubo de muestreo con diámetro interior 2.54cm y exterior 3.45cm. Se hicieron dos pozos a cielo abierto con

¹Hasta el 27 de septiembre de 1984.

muestreo alterado e inalterado, las muestras obtenidas se clasificaron en el laboratorio, geológica e ingenierilmente. Con los resultados obtenidos en los trabajos de prospección y ensayos anteriores, reconocimiento de superficie, información existente y mediciones topográficas de campo realizadas, fue posible definir, con detalle, las características litológicas, estructurales y geométricas de algunas zonas.

5.3.1.3. Estudio geotécnico

Se obtuvo más información cuantitativa que permitiera fijar parámetros de cálculo de estabilidad, posterior a la realización de ensayos in situ y de laboratorio.

Propiedades físico-mecánicas mediante ensayo in situ, para el estudio de taludes son: penetración normal SPT, penetración estática o cónica CPT, corte directo y ensayo de la veleta, vane test; medición de niveles piezométricos para estimar la distribución de la presión de poros sobre las superficies potenciales de fallas. Con muestras de campo ensayando en el laboratorio, compresión triaxial, corte rotativo, corte directo y compresión simple, realizados a muestras inalteradas, obtenidas en las proximidades de la superficie potencial de deslizamiento; y ensayos para determinar propiedades índices. Es fundamental obtener la resistencia al corte, ángulo de fricción interna y cohesión de los suelos en la superficie potencial de deslizamiento; resistencia máxima y residual. En este estudio, en muestras inalteradas se determinaron propiedades índices, resistencia mecánica y permeabilidad. La caracterización mecánica, en la muestra P-1, fue un ensayo de compresión triaxial no consolidado no drenado, UU, uno de corte directo con velocidad de corte 1.08mm/min; en la muestra P-2, se realizaron dos ensayos de corte

directo con velocidades de corte 0.15 y 1.08mm/min respectivamente. Los ensayos de corte directo consolidado-parcialmente drenado o no drenado. Los parámetros en términos de los esfuerzos totales y efectivos fueron estimados a partir de esos ensayos, la Tabla 5.2 es el resumen de los resultados de laboratorio.

5.3.1.4. Estudio Social

Se evaluaron los daños ocasionados por el flujo de lodo, en las zonas bajas de la quebrada El Níspero, se estimó que por lo menos 500 personas fallecieron durante el evento. El flujo destruyó completamente la zona de Montebello Poniente, y más de 40,000 personas fueron damnificadas. La zona baja de la quebrada El Níspero, al momento de la catástrofe estaba densamente poblada y actualmente esa zona sigue siendo una zona de riesgo y vulnerabilidad para sus habitantes, ya que esta zona ha seguido siendo urbanizada, por ejemplo, residencial Granadas, residencial La Gloria.

Tabla 5.2 Resumen de los resultados de laboratorio.

VOLCAN SAN SALVADOR, SEPTIEMBRE 1982
MUESTRA INALTERADA

No.	Muestra No.	LIMITES DE ATTERBERG			CLASIFICACIÓN		Relación de vacíos	Peso Volumétrico húmedo, T/m3	Contenido de humedad, %
		Límite Líquido LL, %	Límite Plástico LP, %	Índice de Plasticidad IP, %	SUCS				
					Símbolo de Grupo	Nombre de Grupo			
1	P-1	---	---	---	SM-OL	Arena limo-arcillosa	1.2	1.4	63.0
2	P-2	44.2	27.1	17.1	CL	Arcilla limosa	1.0	1.7	47.7

Grado de saturación, %	Gravedad específica, adimensional	COMPRESIÓN TRIAXIAL, UU		CORTE DIRECTO, CU		Coeficiente de permeabilidad vertical, cm/seg	DESCRIPCIÓN
		Fricción interna, grados	Cohesión, kg/cm2	Fricción interna, grados	Cohesión, kg/cm2		
94.0	1.79	4.00	0.30	31.00	0.00	8.4 E-4	Color gris café, 5% de grava y 50% de arena, subangular dura, con finos orgánicos, raicillas y finos ligeramente plásticos.
112.0	2.2	---	---	32.20	0.06	---	Color café, 10% de grava, 35% de arena, compresibilidad media CL.
		---	---	35.50	0.08		

5.4. Obras de Ingeniería Implementadas

A continuación se detallan las obras de ingeniería implementadas en el caso del deslizamiento en el volcán San Salvador, propuestas después del flujo de 1982:

1- Parte Alta de la quebrada El Níspero (Zona Deslizada)

Diques de Consolidación Gavionados. Estas estructuras fueron construidas en la cabecera del deslizamiento con el propósito de proporcionar protección y rehabilitación al camino de tierra existente; el dique en la zona norte consistió en cinco gradas de 0.90 m de altura cada una, la altura total del dique fue 4.5 m por 2.7 m de base y 0.9 m de corona, el volumen total del dique fue 350 m³. En la zona sur fueron 3 gradas con dimensiones de 2.7 m de altura, 1.8 m de base y 0.90 m de corona. El total del volumen del dique construido fue de 500 m³, en una longitud crítica de 56 m (36 m en la zona norte y 20 en la zona sur). Para la fundación del dique en el sector sur, se construyó un muro de mampostería (1.80 m altura, 2.70 m base y 1.8 m corona) de 50 m³ en total, que sirvió de cimiento para el montaje de la estructura gavionada en 12 m de longitud.

Tratamiento mecánico vegetativo. Consistió en la construcción de once banquetas transversales a la pendiente del deslizamiento (ancho medio de banco 1.5 m – 2.5 m, pendiente longitudinal 2% y pendiente inversa 8% - 10%), con sus taludes protegidos con vegetación herbácea, la función principal de estas, fue interceptar la escorrentía superficial y encauzarla hacia un drenaje estabilizado, estos tratamientos se encuentran ubicados aguas abajo del inicio del deslizamiento hasta llegar a la parte baja de la llamada “Isla” (camellón central que quedó en medio de la zona deslizada), además se

construyeron cuatro terrazas secundarias (ancho medio de banco 1 m, pendiente longitudinal 2% y pendiente inversa 10%), para protección de los taludes entre las terrazas principales. El tipo y localización de los drenajes principales de las terrazas se debían definir en base a la vegetación, pendientes y condiciones geológicas y edáficas del sitio. Se recomendó realizar con urgencia la reforestación de la zona descubierta por el deslizamiento, para proteger el suelo de la erosión y para la regulación del ciclo hidrológico (infiltración y escorrentía superficial), la siembra de vegetación con especies de árboles de altura media, bosque tipo arbustivo, libre de árboles de gran peso; además, la colocación urgente de drenajes que intercepten el escurrimiento superficial concentrado y se desvíe y evacue hacia una zona menos dañina para el terreno natural.

Sellamiento de zanjas y protección del camino de tierra. Consistió en el relleno y compactación con mezcla de suelo – cemento (proporción 1:20) en longitud de 45 m, ancho 2 m y profundidad 2 m, localizada adyacente y paralela al camino de tierra.

Palo-Pique principal y secundario. Consistió en la construcción de una estructura de madera con apariencia de enrejado, construida a base de pilotes de diámetro regular (?), un porcentaje de su altura va enterrado (?) y posee vigas de madera y ramas colocadas transversalmente a la pendiente de la ladera y fijadas a los pilotes. La finalidad de esta estructura es proteger la estructura principal construida (dique gavionado del sector norte) ubicado 7 m aguas arriba, retener material sólido en laderas de pendientes pronunciadas y retener material sólido en drenajes terciarios, para contribuir o acelerar

la regeneración natural del terreno. Los árboles utilizados para su construcción fueron roble, aguacate mico, chichicaste.

Tratamiento Vegetativo. Se sembraron gramíneas y otras especies, como izote, capulín macho, zacate estrella, vara de cohete o carrizo, zacate elefante grama común, fueron sembradas en los bordes de las terrazas principales y secundarias.

Obras de Drenaje. Consistió en canales de tierra con revestimiento de mampostería, con gradas disipadoras de energía, ubicados en forma longitudinal y transversal a la pendiente en el área crítica del deslizamiento. La función principal de estas es interceptar y drenar los excedentes de agua lluvia hacia lugares previamente protegidos, provenientes del camino de tierra y las banquetas longitudinales.

La efectividad de las obras construidas en la parte alta del volcán, podría ser evaluada en un período no menor que cinco años; el costo inicial de estas obras fue estimado en 243,460 colones (\$27,824)². Además, se recomendó el siguiente plan de mantenimiento:

- a) Fertilización de cobertura vegetal
- b) Siembra de gramíneas y otras especies durante época lluviosa
- c) Limpieza permanente de bancos de terrazas
- d) Mantenimiento de Taludes de Terrazas
- e) Terminación de revestimiento afinado del drenaje en terrazas.

²Joseph Hopf, Julio 1983. Deslizamiento en la Sub-cuenca El Níspero

- f) Terminación de empedrado de cuneta de camino de tierra
- g) Limpieza permanente de los canales
- h) Mantenimiento de tramo crítico de camino de tierra
- i) Colocación de palo-pique en tramos críticos en taludes de las terrazas.
- j) Reparación de daños menores en los diques gavionados.
- k) Terminación de empotramiento de gavionado del sector norte y sur

En el reporte de Joseph Hopf, Julio 1983. Deslizamiento en la Sub-cuenca El Níspero, se recomendó también, la construcción de obras de protección en la parte baja de la sub-cuenca El Níspero, que se detallan a continuación:

2- Parte Baja de la quebrada El Níspero (Zona Poblada)

Se propuso la construcción de una plazoleta de depósito de 200 m de largo y 50 m de ancho, con capacidad de al menos 50,000 m³; construyendo en la parte inferior una presa cuyo fondo quede a 2.5 m debajo de la rasante actual del cauce, la altura de la presa debía alcanzar al menos 6 m sobre el fondo. Esta plazoleta fue considerada una obra prioritaria que serviría para parar el primer golpe de un flujo de lodo que ocurriera en el futuro.

En el año 1990 (?) un grupo de investigadores realizó una visita para reconocer in situ la zona de la cicatriz del deslizamiento de 1982 y su posterior evolución. En su publicación LEVANTAMIENTO DE DESLIZAMIENTOS DE TIERRA EN EL VOLCAN DE SAN SALVADOR,

APOYO AL PROYECTO MITIGACION DE LOS EFECTOS MULTIAMENAZAS EN ZONAS DE RIESGO DEL VOLCAN DE SAN SALVADOR, reportaron lo siguiente:

“Aunque se encuentra vegetación en esta zona densamente desarrollada, aún se puede observar una variación en el área de deslizamiento con respecto al bosque del resto de la ladera. En este último se encuentran árboles de gran porte entre otros más pequeños lo que produce una cobertura vegetal en el estrato superior que impide, en cierto modo, el paso de la luz del sol hasta el suelo, limitando así el crecimiento de otras especies en el bosque bajo. En la zona de la quebrada y de la cabecera del deslizamiento, la vegetación es más exuberante, existiendo una mayor dispersión de plantas en los diferentes estratos vegetales. Entre estas plantas se observaron los pinos que se replantaron como medida de protección contra la erosión en los márgenes de la quebrada y de la cicatriz. Estos árboles se han adaptado perfectamente al medio y crecen con un aspecto saludable por encima de la maleza. También, se planteó inspeccionar las obras de mitigación y protección que se realizaron para verificar el estado en que se encuentran. Estas obras consisten en muros de gaviones que se colocaron de forma oblicua a la dirección de la quebrada con la intención de contener la masa de tierra de la ladera colindante con la zona del deslizamiento y, a la vez, proporcionar un terracedo para escalonar la ladera y reducir la pendiente que permitiera la labor de reforestación y facilitara la infiltración de las aguas de escorrentía, disminuyendo así el volumen y la velocidad de estas. Estos gaviones, en la actualidad están completamente absorbidos por el bosque por lo que no pudimos observar directamente el estado de los mismos. Sin embargo, esta asimilación por parte del bosque de las medidas de mitigación indicaron la capacidad de

regeneración del bosque y la perfecta adecuación de las medidas implementadas al entorno. Estimando que las medidas implementadas han conseguido su objetivo. El gavión está constituido por una malla metálica en forma de jaula, y esta malla está sometida a las inclemencias del tiempo, por lo que puede deteriorarse y dejar de cumplir su misión, permitiendo la rotura de la gavia y el desprendimiento de los bloques que la forman. En condiciones de inestabilidad (suelo saturado en agua, fuertes lluvias, temblores...) el plano de rotura del suelo o de la cicatriz puede pasar por debajo de estas estructuras de contención, implicaría el deslizamiento de una gran masa de la parte alta del Picacho. Por último, durante la visita de campo se reconoció el estado de la quebrada aguas abajo del deslizamiento, realizando un corto recorrido por el cauce de la misma. En su mayor parte la quebrada está invadida por la vegetación, habiéndose encontrado algún árbol con varios años de crecimiento, lo que indica la no ocurrencia de flujos durante este tiempo. La quebrada es en algunos tramos poco definida, permitiendo un desbordamiento de los flujos, pero en otras partes, coincidiendo con las coladas de lava del Picacho, la quebrada se presenta angosta, excavada entre las lavas y con algunos saltos de importancia variable. En estos tramos angostos, los flujos o la esorrentía normal, aumentan de velocidad debido al estrechamiento del cauce. El cauce en su mayor parte constituido por lavas de composición basáltica o basalto – andesítica, su resistencia a la erosión es mayor. Este es el escenario por el que corren los flujos, erosionando en las partes menos competentes y acelerando su velocidad en las zonas donde atraviesa coladas de lava. Estos flujos se transportan por toda la quebrada debido a elevadas pendientes, hasta llegar a las partes bajas, en las que se ha desarrollado una

expansión urbana, en la mayor parte no planificada. Esta expansión ha crecido muchas veces utilizando las propias quebradas como vías de acceso, convirtiéndose con el paso del tiempo en calles. Estas colonias que han prosperado en la zona incluso con el reciente antecedente de Montebello, serán las primeras en detener el impacto de un posible flujo de lodo y escombros, es decir, serán las primeras en sufrir el embate de su energía. El área que pueden cubrir estos flujos ha sido calculada, en función de varios modelos según los volúmenes de material involucrado, en el reporte de archivo abierto 01-3669 del servicio geológico de los Estados Unidos. (probabilidad hasta de 1 en 10 y volumen de 300,000 m³).”

De la información técnica estudiada sobre las obras de ingeniería implementadas, en el caso del deslizamiento y flujos de lodo en Quebrada El Níspero, Volcán San Salvador, ocurrido en 1982; se obtiene lo siguiente: Las obras de ingeniería que se utilizan para la recuperación de las zonas donde han ocurrido deslizamientos y flujos de lodo en laderas, son más eficaces, si se integran a las condiciones naturales de las laderas; evitando provocar mayor inestabilidad, al utilizar grandes estructuras de retención, que sobrecargan las capas superficiales de las masas terro-rocosas en la ladera, que tienden a moverse de manera natural, y aún más cuando la erosión superficial es intensa. Por tanto, las obras de ingeniería eficaces, contrarrestan la erosión de las capas superficiales de suelo, controlan el flujo de los torrentes que nacen en las laderas, que son focos de vulnerabilidad, y permiten la regeneración y compactación natural de las masas de suelo; también, son necesarias, las obras de drenaje superficial, que ayudan a disminuir la saturación de los suelos y la presión intersticial, especialmente durante las

precipitaciones pluviales extraordinarias, controlando razonablemente este factor desencadenante.

Con la información recopilada en campo y analizada en laboratorio y oficina, presentada en el capítulo 3, referente al deslizamiento de tierra ocurrido en el Cerro La Burrera, Cantón El Zapotal, Chalatenango; y basándose en las soluciones implementadas en casos de deslizamientos similares, Quebrada El Níspero, Volcán San Salvador; se propondrá la metodología de trabajo para realizar respuestas ingenieriles tempranas al ocurrir un deslizamiento de tierra en laderas de zonas montañosas y ambientes volcánicos y se realizará la propuesta de solución para el caso de estudio.

5.5. Metodología técnica para control de impactos de deslizamientos de tierra en laderas de montañas y volcanes

La metodología propuesta se divide en tres etapas: Pre-ocurrencia, ocurrencia y post-ocurrencia. La política de prevención, es esencial para evitar el desconocimiento de las propiedades y características particulares de la zona que se estudie (fallas geológicas, grietas de tracción, reptación, erosión superficial, tipo de suelo y rocas, condiciones de escurrimiento superficial y subterráneo, entre otros). Dichos parámetros, alertan sobre la inminencia de un deslizamiento y permiten tomar medidas para prevenirlo, o que permitan su ocurrencia pero de manera controlada, minimizando el riesgo para las personas y estructuras; especialmente en zonas donde se tienen antecedentes de desastres históricos, con impactos negativos en la población ubicada al pie y el cuerpo de la ladera; por ejemplo, ladera oeste del Volcán San Salvador, Ladera del Volcán San Vicente, ladera oeste del Cerro La Burrera); el monitoreo y evaluación periódica

permitirá delimitar áreas de protección para reducir el riesgo y los impactos negativos que se tienen con la ocurrencia de un deslizamiento de tierra, en las zonas donde existe mayor probabilidad de inestabilidad. A continuación se describen, cada una de las tres etapas en las que se ha dividido la metodología propuesta en este trabajo de graduación.

1- Pre-ocurrencia

La evaluación de una ladera, comienza con el conocimiento general de las condiciones regionales y locales de la zona donde está ubicada; la recopilación de datos, se indica en la Tabla 5.3. Esta información se recopila por medio de: Cuadrantes Topográficos de El Salvador, hoja correspondiente a la zona en estudio y en la escala más grande disponible (las escalas disponibles en el IGCN del CNR son 1:50,000; 1:25,000 y 1:10,000), Mapa de Curvas Altimétricas, escala 1:10,000 o mayor, el Mapa Geológico Nacional (escalas disponibles en el IGCN del CNR son 1:500,000 y 1:100,000), Mapas Hidrogeológicos; registros pluviográficos y pluviométricos de la zona, registros históricos de deslizamientos, entre otras fuentes de información; además, son imprescindibles las visitas de campo para la recopilación de datos actuales del sitio donde se realiza el estudio y la evaluación técnica correspondiente.

Tabla 5.3 Resumen de información técnica a recopilar acerca de las condiciones regionales y locales del sitio en la pre-ocurrencia de un deslizamiento de tierra

Tipo de información a recolectar	Aspectos cualitativos y cuantitativos a obtener
Relieve, geología, geomorfología y topografía	Procesos erosivos, en desarrollo superficial y sub superficial.
Litología y disposición estratigráfica del terreno, orientación de planos lito-estratigráficos	Fallas locales y tectonismo de la zona.

Tipo de información a recolectar	Aspectos cualitativos y cuantitativos a obtener
Tipos y espesor de suelos o rocas, grado de alteración o meteorización, formaciones superficiales e incrustaciones.	Régimen de precipitaciones típicas en la zona, eventos meteorológicos con incidencia en deslizamientos históricos
Hidrogeología actual, cursos de agua naturales, estacionales y permanentes, permeabilidad de los suelos y rocas, agua freática.	Procesos antrópicos que inestabilizan la ladera, caminos, estructuras, etc.
Tipos de vegetación y arborización, usos del suelo.	Información de movimientos de masas de tierra, roca, terro-rocosa, actuales y antiguos: deslizamientos, flujos, desprendimientos.

Una ladera de montaña o volcán siempre es susceptible a la ocurrencia de un deslizamiento de tierra, por los factores condicionantes predominantes en cada zona montañosa; sin embargo, si la zona de inestabilidad se localiza en una área donde existen asentamientos humanos e infraestructura vial, es necesario y prioritario, mantener una política de prevención que permite que personas estén capacitadas técnicamente, para alertar y prevenir de la ocurrencia de un deslizamiento de tierra, para disminuir los impactos negativos que este puede ocasionar, implementando obras de ingeniería que mitiguen el riesgo y delimitando las zonas más vulnerables.

Procesamiento de Información: Tabular y organizar coherentemente; hacer un archivo técnico, conteniendo la información recopilada y procesada, para identificar las zonas más propensas a la ocurrencia de un deslizamiento, identificando las condiciones naturales actualmente existentes en el sitio, que condicionan la ocurrencia de un deslizamiento y las condiciones desencadenantes que pueden tener mayor incidencia en la zona del deslizamiento, esto es: pendiente del terreno, morfología, escurrimiento superficial y sub-superficial, tipo de suelo y geología, grado de erosión y vegetación

superficial. Con esta información técnica recopilada, organizada coherentemente, procesada, tabulada y analizada, elaborar un mapeo de la zona donde se clasifique las áreas en la ladera basados en las pendientes, geología, uso y tipo de suelo, clase y cobertura de vegetación, identificación de escurrimientos superficiales, fallas geológicas y las zonas de influencia claramente delimitadas, donde se ubique los poblados y estructuras que pueden ser afectadas con la ocurrencia de un deslizamiento³. Además basados en la información técnica y el análisis respectivo, estimar la tendencia en la posible zona sujeta a deslizamiento, asimismo, si fuera posible, estimar la cantidad y tipo de material que se movilizaría y la fuerza y energía que adquiere ladera abajo; haciendo uso de la información disponible de deslizamientos históricos ocurridos en la zona, si los hubiera. En las zonas susceptibles a deslizamientos en masas, pueden realizarse obras de ingeniería de bajo costo con la finalidad de ir evitando o minimizar, grandes impactos negativos cuando no se ha previsto ninguna intervención técnica apropiada. Identificadas las zonas vulnerables, las entidades correspondientes (alcaldía, protección civil, Ministerio de Obras Públicas u otra entidad técnicamente capacitada) podrán elaborar un plan de acción, asignando responsabilidades específicas prioritarias, para que cuadrillas organizadas, cumplan tareas de atención en el momento que ocurra un deslizamiento de tierra, estas personas y maquinaria estarán disponibles, asignadas y distribuidas para que cumplan sus labores con eficacia. Estas actividades prioritarias son: rescate y ayuda física inmediata para las personas afectadas, delimitación in situ de

³ Ver Anexo 5.1 Mapa de Información Técnica de Laderas del Cerro La Burrera y Cerro Vivo.

zonas críticas y control o restricción de circulación por esas zonas y levantamiento de información topográfica. A continuación se describe cada una de ellas.

2- Ocurrencia y emergencia

La ocurrencia, es el periodo de tiempo en el que suceden los deslizamientos, este período es sucedido inmediatamente, por la emergencia, durante este lapso de tiempo, la prioridad es la atención y protección de las vidas humanas y a la vez, las labores técnicas necesarias para el manejo del riesgo e implementación de recursos humanos y económicos para mitigar el problema y para ir restableciendo las actividades humanas.

Los pasos a desarrollar se describen a continuación:

Plan de Acción, de acuerdo con el número de personas disponibles, hacer al menos tres frentes de trabajo, organizado cada frente en cuadrillas (1) Evacuación y rescate, en esta cuadrilla podrán incluirse a todas las personas que físicamente se encuentre en condiciones para colaborar y auxiliar a las personas afectadas, (2) Evaluación de Daños, esta cuadrilla estará dirigida por una persona capacitada técnicamente para evaluar y delimitar las zonas de riesgo; entre las prioridades de esta cuadrilla estará, el control o hasta restricción, de la circulación por las zonas afectadas y (3) Levantamiento de datos técnicos, esta cuadrilla también estará dirigida por un técnico capacitado para el levantamiento rápido y eficiente, por ejemplo, de información topográfica, toma de muestras y estimación preliminar de dimensiones del deslizamiento; esta información topográfica servirá para la estimación de los volúmenes deslizados y la asignación eficiente de los recursos a emplear (humanos, maquinaria y equipo, costos) para la remoción y limpieza de la zona donde ocurrió el deslizamiento, previniendo así la

malversación de fondos y la reducción del tiempos para la toma de decisiones técnicas, razonablemente acertadas, para la mitigación de riesgo y vulnerabilidad. Cada cuadrilla tendrá disponible las herramientas e instrumentos para la ejecución de sus actividades; si no hubiera disponibilidad, esto serviría para gestionar, por ejemplo, donaciones, convenios; o como mínimo para que las entidades respectivas se enteren de las limitantes existentes para enfrentar los efectos de un deslizamiento de tierra; esto también implica, dar publicidad al estudio previo de riesgo y al plan de acción elaborado.

3- Post-ocurrencia

La emergencia, en este período se deben realizar los estudios siguientes: levantamiento topográfico de detalle, estudio geológico y geotécnico, estudio hidrológico. Basados en los resultados y análisis de datos obtenidos, proponer obras de ingeniería que mejor se ajusten a las condiciones de campo; en este trabajo de graduación se consideran para ese fin, “Obras de Ingeniería de Bajo Costo”, estas no son necesariamente obras baratas, Son de “bajo costo”, por ejemplo, porque se adaptan a las condiciones de campo, utilizando materiales existentes en la zona, para reducir costos por movilización de materiales y equipos, además, por la implementación de tecnologías que impliquen el uso adecuado y racional de materiales naturales, haciendo uso, por ejemplo, de las técnicas de conservación de suelos y control de torrentes; adicionalmente, se disminuirán los costos identificando zonas prioritarias, donde es necesario reducir la inestabilidad, implementando de manera eficaz los recursos disponibles. Siendo así Obras de

Ingeniería de Bajo Costo, técnicamente viables, que reducen la inversión económica inicial, y que controlan razonablemente la inestabilidad en las zonas más condicionadas por los factores naturales intrínsecos de la ladera.

5.6. Enfoque Técnico de Obras de Ingeniería Propuestas

Del capítulo 3 y 4, el problema de inestabilidad permanente en el cerro La Burrera, se debe principalmente a tres factores condicionantes predominantes, controlables con obras de ingeniería de bajo costo (1) la saturación de la matriz, de la masa terro-rocosa, arcilla blanda de alta plasticidad (2) la erosión intensa causada por la falta de amarre o anclaje entre las capas superficiales de suelo y los estratos más resistentes y por falta de cobertura vegetal y (3) las pendientes pronunciadas del terreno, aumentan la magnitud de la componente tangencial de la masa de suelo y rocas, favoreciendo su desplazamiento ladera abajo. Por tanto, la propuesta de solución planteada en el caso particular del deslizamiento ocurrido en el cerro La Burrera, tiene como objetivo disminuir las fuerzas desestabilizantes, controlando la saturación de la masa de suelo, por medio de un sistema de drenaje focalizado en áreas de mayor inestabilidad, control de la erosión del suelo mediante la implementación de barreras vivas, plantas de raíces profundas que permitan mejorar la capacidad de infiltración de los suelos, la extracción de agua a través de las raíces, el anclaje y estabilización de las capas superficiales a estratos de mayor resistencia; además el control puntual de pendientes y erosión en la zona del deslizamiento de tierra. Además, en la zona cercana al cantón El Zapotal, ladera abajo, se propondrá la implementación de una barrera que minimize los daños que puede

ocasionar un flujo de suelo y rocas de mediano a gran tamaño, por que la ocurrencia de estos fenómenos es latente, a pesar de la implementación de obras de ingeniería que minimicen el riesgo. También se ha propuesto una obra de paso de la quebrada El Playón en la intersección de la carretera CHA 6N, en el cantón El Zapotal, con la capacidad hidráulica adecuada, ya que en este punto del cantón, se han presentado los mayores daños producidos por el flujo de lodo, rocas y árboles ocurridos con anterioridad, el último registrado en 2010, durante la tormenta tropical Agatha.

5.7. Propuesta de soluciones aplicadas al caso de estudio: deslizamiento de tierra en cerro la burrera

Se ha realizado la propuesta de solución, sub-dividiéndola en dos partes (1) zona del deslizamiento de tierra y (2) zona poblada, Cantón El Zapotal. La Fig. 5.2 es el esquema general de zonas a proteger en el cerro La Burrera.

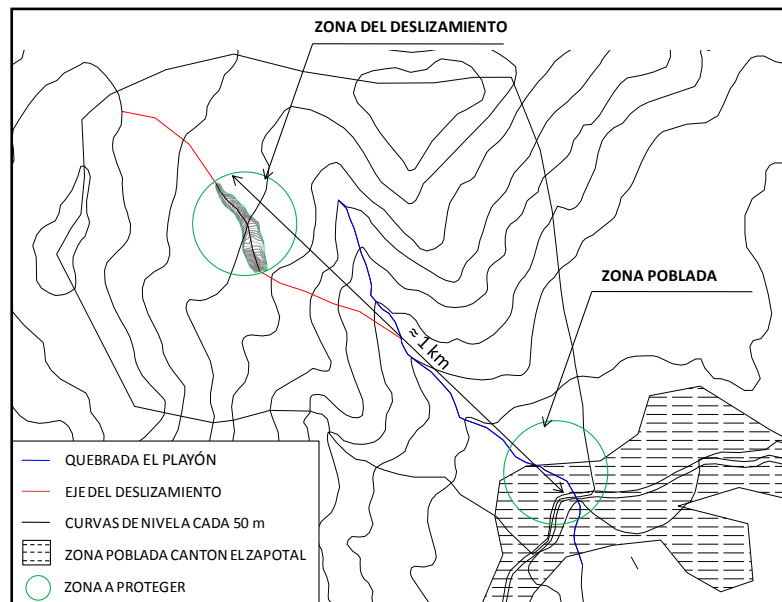


Fig. 5.2 Esquema general de zonas a proteger, en cerro La Burrera (sin escala).

Resumen de Obras Propuestas

Para proteger contra la erosión superficial, el área afectada de la ladera, en la zona donde inició el deslizamiento, elevación 1086 msnm; se ha proyectado la construcción de un sistema de drenaje (canales labrados, enrocados), que evacue el escurrimiento superficial, hacia zonas de menor inestabilidad, además en el canal ceñido por el deslizamiento se ha proyectado, en puntos de cambios de pendiente, la construcción de terrazas de baja altura (0.30 y 1.0 m), para favorecer la disipación de energía y velocidad que adquiere el flujo ladera abajo. En los taludes adyacentes al deslizamiento, en un área delimitada según la tendencia de las curvas de nivel, se ha proyectado la revegetación con plantas de raíz profunda y de baja altura, gramíneas y arbustos, de las que se sugieren algunas especies, zacate vetiver ó limoncillo; sin embargo, esas especies pueden ser sustituidas por otras que sean más comunes en la zona, que tengan las características deseadas, según la propuesta posterior de un profesional con experiencia en el área de conservación de suelos. En la zona baja de la ladera, 200 m aguas arriba de la zona poblada, se ha proyectado la construcción de una barrera flexible, que retenga el flujo de rocas de mediano a gran tamaño y de árboles, y al mismo tiempo permita el paso del agua, hacia un canal colector que se ha proyectado en una longitud de 100 m, 50 m a la derecha y 50 m a la izquierda del punto donde actualmente se ubica una alcantarilla (hidráulicamente insuficiente), la cual será sustituida por una obra de paso, de mayor capacidad hidráulica, de 2 m x 2 m; permitiendo la realización del mantenimiento respectivo y el paso adecuado del agua en ese punto de la quebrada (cruce de carretera CHA 6N en Cantón El Zapotal).

5.7.1. Propuesta de Solución

5.7.1.1 Zona del deslizamiento de tierra

Obras preliminares

Se hará limpieza, descapote y chapeo en el canal ceñido por el deslizamiento y en los taludes adyacentes, removiendo el material superficial suelto.

Cobertura vegetal

Los procesos erosivos requieren la presencia y escurrimiento de agua, proveniente de la lluvia; de su cantidad, intensidad y distribución depende el grado de erosión y el volumen de suelo desplazado; asimismo, la lluvia determina, en alto grado a través de su influencia sobre el terreno y la vegetación, la eficiencia de las protecciones naturales contra la erosión, el agua fluye más rápidamente a medida aumenta la pendiente y por ende el tiempo de infiltración es menor. La cobertura vegetal disminuye la erosión así: dispersión directa, intercepción por el follaje con protección directa contra el impacto de las gotas de lluvia sobre el terreno, transpiración de grandes cantidades de humedad que pasan de estratos profundos a la atmósfera, efecto sujetador del sistema radicular sobre las partículas del suelo y aumento de la fricción superficial y dispersión lateral de la escorrentía disminuyendo su volumen y disminuye velocidad. Las barreras vivas son hileras de plantas perennes de crecimiento denso, las especies de más uso y con mejores resultados en el país es el Zacate Vetiver y el limoncillo, también han sido ampliamente utilizados la piñuela y el izote, en esta propuesta se ha considerado Zacate Vetiver, la forma de siembra propuesta, es en contorno, disponiendo hileras dobles al tresbolillo, distanciadas a 0.20 m, en forma transversal a la pendiente del terreno, siguiendo las

curvas de nivel, corrigiendo curvas y ángulos muy forzados, de esta manera, cada hilera de plantas es un obstáculo que se opone al paso del agua de escorrentía disminuyendo su velocidad y capacidad de arrastre, separación entre hileras depende de la pendiente del talud, para pendientes mayores entre 35 y 40% la distancia horizontal es 6 m. El canal de desviación (C-1) será protegido longitudinalmente con una faja de arbusto Mirto⁴, la que estará alejada 5m desde el borde de cada talud del canal; la superficie del terreno, entre las fajas de arbusto Mirto y el canal de desviación, será vegetada con zacate Vetiver⁵ de 30cm de altura vista. Los arbustos están separados cada 2.4m, el zacate Vetiver está sembrado en tresbolillo, separados cada 20cm a lo ancho y largo. El canal perimetral (C-2) está protegido con zacate Vetiver, colocado en tresbolillo con dos hileras paralelas al canal, la primera a 15cm del borde del canal, la segunda a 20cm de la primera hilera, ambos lados. La misma distribución es utilizada en los canales secundarios (C-3) y canales al pie de los taludes (C-3). El talud este, visto desde la corona en el lateral izquierdo aguas abajo, es protegido contra la erosión superficial, mediante la siembra de zacate vetiver disponiendo hileras dobles al tresbolillo, distanciadas a 0.20 m, en forma transversal a la pendiente del terreno, siguiendo las curvas de nivel, corrigiendo curvas y ángulos muy forzados, la distancia horizontal entre hileras es 6 m.

Obras de Drenaje Superficial

La Fig. 5.3 es la planta típica de la zona del deslizamiento de tierra, obras de protección y drenaje superficial, además curvas de nivel cada 10m.

⁴Arbusto Mirto alcanza una altura máxima de 2.5m.

⁵Zacate Vetiver crece hasta una altura de 1.5m visto.

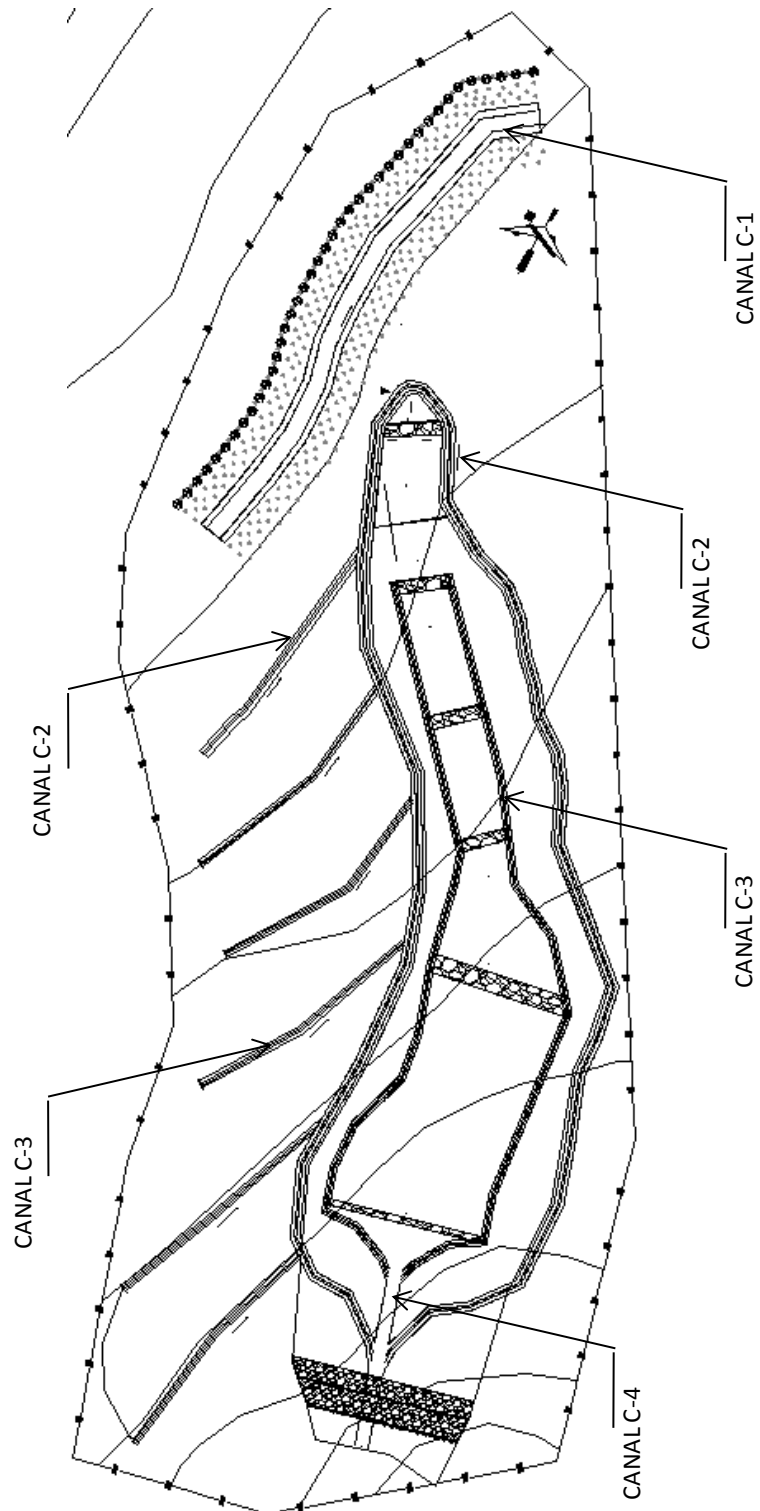


Fig. 5.3 Vista en planta, del sistema de recolección, drenaje y evacuación de las aguas superficiales en la ladera del cerro La Burrera, en la zona del deslizamiento de tierra.

Para la captación y conducción del agua pluvial que incide directamente en la zona del deslizamiento en el cerro La Burrera se ha propuesto un sistema de drenaje que se compone de cuatro tipos de canales, a continuación se describe la ubicación y función de cada uno. El canal perimetral (C-2) será construido, manteniendo la pendiente natural del terreno, alejado perimetralmente 50cm del borde superior de los taludes formados por el deslizamiento, de estacionamiento 0+200 a 0+375, elevaciones de 1086 msnm a 1040 msnm. La función del canal perimetral es evitar el paso y escurrimiento del agua lluvia sobre los taludes y corona del deslizamiento. Los canales secundarios, sección C-3 y longitud de 40m cada uno, estarán ubicados sobre el talud suroeste, pendiente longitudinal 2%, interceptarán al canal perimetral cada 15m e igual separación entre los canales secundarios; las intercepciones de los canales perimetrales y al pie, cercanos a las descargas se han realizado en forma de “Z”, para disminuir velocidad en el empalme. La función de los canales secundarios es captar parte de la esorrentía superficial del talud oeste y drenarla al canal perimetral. El eje del canal de desviación (C-1) será construido en la cota 1082msnm, a no menos que 9.0m alejado de la corona del deslizamiento de tierra, tendrá 80.0m de longitud de suroeste a noroeste, pendiente longitudinal 2%. La función del canal de desviación es proteger a la corona del deslizamiento de tierra, contra mayor escurrimiento de agua superficial hacia ésta, también disminuye el caudal transportado en los canales secundarios y perimetral.

Al pie de los taludes, generados por el deslizamiento de tierra, se construirán canales longitudinales, sección C-3, manteniendo la pendiente longitudinal y natural del terreno. Las funciones de los canales ubicados al pie de los taludes son: captar y drenar el agua

que fluye superficialmente en los taludes. En todos los canales se construirá una rampa de entrada, con el fin de encauzar el agua al interior de los mismos.

Descripción de secciones de canales propuestos

C-1: Sección transversal del canal de desviación, ubicado a nueve metros de la corona del talud ya conformado y suavizada la pendiente, será labrado; las dimensiones de la sección trapezoidal son: profundidad 0.5 m, ancho de la base 2.8 m, relación alto-ancho de los taludes 1:2, además, se siembra zacate Vetiver en tresbolillo, alejado 0.15m del borde del canal hasta una distancia de 5.0m y separados cada 0.20m perpendicular a la longitud del canal, después se siembra una hilera de arbusto Mirto, espaciados longitudinalmente al canal, cada 2.40m; esto igual en ambos laterales del canal, ver Fig. 5.4, la pendiente longitudinal es 2% hacia el noreste.

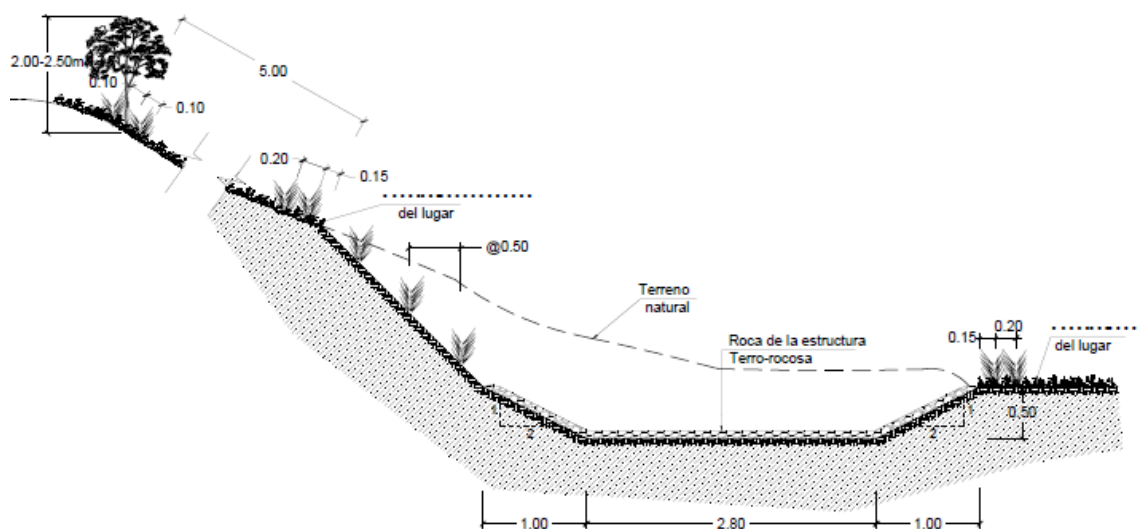


Fig. 5.4 Detalle típico de Canal de Desviación C-1 (sin escala)

C-2: Sección transversal del canal perimetral y del primer canal secundario, labrado y revestido con roca del lugar; las dimensiones de la sección trapezoidal son: profundidad 0.30m, ancho de la base 0.35m, relación alto-ancho de los taludes 1:2, además, se siembra zacate Vetiver en tresbolillo con dos hileras, la primera alejada 0.15m del borde del canal y la segunda a 0.20m separada de la primera hilera, esto igual en ambos laterales del canal, ver Fig. 5.5. Para el canal perimetral, la pendiente longitudinal es igual que la del terreno natural, ver perfil longitudinal de los taludes este y oeste en anexo 5.1, para la canaleta secundaria, la pendiente longitudinal es 2% hacia el canal perimetral.

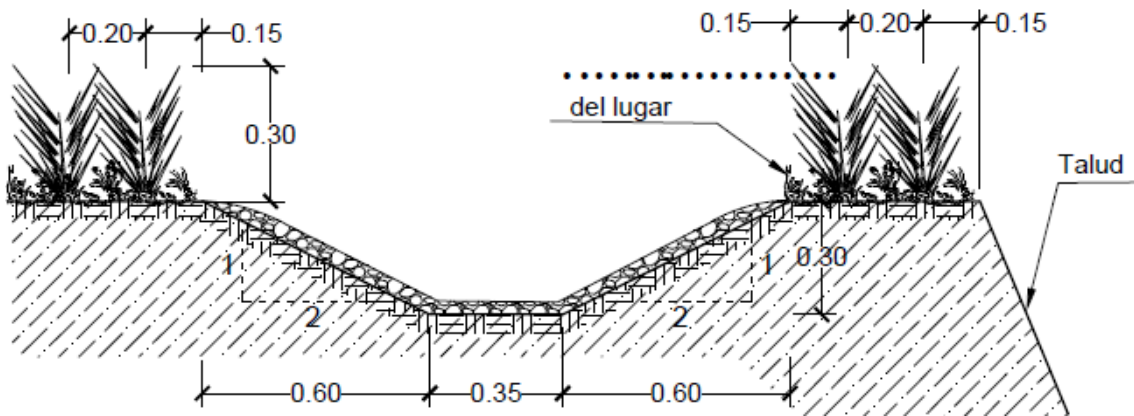


Fig. 5.5 Detalle típico Perimetral C-2 (sin escala)

C-3: Sección transversal de los canales al pie de los taludes este y oeste, labrados a mano con herramientas; las dimensiones de la sección trapezoidal son: profundidad 0.20m, ancho de la base 0.30m, relación alto-ancho de los taludes 1:2, además, se siembra zacate Vetiver en tresbolillo con dos hileras, la primera a 0.15m del borde del

canal y la segunda a 0.20m separada de la primera hilera, esto igual en ambos laterales del canal, ver Fig. 5.6, pendiente longitudinal igual que la del terreno natural al pie de los taludes.

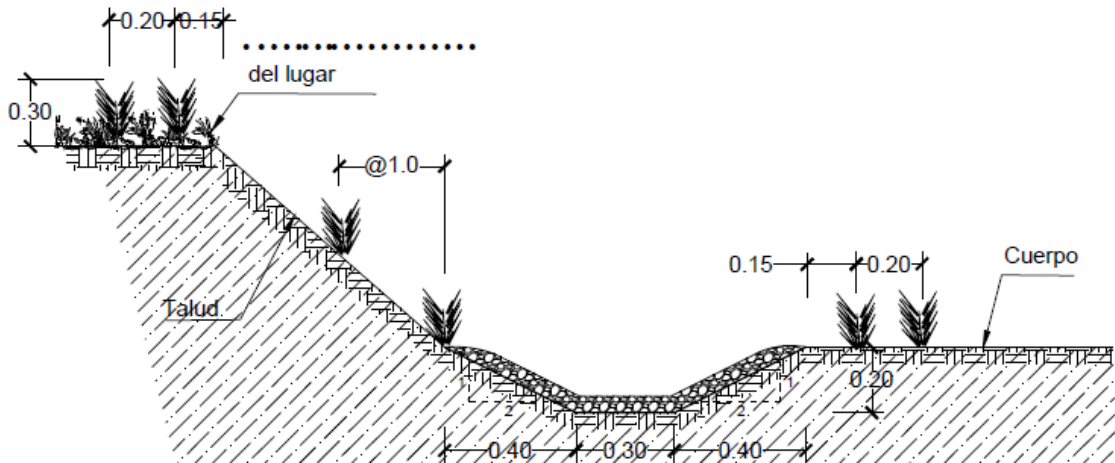


Fig. 5.6 Detalle típico Canal al pie de Talud y Secundarios C-3 (sin escala)

C-4: Sección transversal del canal de descarga protegido con roca del lugar; las dimensiones de la sección trapezoidal son: profundidad 0.40m, ancho de la base 1.0m, relación alto-ancho de los taludes 1:2, además, se siembra zacate Vetiver en tresbolillo con dos hileras, la primera alejada 0.15m del borde del canal y la segunda a 0.20m separada de la primera hilera, esto igual en ambos laterales del canal, ver Fig. 5.7, pendiente longitudinal igual que la del terreno natural al pie de los taludes, ver perfil longitudinal del eje en anexo 5.1.

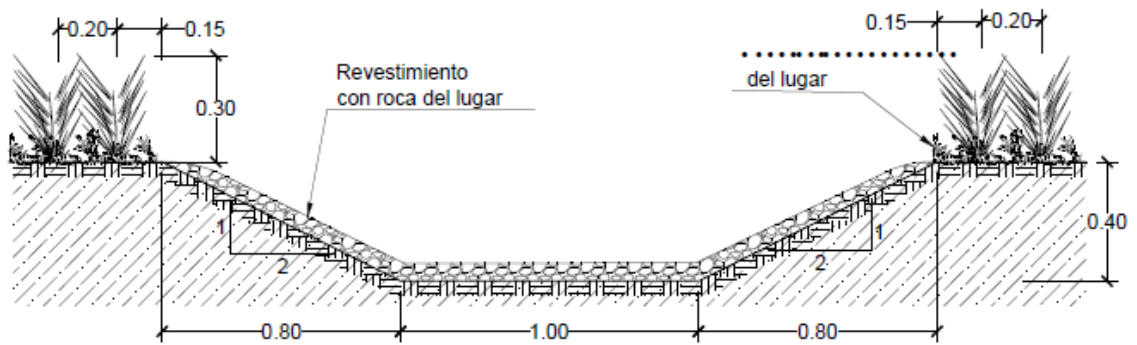


Fig. 5.7 Detalle típico Canal de Descarga C-4 (sin escala)

E-1: Es el empalme entre las secciones C-2 y C-4. La Fig. 5.8, muestra las vistas en planta y sección transversal del empalme.

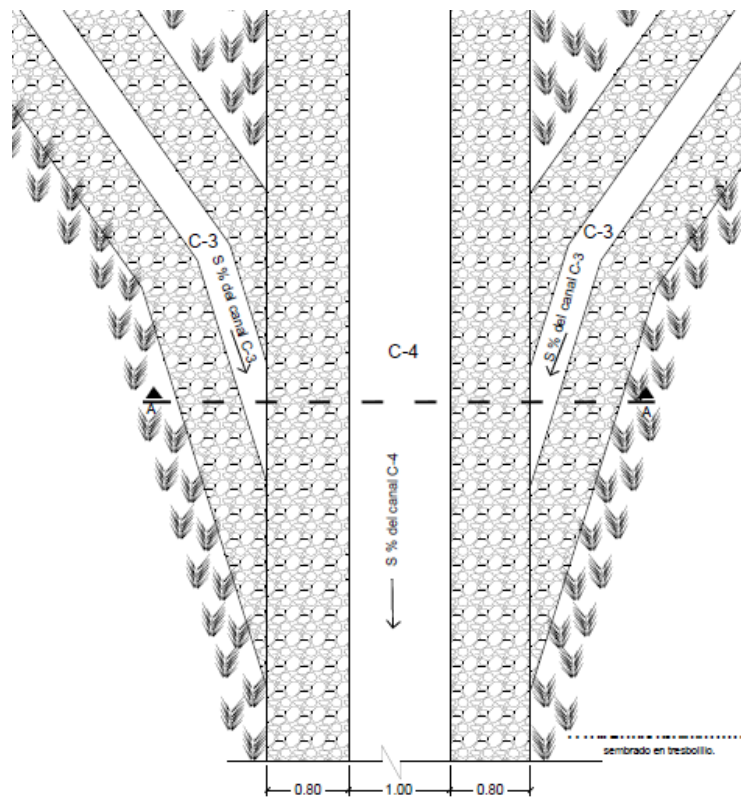


Fig. 5.8 Detalle típico Empalme canales C-3 a C-4 (sin escala)

E-2: Es el empalme entre las secciones C-2 y C-4. La Fig. 5.9 muestra las vistas en planta y sección transversal del empalme T-3.

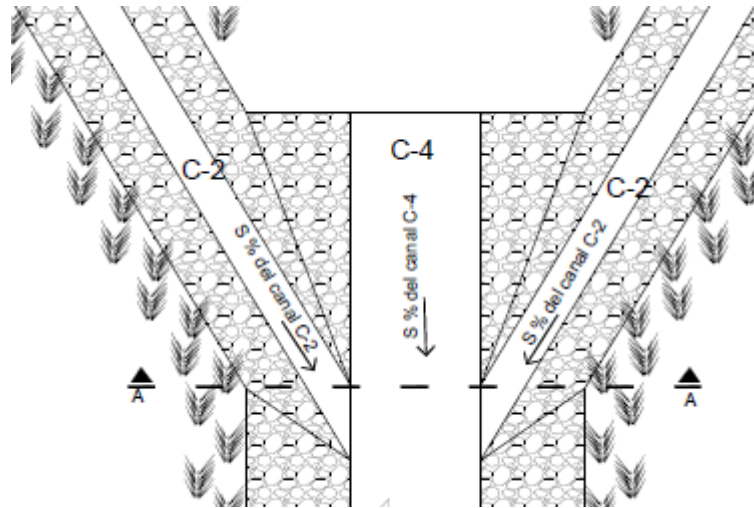


Fig. 5.9 Detalle típico Empalme canales C-2 a C-4 (sin escala)

La Tabla 5.4 muestra la profundidad, ancho de la base de los canales trapezoidales, relación alto-ancho de los taludes en los canales de la zona del deslizamiento de tierra.

Tabla 5.4 Cuadro resumen de las secciones transversales con sus dimensiones.

Sección	Profundidad, m	Ancho de la base, m	Relación alto-ancho de taludes	Pendiente longitudinal, %
C-1	0.50	2.80	1:2	2%, drenando en dirección sureste
C-2	0.30	0.35	1:2	Igual que la del terreno natural al borde de los taludes este y oeste; para canal secundario es 2% hacia el canal perimetral
C-3	0.30	0.20	1:2	Para los canales al pie del talud es igual a la del terreno natural, y para los secundarios es 2%
C-4	0.4	1.00	1:2	Igual que la del terreno natural, sobre el eje del deslizamiento

5.7.1.2 Obras de Estabilización y Control de Erosión en el Canal ceñido por el Deslizamiento de Tierra.

Se analizó la forma de disminuir la erosión intensa en el canal ceñido por el deslizamiento de tierra, sin provocar un mayor desequilibrio o inestabilidad. El deslizamiento ocurrido en el Cerro La Burrera, está ubicado en una ladera donde el acceso es muy difícil por las pendientes (>30%) y la distancia desde la carretera hasta la zona del deslizamiento (> 1 km); basados en estas condiciones naturales pendientes pronunciadas, se decidió evitar en la propuesta, grandes movimientos de tierra, excavación y relleno, que implicaría la construcción de terrazas, que se distinguen por tener gran anchura y poca profundidad, que interceptan la esorrentía superficial, ya que este tipo de obra, no resulta económicamente factible en laderas cuyas pendientes son mayores que 15%, por tanto en todo el eje del cauce, se ha propuesto un perfilado del terreno removiendo todo el material superficial suelto y en ocho puntos donde hay cambios de pendiente (ver plano N°3 del Anexo 5.1); se han colocado pequeñas terrazas que permiten disminuir la energía del agua que escurre por el canal central, ver Fig. 5.10 y Fig. 5.11.

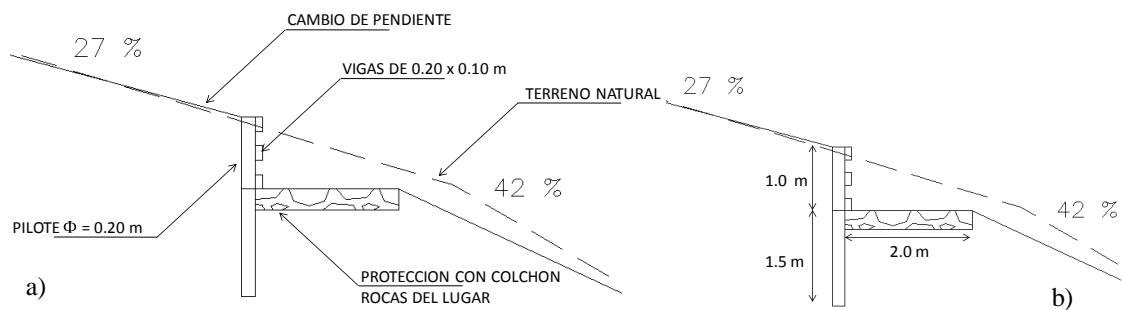


Fig. 5.10 Detalle de Palo pique en puntos de cambio de pendiente, a) Descripción de elementos componentes del palo pique y b) acotamiento de dimensión es de caída.

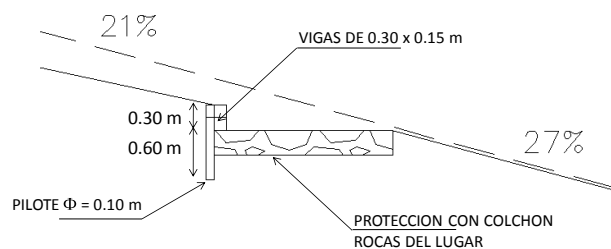


Fig. 5.11 Detalle de escalones de protección y disminución de energía en puntos de cambio de pendientes

De la figura Fig. 5.10 y Fig. 5.11, las terrazas son(1) escalones tipo I tienen 0.30 m de altura y de 2 m de longitud, en cambios suaves de pendiente, por ejemplo de 21% a 27%, en la caída se coloca protección con colchón, elaborado con rocas del lugar, material abundante en la zona, que servirá únicamente de protección contra erosión en los cambios de pendiente, en este escalón se colocará una faja de madera de dimensiones de 0.30 x 0.15 m elaboradas con madera del lugar, con pilotes de madera de 0.1 m de diámetro a cada 1.0 m, empotrados en el terreno como mínimo 0.60 m.(2) escalones tipo II, tienen 1.0 m de altura y 2 a 3 m de longitud, en cambios de pendiente más abruptos, por ejemplo de 27% a 42%; ya que se estará reteniendo un volumen mayor que los escalones tipo I, se colocará, como obra de retención, un sistema de palo pique, este consiste en pilotes de madera de 0.20 m de diámetro, empotrados 1.5 m con vigas transversales de dimensiones iguales a las fajas de 0.20 x 0.10 m; con un entramado de madera anclado al marco principal; aunque la madera tiene vida útil menor (3 a 7 años) comparativamente que otros materiales como el concreto de baja resistencia (15 a 20 años), este sistema de palo pique, favorece la estabilidad, permitiendo la recuperación de la zona, regeneración de la cobertura vegetal y estabilización o compactación natural del

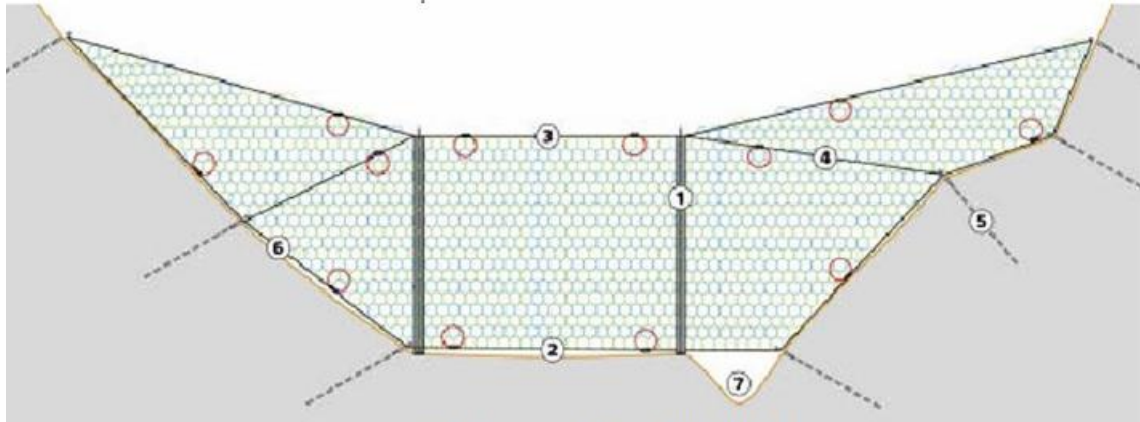
suelo, durante la vida útil del sistema; además es una técnica de bajo costo ya que para su elaboración se utilizan especies del lugar, su construcción y colocación es sencilla.

5.7.1.3Obras de Protección en la zona poblada

El flujo ocurrido en 2010, activado por la tormenta tropical Agatha, inundó la vía y las zonas adyacentes a la quebrada, aguas arriba y aguas abajo, en una longitud aproximada de 100 m. Esto debido a dos factores, el volumen de suelo, rocas y escombros movilizado y la capacidad hidráulica insuficiente de la obra de paso, ubicada en la quebrada el Playón, sobre la carretera CHA 6N; el área afectada se ubica entre la iglesia católica y una propiedad denominada la Vega (≈ 100 m). Por esto, se ha planteado la construcción de una obra de retención que amortigüe la bajada de los volúmenes deslizados y detenga razonablemente el flujo de material grueso, rocas y árboles, reteniendo el material grueso y dejando pasar el agua hacia la obra de paso. El trabajo en la zona baja se divide en dos partes: (1) Obra de retención, (2) Obra de encauzamiento y recolección de agua y (3) Obra de Paso. A continuación se describen cada una de ellas.

(1) Obra de Retención. Consiste en una barrera flexible en forma de malla de acero, interpuesta convenientemente entre el foco de amenaza y la zona donde se desarrolla la actividad humana, para retener flujos de detritos, interceptando, reteniendo y reduciendo la energía final del flujo acuoso - denso (debrisflow-madera) con el objetivo individual o combinado de reducir la capacidad erosiva y/o destructiva del flujo reduciendo la carga en suspensión hasta la proporción mínima de agua turbia no erosiva, que retenga el

material que bajaría durante un flujo de lodo y escombros, dejando pasar únicamente el agua, la cual es encauzada en la obra de paso.



Esquema del sistema GEOBRUGG UX

- | | |
|--------------------------------|------------------------------------|
| 1. poste de acero | 5. anclaje de cables flexible |
| 2. cable de soporte inferior | 6. cable perimetral lateral |
| 3. cable de soporte superior | 7. Aliviadero para descarga normal |
| 4. cable de soporte intermedio | |

Fig. 5.12 Detalle de componentes principales de barrera flexible

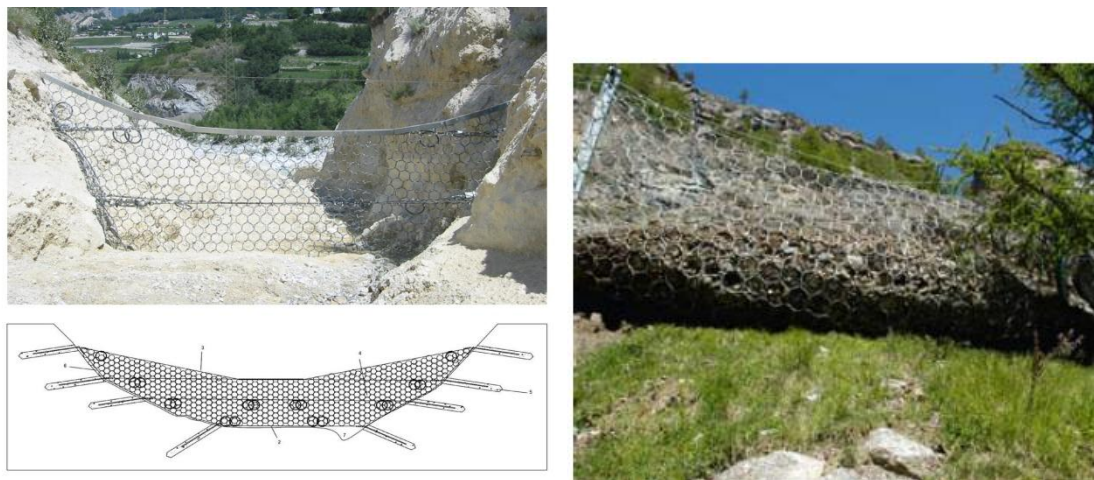


Fig. 5.13 Esquemas de la barrera de protección proyectada.

(2) Obra de Encauzamiento y Recolección de Agua. Consiste en un canal recolector, de 100 m de longitud, con las dimensiones mostradas en la figura Fig. 5.14, se ha propuesto este canal, porque a la salida de la quebrada, en el pueblo el Zapotal, no existe un cauce bien definido, lo cual favorece la inundación. Por esto, se encausará el agua, en la longitud de afectación, hacia la obra de paso, a través de estos canales colectores. En el Anexo 5.3 se presentan las memorias de cálculo de todas las obras propuestas.

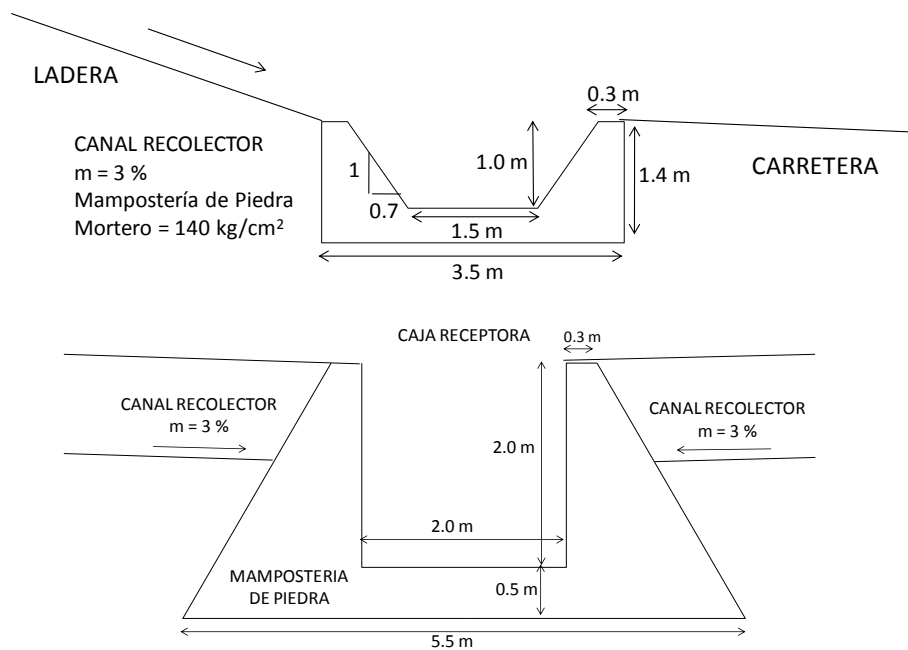


Fig. 5.14 Detalle de canales colectores en la salida de la quebrada El Playón

(3) Obra de Paso. La obra de paso consiste en la construcción de una caja de concreto a la salida de la quebrada El Playón, las dimensiones son 2.0 m x 2.0 m. Hidráulicamente la sección fue dimensionada con el caudal obtenido del capítulo 3 ($Q=15 \text{ m}^3/\text{s}$), dejando un bordo libre de 1.0 m, por el arrastre de materiales gruesos de la ladera. Ver anexos 5.1 Planos y anexo 5.3 Memorias de Cálculo.

5.7.2 Análisis de Costos Directos

Para determinar los costos directos, materiales, mano de obra, equipo, es necesario realizar previamente la determinación de las cantidades de obra a realizar en el proyecto.

Las siguientes tablas muestran los elementos a construir, volúmenes de corte y relleno, desalojo de material, cantidad de arbustos Mirto y zacate Vetiver a sembrar, otros.

Tabla 5.5 Volumen de rocas utilizadas en los colchones.

# Colchón	*UBICACIÓN	Espesor, m	Área en planta, m ²	Volumen, m ³
1	0+005	0.3	116.10	34.83
2	0+031	0.3	125.21	37.56
3	0+052	0.3	127.71	38.31
4	0+072	0.3	116.32	34.89
5	0+094	0.3	453.39	136.02
6	0+117	0.3	169.47	50.84
7	0+161	0.3	532.51	159.75
8	0+168	0.3	648.66	194.60
Total			2,289.36	686.81

NOTAS:

*Ver anexo A.5.1 plano #4/10

Usar rocas del lugar, tamaño mediano, de 13 a 25cm de diámetro, roca sana, no fracturada.

La tabla 5.6 muestra la longitud total de las barreras vivas de palo-pique, cantidad de troncos necesarios para su construcción, estacionamiento de cada barrera y espaciamiento entre los troncos empotrados en el terreno.

Tabla 5.6 Barrera viva de Palo-Pique, cantidad de troncos necesarios para construirlas.

Pilotes circulares 0.2m de madera						Vigas transversales 0.2mx0.1m	
Estación	Altura, m	Tramo, m	Espaciamiento, m	Cantidad pilotes, u	Longitud total, m	Total de Hileras (u)	Longitud total vigas, m
0+005	2.5	8.67	0.7	14	35.00	3	26.01
0+052	2.5	10.21	0.7	16	40.00	3	30.63
0+072	2.5	9.37	0.7	15	37.50	3	28.11
0+093	2.5	23.49	0.7	35	87.50	3	70.47
0+163	2.5	28.38	0.7	42	105.00	3	85.14
0+167	2.5	24.87	0.7	37	92.50	3	74.61
Total		104.99		159	397.50		314.97

Tabla 5.7 Escalones de disipación, pilotes y vigas de madera necesarias para la construcción de los mismos.

Pilotes circulares 0.1m de madera						*Vigas de madera
Estación	Altura, m	Tramo, m	Espaciamiento, m	Cantidad pilotes, u	Longitud total, m	Longitud, m
0+005	0.9	12.12	1	13	11.70	12.12
0+052	0.9	10.01	1	11	9.90	10.01
0+072	0.9	21.37	1	22	19.80	21.37
0+093	0.9	27.12	1	28	25.20	27.12
Total		70.62		74	66.60	70.62

NOTA:

*Sección 0.30mx0.15m

Tabla 5.8 Cerco perimetral con alambre de púas, D = 0.10 m.

Altura, m	Perímetro, m	Distancia entre estacas, m	Cantidad estacas, u	Longitud total de estacas, m
2.00	580.12	1.2	484	968

Tabla 5.9 Zacate Vetiver en canales.

Sección	Longitud, m	Espaciamiento entre haces, m	Fajas/canal, u	Cantidad, u
C-1	90.59	0.50	4	729
En hilera de Mirto	94.35	0.50	2	759
C-2 secundaria	40.00	0.50	4	324
C-2 perimetral	359.77	0.50	4	2882
C-3 secundarias	200.00	0.50	4	1604
C-3 al pie talud	254.04	0.50	2	2036
C-4	17.66	0.50	4	145
Total	1056.41			8479

Tabla 5.10 Volumen de corte para labrar las canaletas.

Sección	Área transversal, m ²	Longitud, m	Cantidad, u	Volumen de corte, m ³
C-1	11.505	90.59	1	1042.238
C-2 secundaria	1.383	40.00	1	55.320
C-2 perimetral	0.285	359.77	1	102.534
C-3 secundarias	0.541	40.00	5	108.200
C-3 al pie talud	0.140	254.04	1	35.566
C-4	0.720	17.66	1	12.715
Total Corte (m ³)		802.06		1356.57

Tabla 5.11 Volumen de corte para labrar rampas al inicio de los canales, pendiente 1:2

Sección	Altura de canal, m	Longitud, m	Sección, m ²	Ancho de canal, m	Volumen de corte, m ³
C-1	0.50	1.00	0.25	4.8	1.2
C-2 secundaria	0.30	0.60	0.09	1.55	0.1395
C-2 perimetral	---	---	---	---	---
C-3 secundaria	0.20	0.40	0.04	1.1	0.044
C-3 al pie talud	0.20	0.40	0.04	1.1	0.044
C-4	0.40	0.80	0.16	2.6	0.416
Total corte		3.20			1.8435

Tabla 5.12 Cantidad de zacate Vetiver sembrado en el cuerpo de los taludes sureste y suroeste.

Ubicación	Longitud, m	Distancia entre hileras, m	Ancho promedio, m	Hileras longitudinales, u	Espaciamiento entre haces, m	Cantidad de haces, u
Talud este	172.3572	1.00	4.85	4	0.5	1383
Talud oeste	187.4128	1.00	4.2	4	0.5	1578
Total						2961

Tabla 5.13 Cantidad de arbustos tipo Mirto sembrados al costado noroeste del canal de desviación C-1

Longitud, m	Espaciamiento, m	Cantidad, u
94.35	2.4	40

Tabla 5.14 Cantidad de haces de zacate Vetiver sembrados sobre el talud este.

Ubicación	Area, m ²	Longitud, m	Distancia entre hileras dobles, m	Cant. Hileras @6.0m, u	Longitud por hilera, m	Longitud total, m	Longitud por doble hilera, m	*Cantidad total de haces, u
Talud este	5396.71	195	6	34	15	502.50	1005.00	5025

Tabla 5.15 Obra de paso, caja, cálculo del volumen de concreto y cuantía de acero.

Sección, m ²	Longitud, m	Volumen concreto, m ³	Acero, Kg/ml	Longitud, m	Acero total, Kg	Acero, QQ	Desperdicio y traslapes 10%	Cantidad acero total, QQ
2.375	6.7	15.9125	366.6403	6.7	2456.49	54.0428	5.4043	59.4

Tabla 5.16 Canaleta de mampostería de piedra, paralela a la calle.

Area, m ²	Longitud, m	Volumen, m ³	1.2 x volumen, m ³
2.4	100	240	288

Tabla 5.17 Cortes y rellenos en el cuerpo del deslizamiento de tierra.

Sección, m2	Longitud, m	Volumen, m3	
		Corte	Relleno
3.7427	7.15	26.77	---
0.3636	7.15	---	2.60
0.6056	10.59	6.41	---
6.0711	16.11	97.83	---
1.6903	22.00	---	37.19
4.6913	7.88	36.98	---
2.9241	9.36	27.38	---
3.3434	12.65	---	42.29
6.0688	24.37	147.87	---
0.7023	19.74	---	13.87
12.1821	24.68	300.61	---
6.1826	29.52	182.53	---
2.0453	29.88	61.11	---
1.7043	24.83	42.31	---
Subtotales		929.81	95.95
Sub-total X 1.1		---	105.54
Totales		833.86	105.54

Tabla 5.18 *Pirámide truncada de mampostería de piedra en la caja.

Perímetro base mayor, m	Perímetro base menor, m	Apotema del tronco de pirámide, m	Área base mayor, m2
28.454	13.254	3.467	50.258
Altura pirámide, m	Área base menor, m2	Área lateral, m2	Área total, m2
2.900	10.636	72.301	133.195
**Volumen, m3		13.59	

* Ver plano A.5.1 8/10

** No incluye volumen de caja cuadrada.

Tabla 5.19 Siembra de zacate Vetiver justo antes y/o después de los colchones, palo-pique y escalones disipadores de energía cinética.

Elemento	*Ubicación	Distancia transversal, m	Longitud, m	Distancia entre haces, m	Espaciamiento entre hileras, m	Cantidad de hileras dobles, u	Cantidad de haces, u	
Corona	0+000	---					**	***
		3.83			1.3	2		177
Palo pique	0+005		8.67	0.2			177	
		13.2			6	2		271
Escalón de disipación	0+021		12.12	0.2			123	
		8.3			6	1		141
Escalón de disipación	0+031		10	0.2			204	
		19.1			6	3		331
Palo pique	0+053		10.2	0.2			208	
		17.4			6	2		192
Palo pique	0+073		9.4	0.2			192	
		19.4			6	3		766
Palo pique	0+095		23.5	0.2			474	
		20.6			6	3		738
Escalón de disipación	0+118		21.3	0.2			108	
		16.35			6	2		547
Escalón de disipación	0+136		27.15	0.2			274	
		24			6	4		1140
Palo pique	0+162.5		28.3	0.2			285	
		0.4			---	0		0
Palo pique	0+167		24.85	0.2			0	
Subtotales							2045u	4304u
Total							6349u	

NOTAS:

* Ver anexo A.5.1 plano # 4/9

** Haces de Vetiver sembradas longitudinalmente al palo pique, escalón de disipación o colchón

*** Haces de Vetiver sembrados en paralelo y en el espacio entre dos palo pique o escalones de disipación consecutivos.

Tabla 5.20 Aletones y losa de mampostería de piedra, ubicados en la salida de la caja.

Área losa de salida,	Espesor, m	Volumen mampostería
7.5092	0.3	2.25
Volumen aletones, m3		25.66

Tabla 5.21 Cortes en la obra de paso, caja.

Elemento	Área, m2	Altura, m	Volumen, m3
Prisma truncado	50.2584	3.3	165.85
Caja	6.8674	3.2	21.98
Aletones y losa	20.6636	3.2	66.12
Total			253.95

La tabla 5.22 presenta el cuadro resumen de las actividades a realizar en el proyecto, precios unitarios y costos directos.

Tabla 5.22 Presupuesto de las obras contempladas en el proyecto.

TRABAJO DE GRADUACIÓN: PROPUESTA DE SOLUCIONES TEMPRANAS CON OBRAS DE INGENIERIA DE BAJO COSTO; PARA MITIGACION DE RIESGOS Y CONTROL DE VULNERABILIDAD, EN ZONAS DE DESLIZAMIENTOS EN LADERAS DE MONTAÑAS Y VOLCANES EN EL SALVADOR.

Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Total
Limpieza	SG	1.00	2500.00	2500.00
Corte	m ³	2,542.22	4.60	11,694.23
Desalojo de tierra (cortes)	m ³	3057.84	2.50	7,644.60
Compactación de suelo (rellenos)	m ³	105.55	4.60	485.51
Colchón de revestimiento	m ²	2,289.36	30.00	68,680.94
Siembra vetiver	u	25681	0.23	5,906.63
Siembra arbustos	u	40	2.35	94.00
Cerco perimetral (alambre de púas)	mL	580.12	6.25	3,625.75
Palo pique	mL	104.99	5.25	551.20
Escalón de disipación	mL	70.62	3.75	264.83
Obra de paso (Caja)	mL	6.70	9,000.00	60,300.00
Mampostería de piedra	m ³	327.25	95.00	31,088.44
Barrera flexible dinámica tipo UX180-H6	SG	1.00	147,562.48	147,562.48
COSTO DIRECTO				340,398.60
COSTO INDIRECTO (17%)				57,867.76
SUB-TOTAL				398,266.36
IVA (13%)				51,774.63
COSTO TOTAL				450,040.99

NOTAS:

El precio unitario del zacate Vetiver incluye transporte, siembra y abono.

La barrera dinámica incluye red de anillos ROCCO, cables tipo GEOBINEX de soporte y de retención con anillos de frenado tipo GN-9017/9055, 2 postes con placas de base y barras GEWI (L=10m/ 10m/ 1.5m), 36 anclajes de cable tipo espiral tipo GEOBRUGG D22.5mm (L=17.5 m, est.)

Para el desalojo, se consideró el factor de abundamiento del suelo, el corte total fue multiplicado por el factor F = 1.25

CAPITULO 6

CONCLUSIONES

Y

RECOMENDACIONES

6. Conclusiones y Recomendaciones

6.1. Introducción

El problema de inestabilidad y estabilidad, en laderas de montañas y volcanes, constituyó el objeto de estudio de este trabajo de graduación, basándose en el caso de inestabilidad permanente en el Cerro La Burrera, cantón El Zapotal, municipio Ojos de Agua, Departamento Chalatenango. Basados en esto, y en las siguientes consideraciones, se tendrán las conclusiones consiguientes:

6.2. Consideraciones

- Los factores de inestabilidad de mayor incidencia en los deslizamientos de tierra, en laderas de montañas y volcanes, son la lluvia, los sismos y la intervención antrópica.
- Los factores condicionantes de deslizamientos, comunes en laderas de montañas o volcanes, son las pendientes pronunciadas, estratos superficiales susceptibles a erosión sobre-yacientes a estratos rocosos de mayor resistencia, escarpes pronunciados con erosión regresiva, corrientes de agua superficial y agua subterránea.
- La combinación de los factores condicionantes y desencadenantes, induce a la inestabilidad. Cuando ocurre la falla, se supera la resistencia de los suelos, que depende del ángulo de fricción interna y la cohesión, esto sucede por el ablandamiento y saturación de los suelos o por movimientos sísmicos.
- Los Flujos de Lodo, comienzan con un deslizamiento en zonas de mayores pendientes, con un movimiento traslacional o derrumbe, sobre un plano de

debilidad. Estos, con el movimiento ladera abajo adquieren mayor energía cinética y potencia de arrastre de rocas de todos los diámetros que encuentra a su paso, alcanzando velocidades mayores que 10 km/h y espesores mayores que 5 m. Este tipo de deslizamiento es fuente de riesgo para las personas y poblados ubicados en las zonas de depositación y deyección de quebradas definidas en la zona de drenaje de las laderas.

- Las obras de ingeniería de bajo costo y de respuesta temprana, objeto de estudio en este trabajo de graduación, son las que se integran a las condiciones naturales de la ladera, evitando sobrecargas y mayor inestabilidad en los estratos superficiales, por ejemplo, con muros de retención pesados y de gran altura.

6.3. Conclusiones

La causa principal de inestabilidad en la ladera donde ocurrió el deslizamiento de tierra en el cerro La Burrera es el agua lluvia y los espesores de suelos débiles, en la zona correspondiente a la más al norte del país y del departamento Chalatenango, elevación 1223.62 msnm, se recargan los acuíferos del área y las cavidades sub-superficiales, y se saturan los suelos en los estratos superficiales, disminuyendo su resistencia, por ablandamiento de la masa de suelo y erosión superficial intensa; esto favorece el ciclo de inestabilidad recurrentemente. Así, una condición permanente de vulnerabilidad en el cerro La Burrera, es el agua subterránea y su manejo ingenieril, esto es importante para el control de la inestabilidad de las masas de tierra en laderas o taludes.

La inestabilidad en las masas de suelos, en las laderas del cerro La Burrera con espesores de 3m a 5m es generada por el agua lluvia, por períodos intensos sostenidos, críticos extraordinarios de pluviosidad; cuando se sobrepasan los valores de lluvia del régimen normal del período invernal y en lapsos muy cortos; respecto a lo descrito y llueve similares cantidades, los volúmenes de agua escurridos e infiltrados se vuelven de control insuficiente, cuando de manera natural se auto-controlan, causan desastres; por ello, con un sistema de recolección, drenaje y evacuación adecuada del agua lluvia que escurre superficialmente, con obras de ingeniería, se controlaría y disminuiría en lo posible, el impacto del nivel que sea, sobre la población de cada lugar; tal como lo detalla la propuesta en el cerro La Burrera y en el cantón El Zapotal, ver capítulo 5 y planos anexos, el total de las obras del proyecto tiene como valor estimado el valor de US \$ 450, 040.99.

6.4. Recomendaciones

A partir del estudio realizado, se llega a las siguientes recomendaciones:

A la junta directiva del cantón El Zapotal, en coordinación con la Alcaldía del Municipio Ojos de Agua, en Chalatenango y protección civil:

- 1- Utilizar el diseño preliminar contenido en este trabajo de graduación, para la consecución de fondos representados por los costos del proyecto US \$ 450, 040.99; que hagan posible el financiamiento del diseño final de ingeniería y la construcción de las obras de mitigación, que esa zona necesita con urgencia; esto, basados en la problemática permanente del deslizamiento de la ladera en la cota 1086 msnm, de la

ladera sur este del cerro La Burrera, cantón El Zapotal, y zonas del municipio ojos de agua.

- 2- Las obras propuestas deben tener un mantenimiento adecuado y permanente, para favorecer su buen funcionamiento y para monitorear su efectividad. Las actividades a realizar permanentemente son: fertilización y conservación de la cobertura vegetal en el área protegida, siembra de gramíneas y otras especies de baja altura, como las indicadas en el proyecto, durante la época lluviosa, terminación de revestimiento y afinado de drenajes superficiales, limpieza de canales, colocación de palo-pique o estaquillado en sitios críticos de la ladera; reparación de posibles rupturas o desconfiguración en las estructuras de retención principales, estas son las caídas protegidas con palo-pique y colchones de protección, obras de conformación en el cause y a lo largo de este, aguas abajo, entre 100 a 200 m del cantón el Zapotal, para encauzar adecuadamente las aguas que corren por la quebrada El Playón.

- 3- A las instituciones que continúen este estudio y en otros lugares con similar problemática, en Chalatenango y en el país, incluir en el estudio, la realización de ensayo de refracción sísmica en las zonas altas de cerros y montañas; en el caso del cerro, entre las cotas 1150 a 1000 msnm, y en otros sitios que se estime necesario, de acuerdo a la revisión que se haga, para obtener datos técnicos precisos de los materiales sub-superficiales y el diagnóstico de la zona, que incluya el control del flujo subterráneo de agua para su mejor control y realizando ensayos de refracción sísmica en la zona alta del cerro La Burrera.

BIBLIOGRAFIA

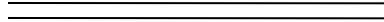
- Aguilar C. 2007. Geología Aplicada. Ed. 1. ED. UCA Editores.
- Alzate Castaño R. 2005. Estabilidad de Taludes con Aplicación en Zonas Húmedas Tropicales. Ed. 1. ED. Universidad del Chocó, Colombia.
- Baxter, 1983. Léxico estratigráfico de El Salvador.
- Braja M. Das. 1999, Fundamentos de Ingeniería Geotécnica. Ed 4°.
- Centro Regional de Ayuda Técnica. 1966. Manual de Conservación de Suelos. Ed. 1. ED. LIMUSA.
- Dirección General de Estadística y Censos. Ministerio de Economía. 2007. VI Censo de Población y de Vivienda 2007.
- Gilluly J. 1959. Principios de Geología. Ed. 2. ED. Aguilar C.A.
- González de Vallejo, 2002. Luis I. Ingeniería Geológica. Ed.1ª
- Instituto Geográfico y del Catastro Nacional, Oficinas del CNR. Plano topográfico, hoja 2356 IV.
- Jiménez Salas J.A. 1975. Geotecnia y Cimientos 1: Propiedades de los Suelos y de las Rocas. Ed. 2. ED. Rueda.
- Juárez, Eulalio y Rico, Alfonso. Mecánica de Suelos. Ed. Facultad de Ingeniería UNAM.
- Jumikis A.R. 1962. Soil Mechanics. Ed.1. ED. D. Van Nostrand Company.
- Kojan, Eugene. 1983. Anexo No.4 Informe sobre el daño de flujos de lodo en el área del volcán de San Salvador.
- Lambe, William y Whitman R. 1995. Mecánica de Suelos. Ed. Limusa. México.

- Lemos R.1999. Drenaje Vial Superficial y Subterráneo. Ed. 1. Universidad del Cauca, Colombia.
- Manual del constructor. 2012. San Salvador.
- Marroquín, Héctor A. Metodología para evaluar la erosión con el uso de fotografías aéreas. III Congreso Nacional de Ingeniería. El Salvador.
- Morán, G. 2010. Reporte de inspección, deslizamiento y flujo de escombros en microcuenca entre cerros vivo y La Burrera, cantón La Zapotera, municipio de Ojos de Agua, Chalatenango.
- Peck R.- Hanson W. – Thornburn T. 1982. Ingeniería de Cimentaciones. Ed. 2. ED. LIMUSA.
- Pérez Merino, Manuel A. Estudio Geotécnico de Taludes de la parte alta del volcán San Salvador. III Congreso Nacional de Ingeniería. El Salvador.
- Servicio Nacional de Estudios Territoriales. 2004.Memoria técnica para el mapa de susceptibilidad de deslizamientos de tierra en El Salvador.
- Servicio Nacional de Estudios Territoriales. Informe técnico de la Baja Presión en el Pacífico y Huracán ida y su impacto en el medioambiente.
- Sowers George B. 1972. Introducción a la Mecánica de Suelos y Cimentaciones. Ed.1. ED. LIMUSA.
- Suárez J. 2009. Deslizamientos, Vol.1 Análisis Geotécnico. Ed. 1. ED. Dirección de Publicaciones UIS, Colombia.
- Suarez, F. 1982. Conservación de suelos.
- U.S. Department of Transportation Federal Aviation Administration. 2006. Surface Drainage Desing. Ed. 1. ED. Hidrika.

Direcciones electrónicas

- <http://www.snet.gob.sv/>
- <http://www.mop.gob.sv/>
- <http://geobrugg.com/>
- <http://es.scribd.com/doc/65255368/8/Flujos-de-barro-Mud-flow>
- <http://online.desinventar.org/desinventar/#SLV-20120604210329>
- Hernández, W.; Handal, L. Informe escrito en periódico DiarioColatino.com <http://www.diariocolatino.com/es/20111130/articulos/97914/%C2%BFQu%C3%A9-pas%C3%B3-en-la-c%C3%A1rcava-del-Cant%C3%B3n--San-Antonio-de-Comasagua.html>.
- Correos electrónicos: info@geobrugg.com, destefano@geobrugg.com, orivas@maccaferri.co.cr, eolivo@durman.com.
- http://www.cnr.gob.sv/index.php?option=com_content&view=article&id=111:historia&catid=97:instituto-geografico-y-del-catastro-nacional&Itemid=170
- <http://www.snet.gob.sv/Geologia/Deslizamientos/Info-basica/3-generalidades.htm>
- http://www.upm.es/rinternacional/iberoamerica/docs/Benito_Oterino.pdf
- http://redgeomatica.rediris.es/sismo/pdf/pub_033.pdf<http://www.eird.org/esp/doc/sdipecho/El-Salvador.pdf>
- http://www.ceprode.org.sv/documentos/Vives_cerca_de_un_volcan.pdf
- http://georiesgosca.ineter.gob.ni/productos/documentos/reporte_am_sis_rel_AMSS.pdf

ANEXOS



ANEXOS
CAPITULO 1

ANEXO 1.1

**PROPUESTA DEL CONTENIDO TEMATICO
ANTEPROYECTO
TRABAJO DE GRADUACION**

PROPUESTA DEL CONTENIDO TEMATICO

CAPITULO I: Consideraciones Generales

Introducción

Antecedentes

Planteamiento del problema

Objetivos

 Objetivo General

 Objetivos Específicos

Alcances

Limitaciones

Justificación

CAPITULO II: Marco Teórico

Condiciones Naturales en Zonas de Deslizamientos en laderas de montañas y volcanes
en El Salvador

Topográficas

Geológicas

Hidrológicas e Hidrogeológicas

Sísmicas y Tectónicas

Antrópicas

Prospección a Deslizamientos de Taludes y Laderas

Factores Desencadenantes

Identificación Pre y Post-Ocurrencia

Tipos de Deslizamientos

Análisis de los Deslizamientos de Taludes y Laderas

Métodos de Análisis

Impactos de los Deslizamientos de Taludes y Laderas

Social

Económico

Político

Territorial, Regional y Local

CAPITULO III: Recopilación y procesamiento de datos del caso de estudio

Recopilación de Datos Históricos

Topografía y Ambiente Fisiográfico

Recopilación de Datos de Campo

Sondeo del Lugar Seleccionado

Presentación de Resultados

CAPITULO IV: Análisis de resultados caso de estudio

Resumen de resultados obtenidos

Aplicación de método clásico de estabilidad de taludes y otros cálculos

Diagnostico del Problema

CAPITULO V: Propuesta de Soluciones Tempranas y Análisis de Costos

Estudio de Casos Particulares de Deslizamientos

Factores Naturales Implicados

Soluciones Implementadas y Tecnologías Aplicadas

Metodología para enfrentar los deslizamientos de tierra

Planteamiento de Soluciones Técnicas Aplicables a zonas de deslizamientos en laderas de montañas y volcanes en El Salvador

Análisis de Costos

Propuesta de un plan de Mantenimiento de las Obras de Protección Recomendadas

CAPITULO VI: Conclusiones y Recomendaciones

Consideraciones Finales

Conclusiones

Recomendaciones

BIBLIOGRAFIA

ANEXOS

Planos

Mapas

Gráficos

Datos Hidrológicos

Datos Geotécnicos

Datos Sísmicos

Datos Topográficos

Datos de Laboratorio

Cotizaciones

ANEXOS
CAPITULO 2

ANEXO 2.1

**EXPERIENCIAS DEBIDAS A EVENTOS LLUVIOSOS
EXTRAORDINARIOS, CAUSAS Y CONSECUENCIAS
CRITICAS DE EVENTOS OCURRIDOS**

Experiencias debidas a eventos lluviosos extremos extraordinarios, causas y consecuencias críticas de eventos ocurridos.

En 1,998 ocurrió el huracán Mitch, dejó como resultado las afectaciones por departamento¹ mostradas en la tabla 1.

Tabla 1 Consolidado de afectaciones por departamento, debido a huracán Mitch. 1998.

Departamento	Vías Terrestres			Damnificados	Infraestructura			Personas Fallecidas
	km vías pav.	km vías no pav.	Puentes dañados		Escuelas	Viviendas	Unid. de Salud	
Ahuachapán	30.80	242.70	0	3,456	27	1,915	4	16
Santa Ana	128.00	66.00	0	1,497	25	442	0	0
Sonsonate	128.10	215.67	0	11,041	27	327	1	7
La Libertad	74.50	250.76	0	4,785	34	505	1	6
San Salvador	175.54	162.00	0	833	0	803	2	5
Chalatenango	160.70	266.21	0	282	4	79	0	0
Cuscatlán	52.80	164.00	0	30	0	0	0	0
Cabañas	133.20	214.20	0	5	0	0	0	0
La Paz	44.00	167.50	0	11,042	51	686	1	0
San Vicente	85.00	208.21	1	5,665	36	659	0	0
Usulután	94.20	311.30	1	30,971	45	2,868	5	9
San Miguel	45.60	169.78	8	9,441	43	1,295	1	128
La Unión	99.50	119.06	0	4,822	34	675	0	4
Morazán	56.20	107.60	0	135	0	118	0	0
Total	1,308.14	2,664.99	10	84,005	326	10,372	15	175

¹Comité de Emergencia Nacional de El Salvador, COEN.

En el año 2,001 sucedieron dos terremotos, el primero ocurrió el 13 de enero y el segundo fue el 13 de febrero. Las tablas 2 y 3 muestran el consolidado final de afectaciones durante los terremotos de 2,001.

En El Salvador ocurrió la depresión tropical Adrián del 17 al 21 de mayo de 2,005. Los máximos valores de precipitación se registraron en la estación de San Vicente, en la zona central del país, con 286 mm de lluvia en 24 horas y 418 mm en 48 horas. Al comparar estos valores con los 188.8 mm registrados como promedio mensual en mayo, estos equivalen a un 151.5% y 221.4% del promedio mensual respectivamente. Esto significa que en San Vicente llovió, durante dos días, más del doble de lo que llueve en el mes. En el departamento La Unión y el municipio El Delirio llovieron 234 mm y 168 mm en 24 horas respectivamente, ambos en el oriente del país. Los departamentos San Vicente, La Unión y El Delirio fueron además los sitios que registraron las máximas intensidades de lluvia. La Unión registró el valor máximo de intensidad de lluvia con 32.4 mm/h, seguidos de San Vicente con 29.8 mm/h y El Delirio con 24.4 mm/h. Estos valores se registraron entre las 11 a.m. del 19 de mayo y las 5 a.m. del 20 de mayo de 2,005. La figura 1 muestra la lluvia acumulada en 72 horas del 19 al 21 de mayo de 2,005 en El Salvador². El cuadro consolidado de los deslizamientos de tierra ocasionados por la depresión tropical Adrián se presenta en la tabla 4. Los deslizamientos de tierra descritos en la tabla 4 se indican en la figura 2. Quince de los deslizamientos de tierra, debido a depresión tropical Adrián, ocurrieron en taludes de calles y carreteras.

²CIAGRO-SNET. Mayo 2,005.

Tabla 2 Consolidado final de afectaciones. Terremoto de El Salvador 13 de enero de 2,001³.

Nº	Departamento	AFECTACION A PERSONA				Evacuaciones	AFECTACIONES A INFRAESTRUCTURA								
		Fallecidos	Lesionados	Soterrados	Dañificados		Edificios públicos dañados	Viviendas afectadas	Viviendas destruidas	Viviendas soterradas	Iglesias dañadas	Hospitales dañados	Unidades de salud dañadas	Desplazamientos de tierra o rocas	Muebles dañados
1	La Libertad	685	2,183	150	147,708	23,155	48	14,558	15,723	687	45	1	13	20	0
2	Sonsonate	48	1,295	0	101,487	6,927	38	17,773	10,501	0	69	1	6	82	0
3	Santa Ana	47	327	0	112,561	7,524	5	13,925	4,823	0	49	2	1	27	39
4	La Paz	44	147	11	232,135	278	272	25,076	17,996	0	46	1	9	75	0
5	San Vicente	29	81	12	103,086	10	40	17,292	5,218	0	12	0	1	4	0
6	Usulután	27	786	2	356,391	24,139	335	30,716	29,293	0	90	2	7	38	0
7	San Salvador	24	391	0	107,083	6,596	76	12,836	10,372	0	19	6	14	133	0
8	Cuscatlán	20	43	17	38,119	22	47	4,762	4,282	0	6	1	1	17	0
9	San Miguel	19	43	1	76,665	50	23	10,524	2,902	0	38	3	12	26	4
10	La Unión	1	8	0	13,094	1	98	2,136	268	0	5	0	0	1	0
11	Ahuachapán	0	247	0	71,086	75	60	18,540	6,553	0	14	1	6	12	0
12	Cabañas	0	7	0	2,997	0	31	1,153	309	0	5	1	5	4	0
13	Chalatenango	0	4	0	1,250	0	47	307	16	1	3	0	0	5	0
14	Morazán	0	3	0	498	0	35	94	5	0	4	0	0	1	0
TOTAL		944	5,565	193	1,364,160	68,777	1,155	169,692	108,261	688	405	19	75	445	43

³Comité de Emergencia Nacional de El Salvador, COEN.

Tabla 3 Consolidado final de afectaciones. Terremoto El Salvador 13 de febrero de 2,001⁴.

N°	Departamento	AFECTACION A PERSONA				AFECTACIONES A INFRAESTRUCTURA								Destrozamiento de tierra o rocas
		Fallecidos	Lesionados	Soterrados	Damnificados	Edificios públicos dañados	Viviendas afectadas	Viviendas destruidas	Escuelas dañadas	Aulas no habitables	Iglesias dañadas	Hospitales dañados	Unidades de salud dañadas	
1	Cuscatlán	165	1,372	43	109,836	69	9,187	15,467	35	133	71	1	12	44
2	San Vicente	87	1,220	36	66,443	4	4,108	8,425	36	200	6	1	9	4
3	La Paz	58	806	12	94,496	4	2,996	20,399	26	101	20	1	8	21
4	San Salvador	4	---	1	1,370	---	---	---	---	---	---	---	---	---
5	Morazán	1	---	---	---	3	16	---	3	---	---	---	---	---
6	Cabañas	---	---	---	2,638	---	416	420	8	20	---	---	---	---
7	Chalatenango	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	1	4	---
8	San Miguel	---	---	---	230	3	29	19	2	---	---	1	---	2
9	Usulután	---	1	---	---	---	---	20	1	---	---	---	3	---
TOTAL		315	3,399	92	275,013	83	16,752	44,750	111	454	97	5	36	71

⁴Comité de Emergencia Nacional de El Salvador, COEN.

Al considerar las superficies de ruptura y el volumen deslizado, los deslizamientos de tierra de la tabla 4 se clasificaron como “fallas superficiales” de los taludes⁵.

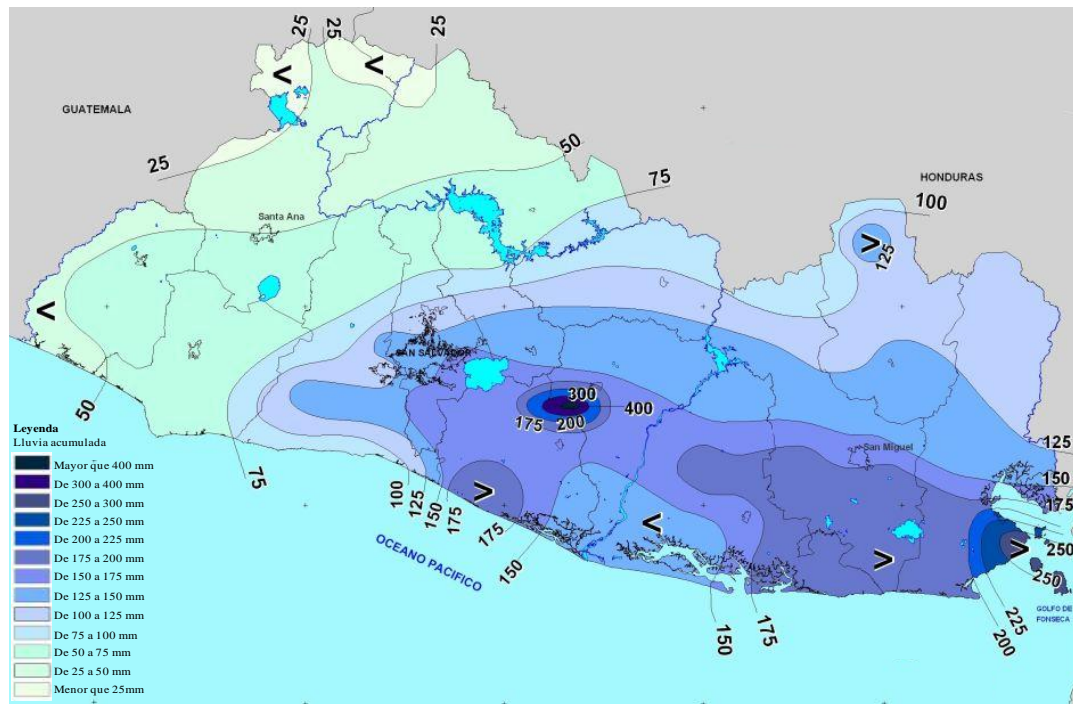


Figura 1 Cantidades de lluvia acumulada, en milímetros, del 19 al 21 de mayo de 2,005 durante la depresión tropical Adrián en El Salvador.

En la calle interna del campo geotérmico de Berlín, caserío La Lima, cantón El Zapotillo, municipio de Alegría, departamento Usulután, hubo un deslizamiento de tierra de 5.0 m de ancho, 8.0 m de largo, 0.3 m de profundidad, 12 m³ desplazados, inclinación del talud 75° y acumuló suelo en la base del talud, ver figura 3. Un deslizamiento de tierra también ocurrió en la carretera Berlín-Alegría, antes de Las Crusitas, Municipio Berlín, departamento Usulután.

⁵Abramson, 2002

Tabla 4 Lista de deslizamientos de tierra generados por Depresión Tropical Adrián⁶. Mayo 2,005

Zona del país	Lugar	Reporte	Fuente
Occidente	1. Juayúa	Varios derrumbes en la carretera Los Naranjos - La Majada - Juayúa.	Alcaldía de Juayúa
	2. Cerro Verde	Derrumbe de 70 m ³ en carretera al Cerro Verde.	FOVIAL
	3. Ahuachapán	Dos deslizamientos pequeños en los alrededores del campo geotérmico de Ahuachapán. Uno de ellos en la calle que conduce hacia la central geotérmica.	LAGEO
Centro	4. Cordillera del Bálsamo	4 deslizamientos de pequeña magnitud en la carretera a Comasagua. Deslizamiento en el cantón Los Amates. No se informaron daños.	COEM. Santa Tecla
	5. San Vicente	Pequeños derrumbes entre los km 70 y 80 de la carretera panamericana, sector conocido como Quebrada Seca.	FOVIAL
	6. Soyapango	Derrumbe en comunidad 3 de enero. Provocó la evacuación de varias familias.	Alcaldía de Soyapango
	7. La Palma	Derrumbe en el km 70, carretera Troncal del Norte.	FOVIAL
	8. Los Chorros	Derrumbe de rocas en carretera Panamericana. Causó accidente vehicular y cierre temporal de la vía.	Radio
	9. Planes de Renderos	Pequeños derrumbes en los taludes de la carretera.	Radio
	10. Sensuntepeque	Pequeños derrumbes en los taludes de la carretera.	Radio
	11 y 12. Lago de Ilopango, sector sur	8 derrumbes pequeños en carretera Panorámica, entre Santiago Texacuangos y San Miguel Tepezontes, volumen de 2 a 4 m ³ de suelo, en taludes con pendiente fuerte, tobas piroclásticas, andesitas muy alteradas y suelos rojos. Material deslizado saturado y en ocasiones arrastre de árboles. En todos los casos se observó obstrucción de cunetas. Cerca de San Francisco Chinameca se observaron dos deslizamientos de tierra en carretera Panorámica, con volumen de 8 a 10 m ³ , de 6 a 8 m de ancho y pendiente 60%. Ambos obstruyeron cunetas y un carril de la calle.	SNET y Geólogos del Mundo
Oriente	13. Lolotique	Pequeños derrumbes en alrededores de Lolotique (El Capulín)	COED San Miguel
	14. Ciudad Barrios	Pequeños derrumbes en alrededores de Ciudad Barrios (El Chorrero)	COED San Miguel
	15. Jucuarán	Derrumbe en la carretera, desvió de Samuria (hacia Jucuarán)	Geólogos del mundo
	16. Moncagua - Chapeltique	Derrumbes en los taludes de la carretera entre Moncagua y Chapeltique.	FOVIAL
	17. San Miguel Sirama	Derrumbe de 85 m ³ en carretera entre San Miguel y Sirama.	FOVIAL
	18. Berlín-Alegría	5 deslizamientos pequeños en los alrededores de Berlín y Alegría, 4 de ellos en taludes de calles y carreteras de la zona.	LAGEO

⁶Información obtenida de los reportes del Comité de Emergencia Nacional, COEN; Geólogos del Mundo; Servicio Nacional de Estudios Territoriales, SNET; LAGEO-JICA, Fondo de Inversión Vial, FOVIAL; información de prensa escrita y radiofónica.

El deslizamiento de tierra tuvo 10.0 metros de ancho, longitud 7.0 m, 0.3 m de profundidad, volumen de suelo deslizado de 21 m³, inclinación del talud 80°. Todo esto contribuyó a la obstrucción parcial de la carretera Berlín – Alegría, ver figura 4. También, durante la depresión tropical Adrián, hubo otro deslizamiento de tierra, ubicado cerca de Quebrada Seca, carretera Panamericana hacia San Miguel, departamento San Vicente. Las dimensiones de este deslizamiento de tierra fueron 4.0 m de ancho, 1.0 m de largo, 0.5 m de profundidad, 2.0 m³ de volumen de suelo deslizado, inclinación del talud 60°, generando obstrucción parcial de la carretera Panamericana, ver figura 5. Todo esto contribuyó a la obstrucción parcial de la carretera Berlín – Alegría. Ver figura 2.4. También, durante la depresión tropical Adrián, hubo otro deslizamiento de tierra, ubicado cerca de Quebrada Seca, carretera Panamericana hacia San Miguel, departamento San Vicente.

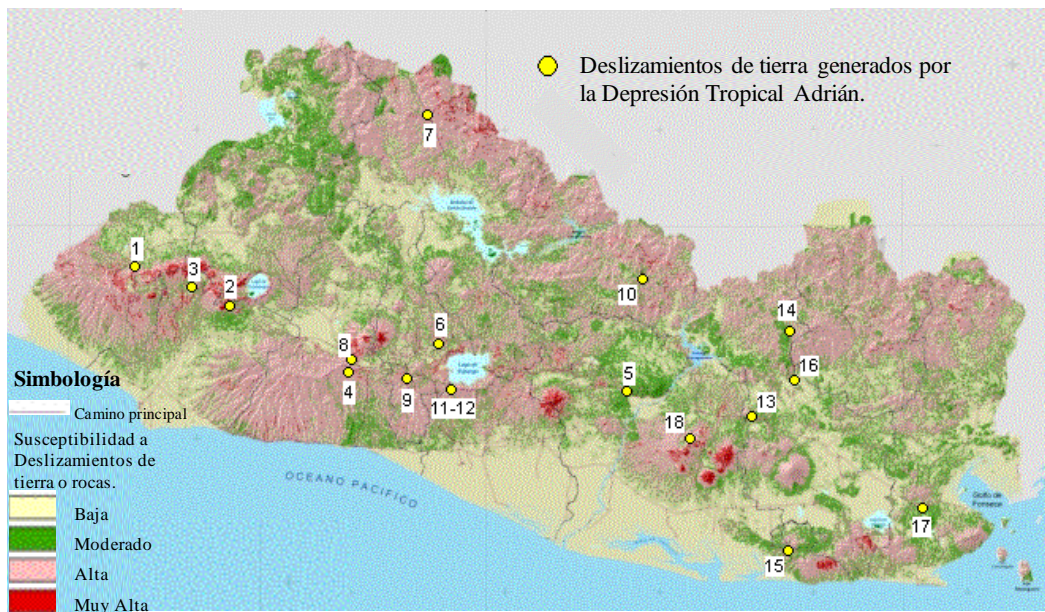


Figura 2 Mapa de deslizamientos de tierra generados por la depresión tropical Adrián.

En la carretera Panorámica, municipio San Francisco Chinameca, cantón San José de la Montaña, límite entre San Salvador y La Paz, ocurrió un deslizamiento de tierra durante la depresión tropical Adrián. Las dimensiones del deslizamiento de tierra fueron 4.0 m de ancho, 5.0 m de largo, profundidad de 1.0 m, 20 m³ de volumen de suelo deslizado. La inclinación del talud fue 60°. Hubo obstrucción parcial de la carretera panorámica, ver figura 6.



Figura 3 Deslizamiento de tierra en campo geotérmico de Berlín, debido a depresión tropical Adrián.

El 7 y 8 de noviembre de 2,009 ocurrió el huracán IDA y sistema de baja presión en las costas salvadoreñas. Dejó personas albergadas, 410 en el departamento Cuscatlán, 222 en el departamento La Libertad, 549 en La Paz, 2,088 en el departamento San Salvador y 982 en el departamento San Vicente⁷. En el departamento Cuscatlán se reportaron 11 personas fallecidas, dos de las cuales ocurrieron en el municipio Santa Cruz Michapa, 2 en Oratorio de Concepción y 7 en San Pedro Perulapán; hubo 14 personas fallecidas en

⁷Sistema Nacional de Protección Civil. Personas albergadas hasta el 30 de noviembre de 2,009.

el departamento La Libertad, una de las cuales fue en el municipio San José Villanueva y 13 en el puerto de La Libertad; 18 personas fallecidas sucedieron en el departamento La Paz, una en la cabecera departamental, una en el municipio Jerusalén, 2 en Mercedes la Ceiba, 5 en Rosario de la Paz, una en San Francisco Chinameca, 2 en San Luis La Herradura, 3 en San Pedro Masahuat y 3 en Santa María Ostuma; en el departamento San Salvador hubo 64 personas fallecidas, 2 de las cuales fueron en el municipio Apopa, una en Cuscatancingo, 7 en Ilopango, 4 en Mejicanos, una en Nejapa, Panchimalco, Rosario de Mora y San Marcos, 25 en San Martín, 3 en San Salvador (cabecera departamental) y 18 en Santiago Texacuangos; 92 personas fallecidas hubo en el departamento San Vicente, 8 de las cuales ocurrieron en el municipio Guadalupe, una en San Cayetano Istepeque, 58 en San Vicente (cabecera departamental), 3 en Tepetitán y 21 en el municipio Verapaz⁸.

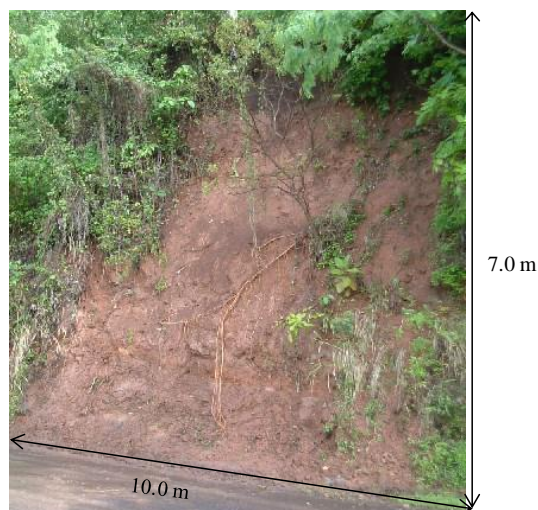


Figura 4 Deslizamiento de tierra en carretera Berlín – Alegría debido a Depresión Tropical Adrián.

⁸ Sistema Nacional de Protección Civil. Detalle de personas fallecidas por IDA y sistema de baja presión del 7 de noviembre de 2,009.

En todo el país hubo 199 personas fallecidas. La figura 7 muestra la ubicación en mapa de las personas fallecidas por municipio, hasta el 30 de noviembre de 2,009⁹.



Figura 5 Deslizamiento de tierra en carretera Panamericana, cerca de Quebrada Seca, debido a Depresión Tropical Adrián.

Las lluvias cobraron una elevada cifra de víctimas mortales, comparables a las cifras registradas con el impacto del huracán Mitch en noviembre de 1998. Desde el punto de vista económico, los desastres ocurridos no han llegado a tener un impacto importante en la economía nacional, pero sí en la economía local, donde las pérdidas han sido elevadas y, en algunos casos, totales. En un contexto así, las opciones y posibilidades de desarrollo local se vieron fuertemente limitadas. Los impactos sociales de los desastres debidos al huracán IDA en noviembre 2,009 no se limitan a los daños y pérdidas en

⁹Sistema Nacional de Protección Civil. Detalle de personas fallecidas por IDA y sistema de baja presión del 7 de noviembre de 2,009.

viviendas, carreteras, puentes, infraestructura educativa e instalaciones de salud y agua potable, han abarcado las políticas públicas para enfrentar la problemática compleja del riesgo de desastre. El huracán IDA también dejó daños materiales en carreteras, viviendas, puentes, unidades de salud, centros escolares, 50,296 manzanas de terreno con pérdidas en cultivos agrícolas valorados en US\$30,813,377.00, daño en el sistema de agua potable en 31 municipios valorado en US\$10,109,500.00. La tabla 5 muestra las afectaciones debidas por huracán IDA y sistema de baja presión en las costas salvadoreñas¹⁰.

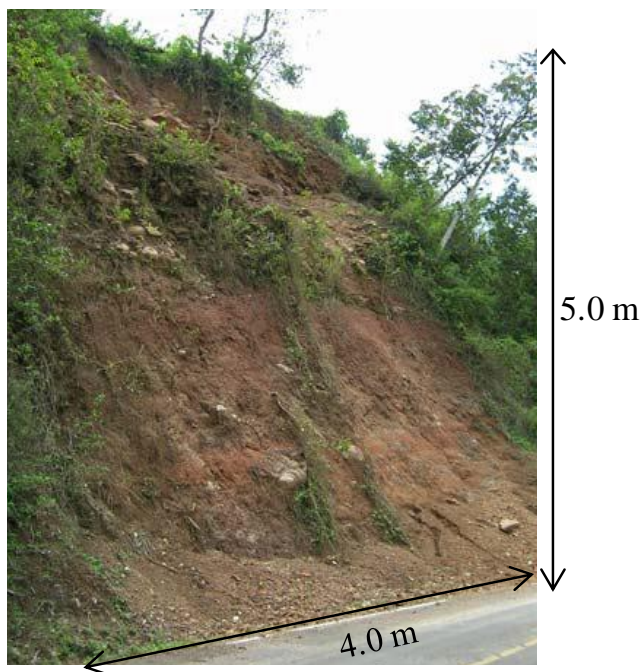


Figura 6 Deslizamiento de tierra en carretera Panorámica, cerca de San Francisco Chinameca, debido a Depresión Tropical Adrián.

¹⁰Sistema Nacional de Protección Civil. Información actualizada según reporte oficial de las fuentes: Policía Nacional Civil, PNC; Ministerio de Gobernación, MIGOB; Ministerio de Obras Públicas, MOP; Ministerio de Salud Públicas y Asistencia Social, MSPAS; Ministerio de Educación, MINED.

Tabla 5 Afectaciones debidas por huracán IDA y sistema de baja presión en las costas salvadoreñas.

Departamento	Personas fallecidas	Personas desaparecidas	Personas albergadas	Albergues	Viviendas verificadas			Puentes		Unidades de salud destruidas o dañadas	Centros escolares dañados		Sistema de agua potable dañado
					Daño total	Daño parcial	Alto riesgo	Dañados	Colapsados		Dañados	Matrícula afectada	
Ahuachapán								1					
Chalatenango								1					
Cabañas									3		3	290	
Cuscatlán	11	2	410	8	1	2	35	3	1		10	2,456	6
La Libertad	14	4	222	4	49		120	1	2	1	12	4,030	6
La Paz	18	2	549	4	93	77	74	10	9	2	14	5,949	5
San Salvador	64	2	2,088	29	143	181	877	9	2	17	32	20,267	8
San Vicente	92	66	982	9	352	202	144	5	6	2	36	8,841	6
San Miguel											3	661	
Usulután								1	1	2	1	786	
La Unión										1			
Total	199	76	4,251	54	638	462	1,250	31	24	25	111	43,280	
Total							2,350		55				

Las zonas con mayor susceptibilidad a deslizamientos de tierra fueron unas 12, por ejemplo:

- Zona de Ataco, departamento Ahuachapán.
- Cerro de Apaneca o Chichicastepec, principalmente en el caserío Tizapa, cantón Taltapanca, 2 km al sur de Apaneca.
- Volcán de Santa Ana, con atención en el cantón Planes de la Laguna, en la orilla poniente del lago de Coatepeque.
- El Picacho, Volcán de San Salvador, con atención en la colonia Montebello y comunidades aledañas.
- Alrededores del lago de Ilopango, específicamente en las poblaciones de San Agustín y Joya Grande.
- Volcán de San Vicente, con énfasis en las poblaciones de Verapaz, Guadalupe y Tepetitán.
- Ciudad de Berlín, comunidad Brisas del Sol y otras colonias de la ciudad ubicadas en las cercanías del Cerro Pelón y Cerro Las Palmas.
- Volcán de San Miguel, con mayor atención en el cantón y caserío Placitas.
- Volcán de Conchagua, en las poblaciones de Conchagua y los cantones Yologual y Conchaguita.
- Las Pilas, San Ignacio, La Palma y cantón El Zapotal (municipio de Ojos de Agua), departamento Chalatenango.
- Perquín y Delicias de Concepción, en el Departamento Morazán.
- Cerro El Cabro en las cercanías de Sensuntepeque.

La figura 8 reporta la humedad del suelo (almacenamiento/exceso) del 27 de junio de 2,010 durante la tormenta tropical Alex. La figura 9 muestra las condiciones de susceptibilidad a deslizamientos de tierra en El Salvador, debido a tormenta tropical Alex. La tormenta tropical Matthew ocurrió desde el 24 al 26 de septiembre de 2,010. Ocasionó 2,352 personas evacuadas, 1,117 personas albergadas, 141 viviendas afectadas, un centro escolar afectado, 5 puentes dañados, 14 carreteras obstruidas o dañadas, 23 inundaciones, 101 deslizamientos de tierra, 3 hundimientos o cárcavas, 9 ríos desbordados, 13 comunidades aisladas, 346 manzanas de suelos agrícolas anegadas¹².

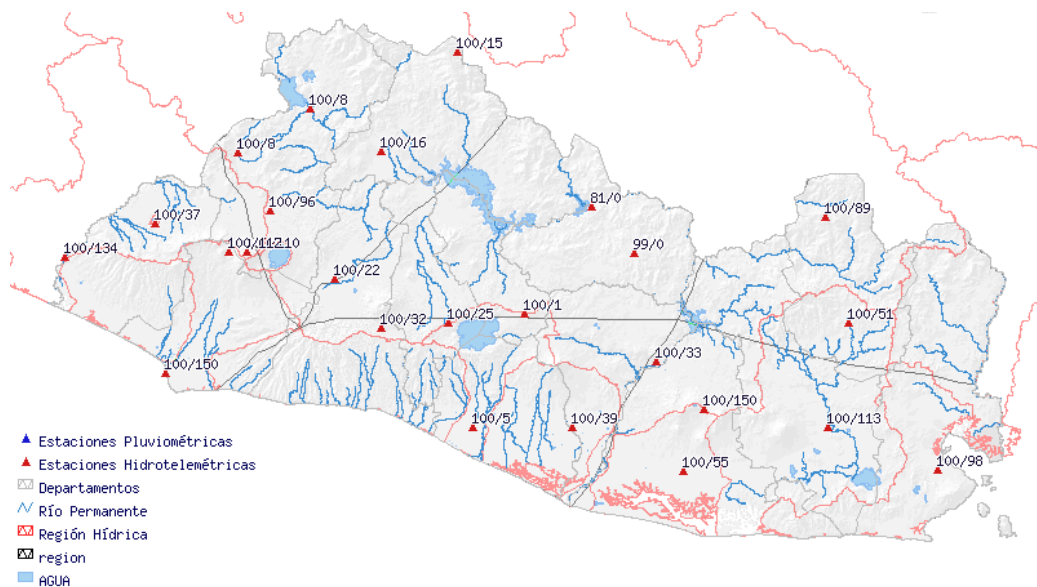


Figura 8 Reporte de humedad de suelo (almacenamiento/exceso) del 27 de junio de 2,010 durante la tormenta tropical Alex¹³.

¹²Dirección General de Protección Civil. Informe Final Acumulado Ejecutivo de Casos Atendidos por "Tormenta Tropical Matthew", desde las 07:30 horas del 24/Sept/10 a las 18:00 horas del 27/Sept/10

¹³Centro de Información de Agrometeorología (CIAGRO). Servicio Meteorológico. <http://mapas.snet.gov.sv/meteorologia/humedad.php?fecha=2010-06-27>

De enero de 2010 hasta el lunes 27 de septiembre del mismo año, cayeron 2 mil 353 milímetros (mm) de agua lluvia en todo el país. Eso equivale a 30.7 % más sobre el promedio de lluvia anual registrado en los años anteriores. Con las precipitaciones registradas, a raíz de la Tormenta Tropical Matthew, el acumulado superó el valor normal de lluvia anual que corresponde a 1,800 mm.

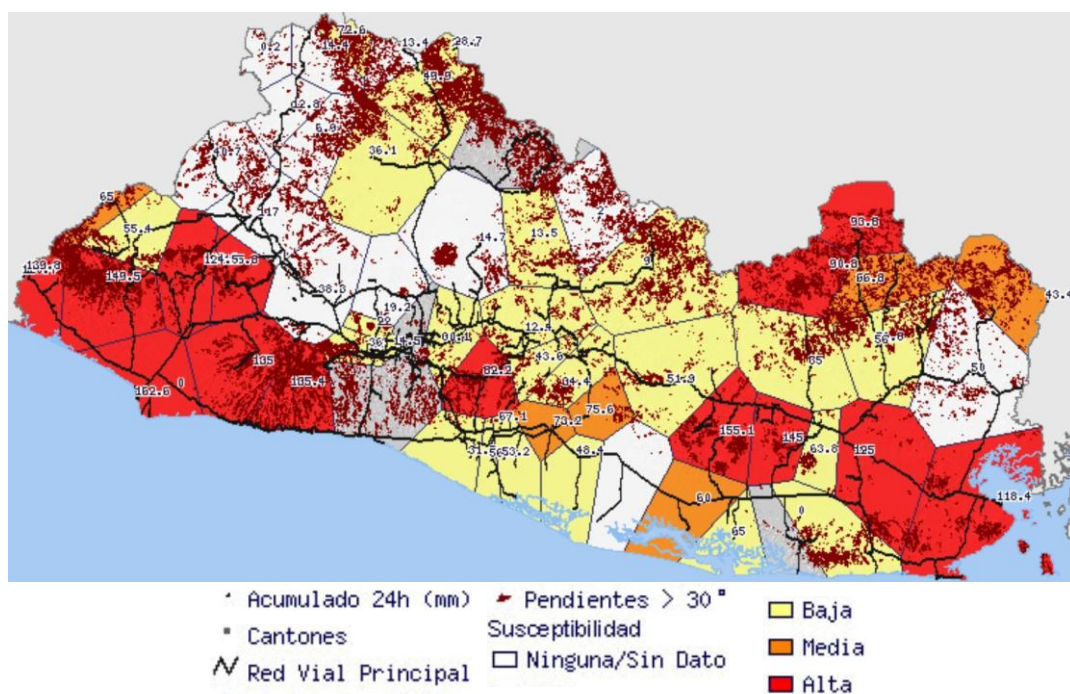


Figura 9 Condiciones de susceptibilidad a deslizamientos de tierra en El Salvador, el 27 de junio de 2010 debido a tormenta tropical Alex¹⁴.

De acuerdo con los registros de la Red Nacional de Estaciones Meteorológicas, la incidencia de Matthew dejó en El Salvador cantidades que superaron los doscientos milímetros de precipitación. La cantidad máxima se registró en la estación de Santiago de María, departamento de Usulután con un acumulado de 253.4 milímetros de

¹⁴ SNET. Sistema de Referencia Territorial. <http://mapas.snet.gob.sv/geologia/deslizamientos2011.php>

precipitación (mm), seguido por la estación Los Andes en Santa Ana, con 226 milímetros (mm). Otros dos lugares donde las cantidades de agua superaron los cien milímetros de precipitación fueron Chiltiupán, en La Libertad con 112.4 mm y Acajutla con 112.1 milímetros¹⁵.

Este acumulado de lluvia, de enero al 27 de septiembre de 2,010, es también mayor que el registrado en el año 2005, que fue de 2,181 mm, siendo hasta el 27 de septiembre de 2,010 el valor más alto registrado en el país del periodo 1971-2010.

La Tormenta Tropical Matthew produjo lluvias tipo temporal, intensidad moderada y ocasionalmente muy fuertes, fue formado en el Océano Atlántico y Caribe, de acuerdo con el Centro Nacional de Huracanes.

Dos días después de la finalización de la tormenta tropical Matthew, ocurrió la tormenta tropical Nicole. La figura 10 presenta las condiciones de susceptibilidad a deslizamientos de tierra en El Salvador, debido a la depresión tropical Matthew y depresión tropical Nicole.

Según el informe final ejecutivo de casos atendidos por "Tormenta Tropical Nicole" y "Sistema de Baja Presión en las Costas de Guatemala", con el consolidado de datos desde las 06:00 horas del 29 de septiembre de 2,010 a las 10:00 horas del 01 de octubre de 2,010, se totalizaron las afectaciones, registradas en la tabla 6. La figura 11 es el mapa de lluvia registrada en las 120 horas comprendidas del 24 de septiembre a las 7 horas del 29 de septiembre de 2,010, debido a la depresión tropical Matthew y depresión

¹⁵Ministerio de Medio Ambiente y Recursos Naturales. MARN.
http://www.marn.gob.sv/index.php?option=com_content&view=article&id=481:matthew-incremental-307-de-lluvias-sobre-el-promedio-historico&catid=1:noticias-ciudadano&Itemid=227

tropical Nicole. La precipitación máxima fue 368.1 mm en la estación Ataco, departamento Ahuachapán. El promedio nacional acumulado fue 173.28 mm. Del 27 al 29 de septiembre de 2010 El Salvador fue afectado por la Depresión Tropical N°16.

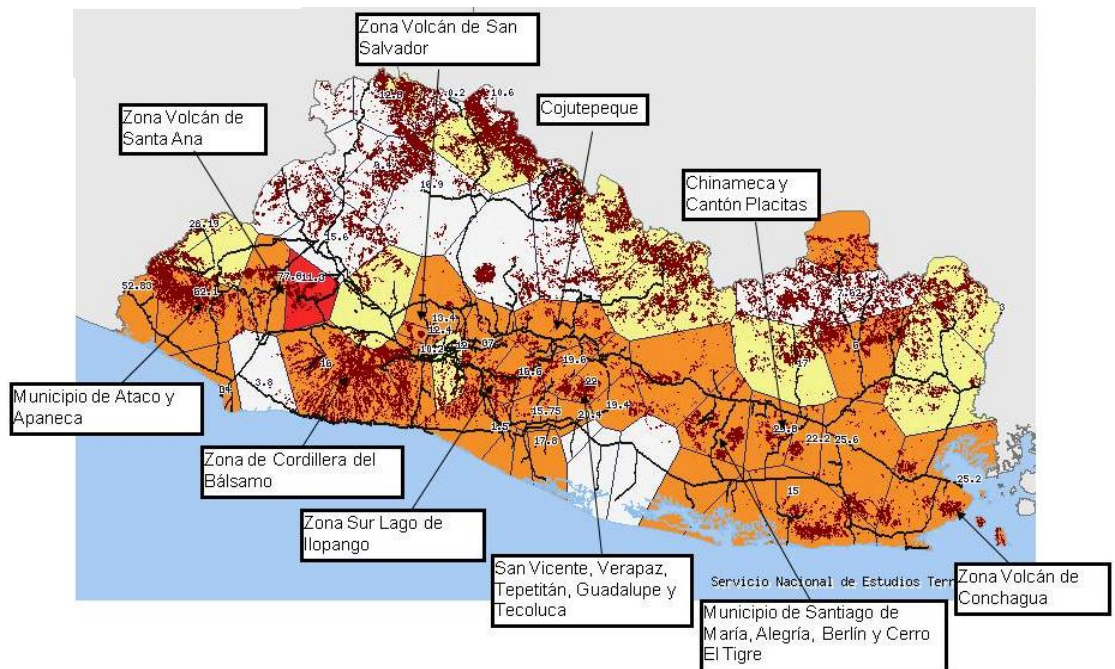


Figura 10 Condiciones de susceptibilidad a deslizamientos de tierra en El Salvador, debido a la depresión tropical Matthew y depresión tropical Nicole.

No hubo personas fallecidas pero sí una persona lesionada, 199 personas evacuadas y 198 personas albergadas. Respecto a infraestructura, 2 viviendas fueron afectadas. No hubo puentes ni carreteras dañadas. También sucedieron 7 inundaciones, 2 desbordamientos de ríos y 23 deslizamientos de tierra¹⁶.

¹⁶Dirección General de Protección Civil. Informe ejecutivo de casos atendidos por "Depresión Tropical N° 16".

Tabla 6 Consolidado de datos desde las 06:00 horas del 29 de septiembre de 2,010 a las 10:00 horas del 01 de octubre de 2,010, debido a Tormenta Tropical Nicole y Sistema de Baja Presión en las Costas de Guatemala.

Rubro	29 y 30 /sep/2010	30/sept/2010 y 01/oct/2010	Total
Personas evacuadas	2,397	3,149	5,546
Personas albergadas	2,254	3,128	3,128
Viviendas Afectadas	0	6	6
Centros escolares afectados	2	0	2
Centros de salud afectados	1	0	1
Puentes dañados	0	1	1
Carreteras obstruidas o dañadas	6	0	6
Inundaciones	51	22	73
Deslizamientos de tierra	7	30	37
Hundimientos o cárcavas	1	5	6
Desbordamiento de ríos	13	2	15
Anegamiento de suelos agrícolas (manzanas)	420	0	420
Comunidades aisladas	15	0	15

El 29 de septiembre de 2,011 se declaró alerta roja en el cantón Vainilla, municipio El Carrizal, debido a intensas lluvias que generaron un deslizamiento de tierra sobre ese municipio. El sábado 1 de octubre de 2,011 se brindó un informe de la situación por

lluvia, dando a conocer que 32 viviendas fueron inundadas y 9 destruidas en el departamento Morazán¹⁷.

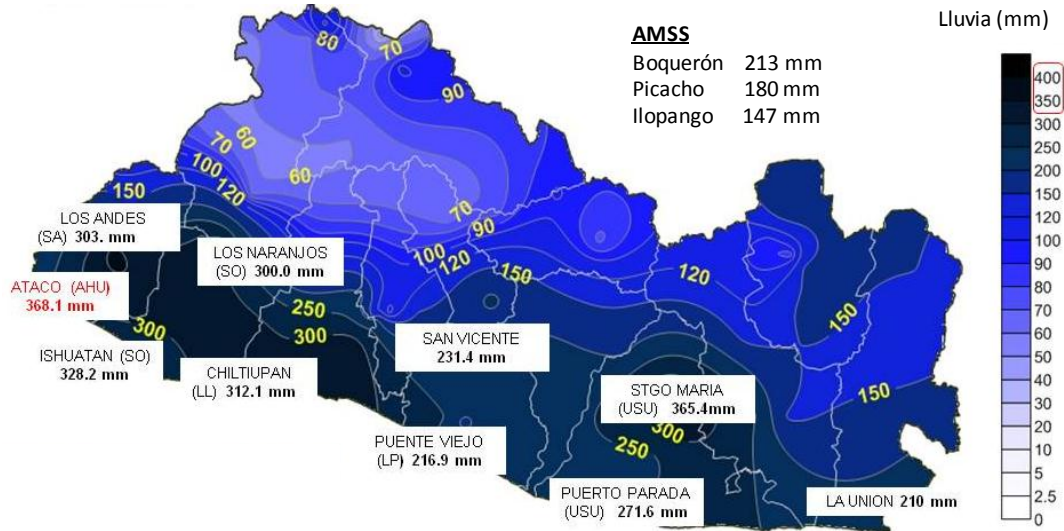


Figura 11 Mapa de lluvia registrada en las 120 horas comprendidas del 24 de septiembre a las 7 horas del 29 de septiembre de 2010 debido a la Depresión Tropical Matthew y Depresión tropical Nicole.

El martes, 11 de octubre de 2011 a las 18:45 horas, Protección Civil declaró alerta naranja en zona costera y zona montañosa desde San Miguel hasta Ahuachapán y alerta amarilla en el resto del país. La figura 12 muestra el registro de lluvia en los primeros doce días de octubre de 2011¹⁸. La madrugada del miércoles 12 de octubre de 2011 un sistema de baja presión formado sobre las costas pacíficas al suroeste de Guatemala, con desplazamiento lento hacia la frontera de Guatemala y México, se convirtió en la Depresión Tropical No. 12 E. La figura 13 muestra el registro de lluvia acumulada

¹⁷Informe de Rendición de Cuentas “Depresión Tropical 12-E”. Protección Civil.

¹⁸ La Prensa Gráfica. Periódico del viernes, 21 de octubre de 2011.

desde las 7am del 11 de octubre hasta las 7am del 12 de octubre de 2,011 cuando la depresión tropical 12 E impactó con mayor fuerza¹⁹.

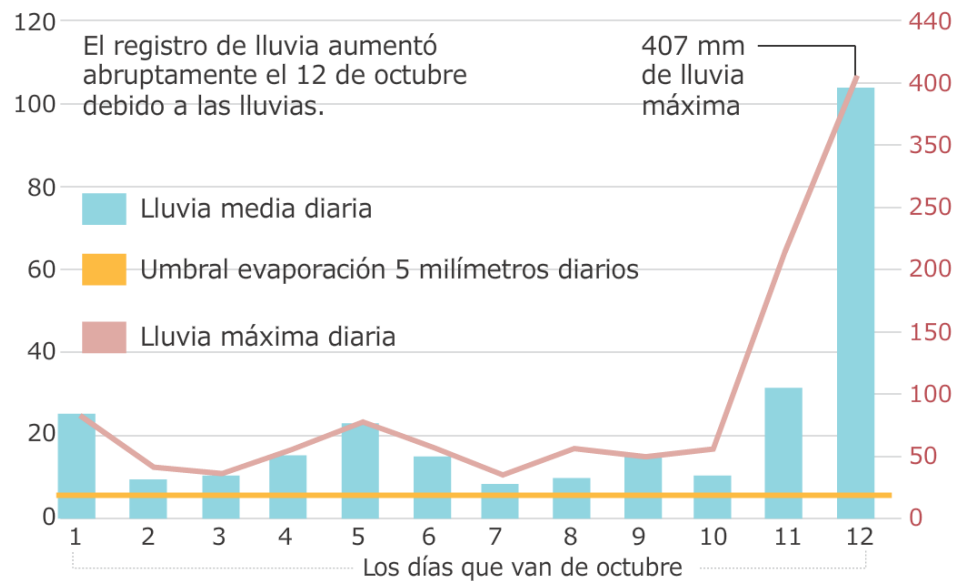


Figura 12 Registro de lluvia media diaria, lluvia máxima diaria y umbral de evaporación en los primeros doce días de octubre de 2,011.

Debido a la Depresión Tropical 12 E, Protección Civil, a las 9 am del 12 de octubre, declaró alerta roja en el municipio San Francisco Menéndez, alerta naranja en zona costera y montañosa, desde San Miguel hasta Ahuachapán y alerta amarilla en el resto del país. El decreto de calamidad pública y desastres, en los departamentos Ahuachapán, La Paz y Usulután fue declarado el jueves 13 de octubre de 2,011. Al día siguiente, viernes 14 de octubre de 2,011 a las 12 horas del día, fue declarado el decreto presidencial de emergencia nacional²⁰, por lo que la Policía Nacional Civil, conjuntamente con la Fuerza Armada y los Cuerpos de Socorro, evacuaron

¹⁹La Prensa Gráfica. Periódico del viernes, 21 de octubre de 2,011.

²⁰Decreto presidencial No. 153.

temporalmente a personas de algunas zonas del país, se suspendieron actividades en todos los centros escolares públicos y privados, incluso los de educación superior.

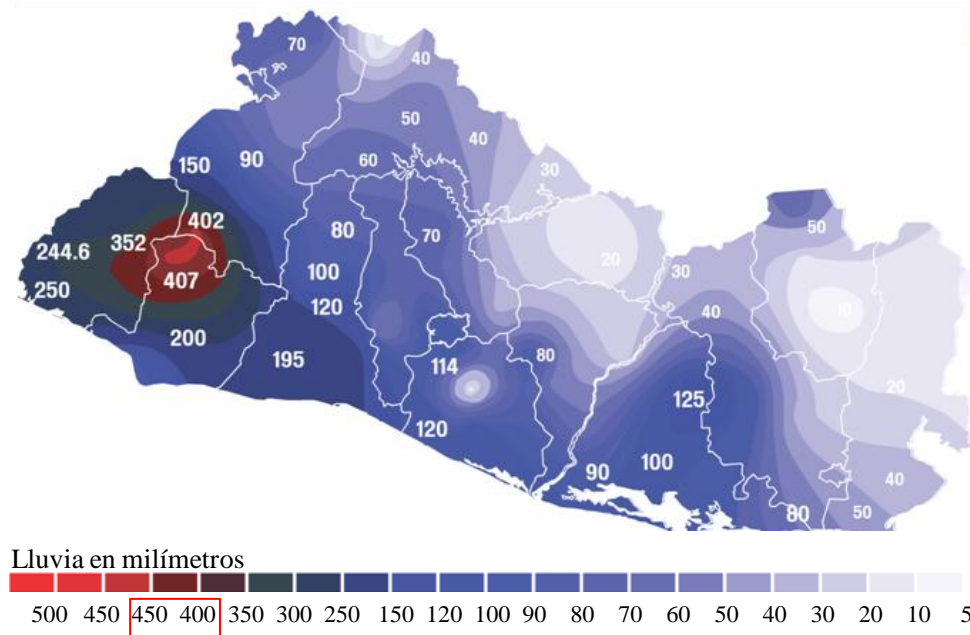


Figura 13 Registro de lluvia acumulada desde las 7am del 11 de octubre hasta las 7am del 12 de octubre de 2,011 durante el inicio de la Depresión Tropical 12 E.

El lunes, 17 de octubre de 2,011 fue declarado el decreto de calamidad pública y desastres, en todo el territorio nacional. La figura 14 muestra el tipo de alerta en el país para el día 12 de octubre de 2,011 debido a Depresión Tropical 12-E²¹. La figura 15 muestra la distribución espacial de lluvia acumulada desde el lunes 10 hasta el jueves 20 de octubre de 2,011 periodo en el que se alcanzó el umbral de 1,600 mm de lluvia acumulada²². Desde el 12 al 24 de octubre de 2,011 fue el periodo de emergencia

²¹Informe de Rendición de Cuentas “Depresión Tropical 12-E”. Protección Civil.

²²La Prensa Gráfica. Periódico del viernes, 21 de octubre de 2,011.

durante la Depresión Tropical 12 E. Hubo lugares con alta, media o baja susceptibilidad a deslizamientos de tierra o rocas.

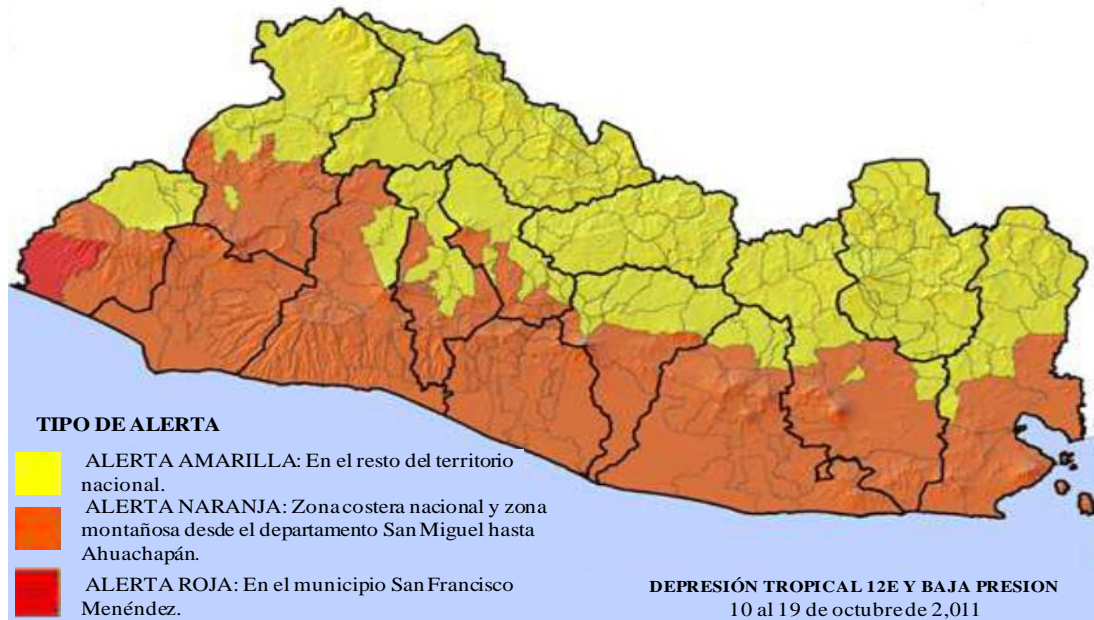


Figura 14 Declaración de alerta amarilla, naranja y roja en El Salvador a las 9 horas del 12 de octubre de 2,011 debido a depresión tropical 12 E.

La mayor parte del territorio salvadoreño se encontró en riesgo medio o alto de presentar deslizamientos de tierra o rocas debido a las lluvias. La distribución espacial del nivel de susceptibilidad a deslizamientos de tierra o rocas²³, al día 20 de octubre de 2,011 se muestra en la figura 16. Según datos de la Comisión Ejecutiva Hidroeléctrica del Río Lempa, CEL, la represa El Guajoyo descargó 400 m³/s; represa El Cerrón Grande descargó 4,000 m³/s; presa 5 de Noviembre hizo descargas frecuentes de 5,000 m³/s y la presa 15 de Septiembre descargó 7,000 m³/s hasta la medianoche del 20 de octubre de 2,011. Las lluvias durante la Depresión Tropical 12 E provocaron 1,303 deslizamientos

²³Infografía de La Prensa Gráfica. Periódico del viernes, 21 de octubre de 2,011.

de tierra o rocas, 11 inundaciones, 132 ríos desbordados, 18 hundimientos y 29 cárcavas, como el caso de la cárcava generada en el municipio Comasagua.

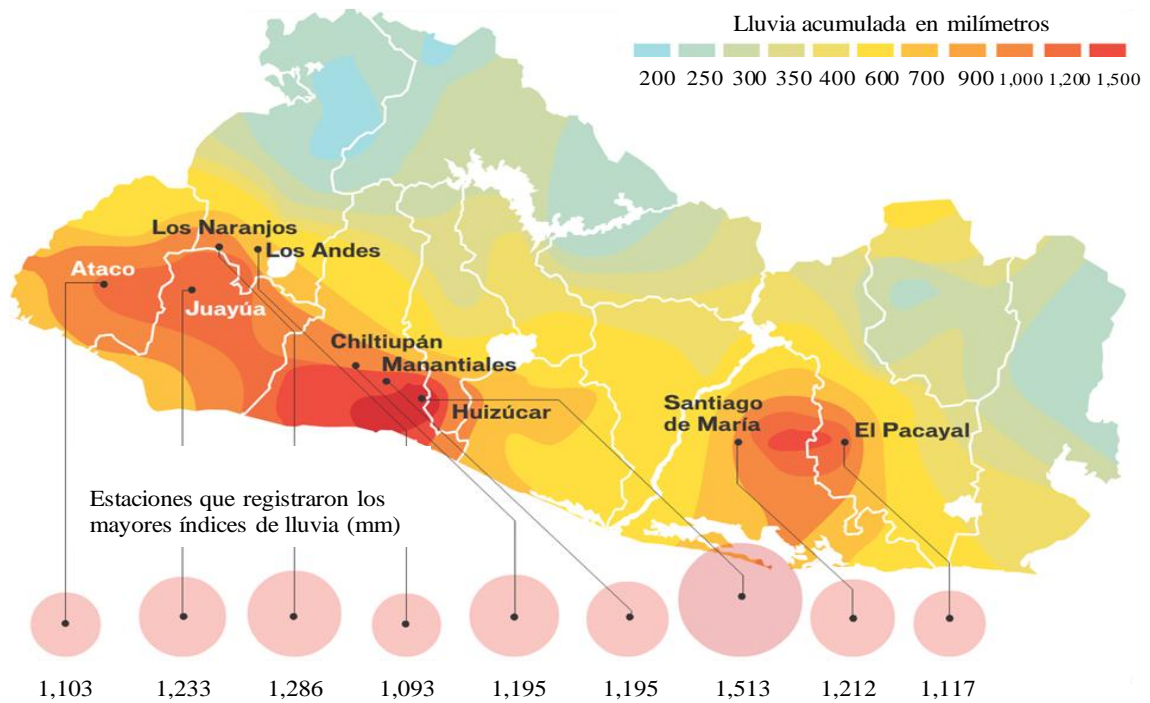


Figura 15 Distribución espacial de lluvia acumulada desde el lunes 10 hasta el jueves 20 de octubre de 2,011; se alcanzó el umbral de 1,600 mm de lluvia acumulada.

El 18 de octubre de 2,011 a las 9:08am ocurrió un deslizamiento de tierra de 4 metros de extensión, sobre muro de Centro Escolar San Esteban, en el Barrio San Esteban, municipio San Salvador; otro deslizamiento de tierra ocurrió en el municipio San Marcos a las 12:32 pm del día 18 de octubre de 2,011, generó el colapso del muro de bloque de concreto que protegía cinco viviendas al borde del talud, por lo que se inició el proceso de evacuación de sus habitantes²⁴.

²⁴ Informe de Afectaciones desde las 06:00 horas del 13/Oct/2011 hasta las 18:00 horas del 18/Oct/2011

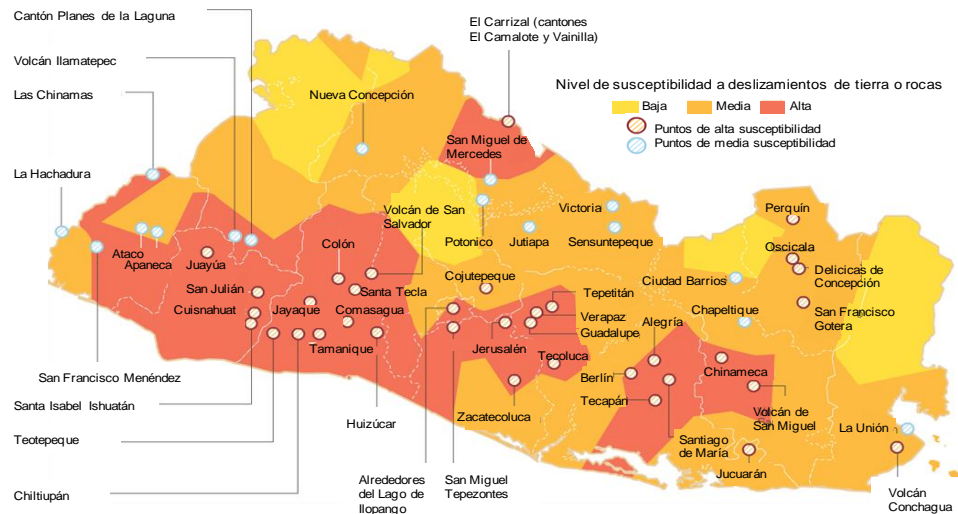


Figura 16 Distribución espacial del nivel de susceptibilidad a deslizamientos de tierra o rocas debido a depresión tropical 12 E el día 20 de octubre de 2011.

Un derrumbe de 1,200 m³ cayó sobre el bulevar Sur, municipio Santa Tecla. El tramo obstruido 100 metros de longitud²⁵. Entre el MOP y FOVIAL, removieron hasta el 21 de octubre de 2011, aproximadamente 84,000 m³ en 975 deslizamientos de tierra o rocas ocurridos en todo el país.



Figura 17 Derrumbe ocurrido sobre la calle que conduce al Bajo Lempa. Jueves 20 de octubre de 2011.

²⁵La Prensa Gráfica. Periódico del viernes, 21 de octubre de 2011

Respecto a impactos sociales, hubo 35 personas fallecidas; 59,854 personas evacuadas; 640 albergues activos. También hubo impactos negativos a la infraestructura nacional, dejando 1,209 viviendas afectadas, 328 viviendas destruidas, 690 centros escolares afectados, 201 centros de salud afectados, 94 calles afectadas, 44 carreteras afectadas, una calle destruida, 27 puentes afectados, 8 puentes destruidos, 113 comunidades aisladas y 41 comunidades sin agua potable²⁶. Algunos puentes colapsados fueron: La Reforma, ubicado en el tramo Termos del Río, a un kilómetro al norte del desvío Carretera Panamericana, La Libertad; Puente Ateos, en el km 31 carretera hacia Sonsonate, sobre río Talnique, cantón Ateos, La Libertad; Puente Copapayo, sobre río Copapayo, Sonsonate; puente sobre río Sucio, a 12 km del desvío a San Pablo Tacachico, La Libertad. El derrumbe ocurrido sobre el bulevar Sur, municipio Santa Tecla, durante la depresión tropical 12 E, se muestra en la figura 18.



Figura 18 Derrumbe de 1,200 m³, 9.0 m de altura y 100 m de longitud sobre el bulevar Sur, municipio Santa Tecla, departamento La Libertad, debido a Depresión Tropical 12 E.

²⁶Informe de Rendición de Cuentas “Depresión Tropical 12-E”. Protección Civil.

Las zonas del país donde ocurrieron deslizamientos de suelo o rocas, del 13 al 16 de octubre de 2,011 debido a la Depresión Tropical 12 E, se muestran en la figura 19. Algunos puentes dañados durante la DT 12 E fueron: Puente Arce, ubicado en carretera El Litoral, Ahuachapán; puente Jujutla, carretera El Litoral, a la altura del km 98.6, municipio Jujutla, La Libertad; puente Río Grande, localizado en la carretera que de La Libertad conduce a Sonsonate, a la altura del km 21, La Libertad; puente en camino que conduce hacia Caserío El Triunfo, Sonsonate; puente en camino que conduce hacia Caserío Paniagua, Sonsonate; puente en el km 12.2 desvío de la carretera Panamericana, La Libertad; puente sobre río Palio, Calle Joya de Cerén, hacia San Juan Opico;; puente localizado en final Prolongación Av. Masferrer, 650m antes de llegar a 75 Av. Norte, San Salvador; puente dañado en Cuscatlán, por socavación; puente dañado y grietas en aletón, al sur del puente, en el departamento La Libertad²⁷.

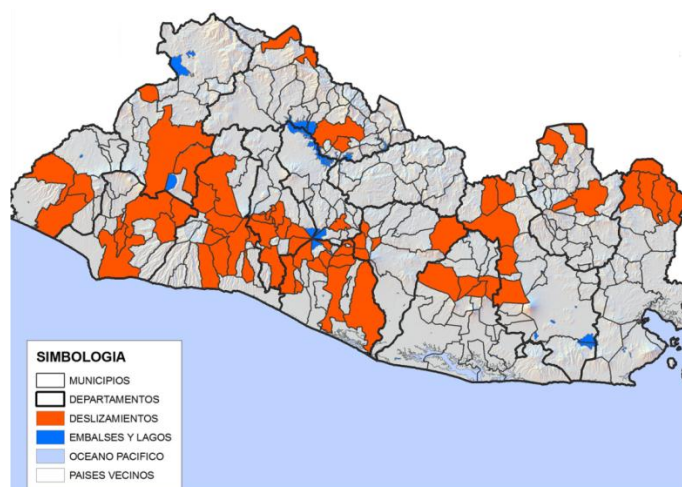


Figura 19 Zonas de El Salvador donde ocurrieron deslizamientos de suelo o rocas, del 13 al 16 de octubre de 2,011 debido a la Depresión Tropical 12 E.

²⁷Ministerio de Obras Públicas, Transporte, Vivienda y Desarrollo Humano.
http://www.mop.gob.sv/index.php?option=com_content&view=article&id=910:mop-registra-un-incremento-de-danos-en-infraestructura-por-lluvias&catid=1:noticias-ciudadano&Itemid=77

La inversión de la Dirección General de Protección Civil, para atender la emergencia fue US\$188,513.54 en pago de planillas de 172 Técnicos de la Dirección General de Protección Civil y US\$4,145.31 en combustible. El recurso humano total asignado durante la emergencia por parte de instituciones gubernamentales fue 7,630 personas. El total de ayuda humanitaria, entre países e instituciones internacionales fue US\$3,817,159.20. Con la declaratoria de estado de emergencia a nivel nacional, el Gobierno redistribuyó fondos económicos. El MOP recibió US\$1,459,200.00, MAG percibió US\$300,000.00, MINED recibió US\$205,394.00, Ministerio de la Defensa Nacional contó con US\$189,531.34²⁸. El impacto económico que generó en El Salvador la DT 12-E fue muy alto. El 31% del total de daños y pérdidas correspondió a infraestructura valorada en US\$260,579,448.00; daños y pérdidas en viviendas, salud y educación valorado en US\$207,797,160.00 correspondiente al 25% del total; sectores productivos del país tuvieron daños y pérdidas por US\$299,351,636 equivalente al 35%; Medio Ambiente tuvo daños valorados en US\$72,689,935 lo que correspondió al 9%. El total de daños y pérdidas ocasionados ascendieron a US\$840.42 millones, lo que representó casi el 4% del Producto Interno Bruto del país. El 43% corresponde a pérdidas, con un valor de US\$362.11 millones; y el resto, 57% equivalente a US\$478.30 millones a daños ocasionados por las lluvias²⁹.

²⁸Informe de Rendición de Cuentas “Depresión Tropical 12-E”. Protección Civil y Unidad Financiera Institucional, Ministerio de Gobernación.

²⁹STP-CEPAL, con base en información oficial de distintas entidades e instituciones del gobierno de El Salvador.

ANEXOS
CAPITULO 3

ANEXO 3.1

INFORMES TECNICOS DE CINCO VISITAS DE CAMPO EN LUGARES DE DESLIZAMIENTOS EN EL SALVADOR

3.1.1 TALUDES Y LADERAS EN EL VALLE DE SAN SALVADOR

3.1.2 RECONOCIMIENTO GEOLÓGICO SOBRE CALLE AGUA CALIENTE
HACIA SUCHITOTO, TECOMATEPEQUE, RIO BARILLAS Y CERRO
LA CAMPANA

3.1.3 RECONOCIMIENTO A LA CARCAVA LA ZOMPOPERA AL NORESTE
DEL MUNICIPIO LA PALMA, DEPARTAMENTO CHALATENANGO, EL
SALVADOR

3.1.4 DESLIZAMIENTO DE TIERRA EN TALUD UBICADO EN ZONA
SURESTE DEL PARQUEO DE FACULTAD DE INGENIERIA Y
ARQUITECTURA, UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR, CAMPUS
CENTRAL

3.1.5 CARCAVA UBICADA ENTRE FINCAS SAN ANTONIO Y LA
ESTRELLA, CANTON SAN ANTONIO, MUNICIPIO COMASAGUA, LA
LIBERTAD

**UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL**



1ª VISITA DE CAMPO

**INFORME DE VISITA DE CAMPO A TALUDES Y LADERAS
EN EL VALLE DE SAN SALVADOR**

PRESENTADO POR:

CHICAS CIENFUEGOS, JORGE LUIS CC06017

MARTINEZ SARAVIA, NAZIRA ESPERANZA MS06008

DOCENTES DIRECTORES:

ING. M.Sc. ROGELIO ERNESTO GODINEZ GONZALEZ

ING. ROBERTO OTONIEL BERGANZA ESTRADA

CIUDAD UNIVERSITARIA, MAYO 2011

BREVE RESEÑA DE LA VILLA DE SAN SALVADOR, ACTUAL CIUDAD SAN SALVADOR



Fotografía 1. Desarrollo urbanístico en la ciudad de San Salvador, ubicada en el Valle de San Salvador.

Geografía

San Salvador está ubicado en la zona central de El Salvador. Su elevación se encuentra entre 600 y 1000 metros sobre el nivel del mar. Aunque la propia ciudad se encuentra a 650 msnm. Limita al Norte con los municipios Nejapa, Mejicanos, Cuscatancingo, y Ciudad Delgado. Al Este con Soyapango y San Marcos. Al Sur con Panchimalco y también con San Marcos. Al Oeste con Antiguo Cuscatlán y Santa Tecla.

Clima

San Salvador tiene un clima cálido todo el año, siendo diciembre, enero y febrero los más frescos. Las temperaturas se mantienen entre los 18 y 35 grados centígrados. Los más calurosos son marzo a mayo. De mayo a septiembre es la estación lluviosa, usualmente se producen inundaciones (sobre todo en los ríos).

La temperatura varía entre el mediodía y la medianoche, debido a cambios en los niveles de humedad.

Orografía

Entre las elevaciones que tiene el municipio están el Cerro El Picacho, Cerro San Jacinto y Cerro Chantecuán, y también se encuentran las lomas La Torre y de Candelaria. En la zona se encuentran tipos de suelos como regosoles, latosoles y andosoles, y rocas como lava andesítica y lava basáltica.

Hidrografía

Los principales ríos del municipio son el río Acelhuate que se encuentra a 2.2 km. de la ciudad y el río Iohuapa a 5.2 km. también se encuentran los ríos Matalapa, El Garroba, San Antonio, Urbina y Casa de Piedra. Entre las quebradas están El Garrobo, Sirimullo, La Quebradona, Los Cojos, Las Lajas, El Manguito, La Lechuza, La Mascota, San Felipe, Tutunichapa y Mejicanos.

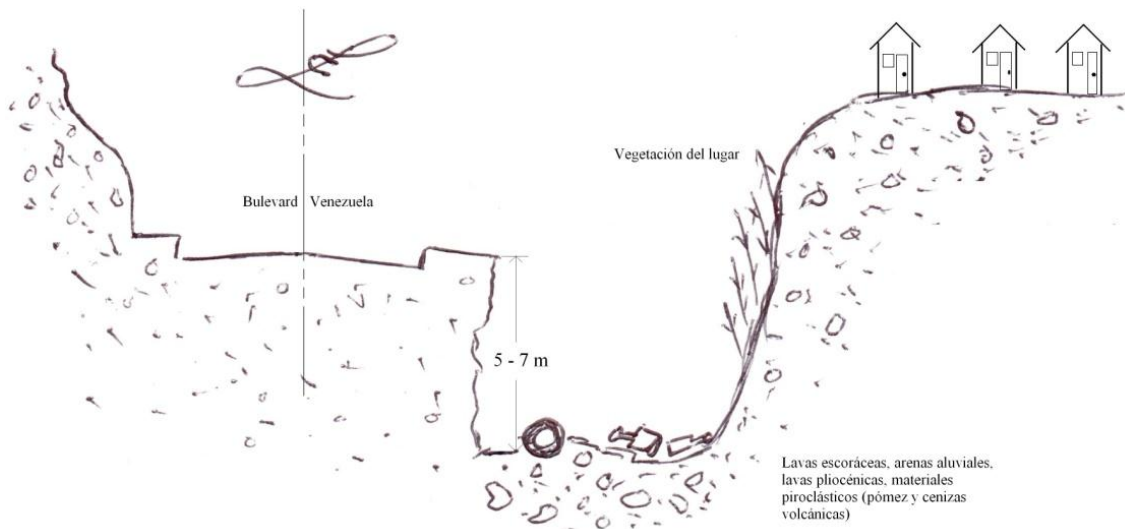
PUNTO No.1

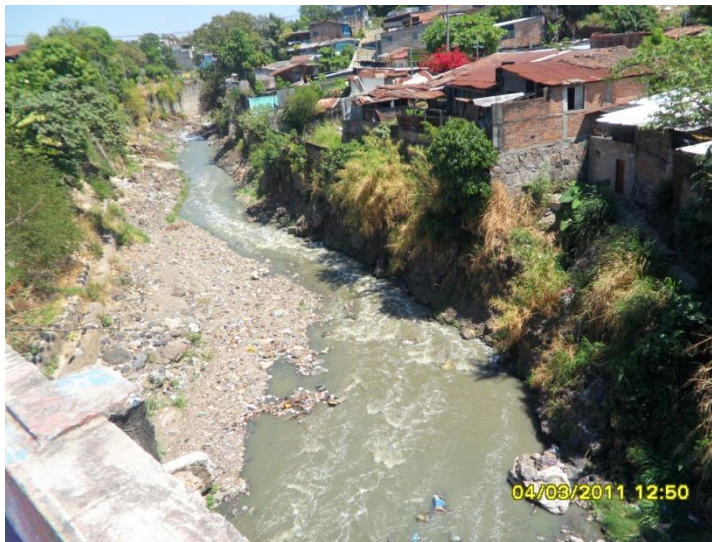
**CANDELARIA (PUNTO MAS BAJO DEL VALLE DE SAN SALVADOR),
SOBRE PUENTE CNEL. JOSE ARTURO CASTELLANOS, EN BOULEVARD
VENEZUELA, ENTRE IGLESIA SAN ESTEBAN E IGLESIA CANDELARIA.**

ESQUEMA DE UBICACIÓN. PUNTO No. 1



PERFIL DEL RIO ACELHUATE





Fotografía 2

PUNTO No. 1

Cota aproximada: 630 msnm
Sobre puente Cnel. José Arturo Castellanos, en Boulevard Venezuela. Desde este punto, se observa tramo del cauce en el río Acelhuate. Son arrastrados en dirección aguas abajo, desperdicios diversos como plásticos, vidrios, orgánicos, llantas. Al costado derecho de la fotografía, se aprecia vegetación como zacate alto, árbol Guarumo, árbol San Andrés. Casas a un costado del río están susceptibles a desmoronamiento debido a erosión del suelo. Familias en peligro. Obras de protección: ninguna.



Fotografía 3

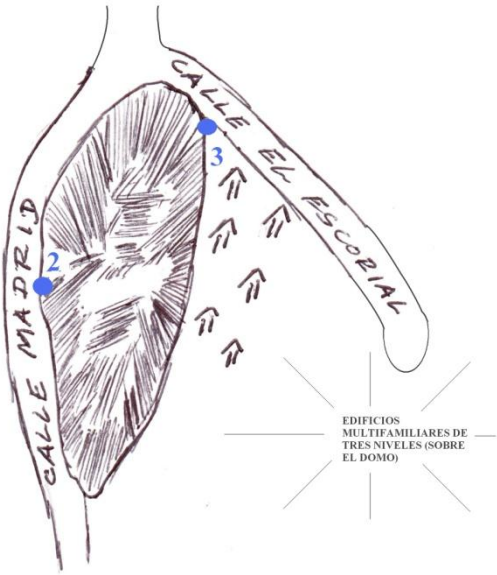
PUNTO No. 1

Sobre lecho del río Acelhuate, se observan lavas escoriáceas (basalto andecítico), arenas aluviales de la Era Cuaternaria, lavas pliocénicas (1er. período), predominantemente materiales piroclásticos como pómez y cenizas volcánicas.

PUNTO No. 2

CALLE MADRID, SUBIENDO FRENTE A ESCUELA BRASIL E INSTITUTO MANUEL JOSE ARCE. SOBRE EL DOMO

ESQUEMA DE UBICACIÓN DE PUNTOS No. 2 Y No. 3. LADERA SUR





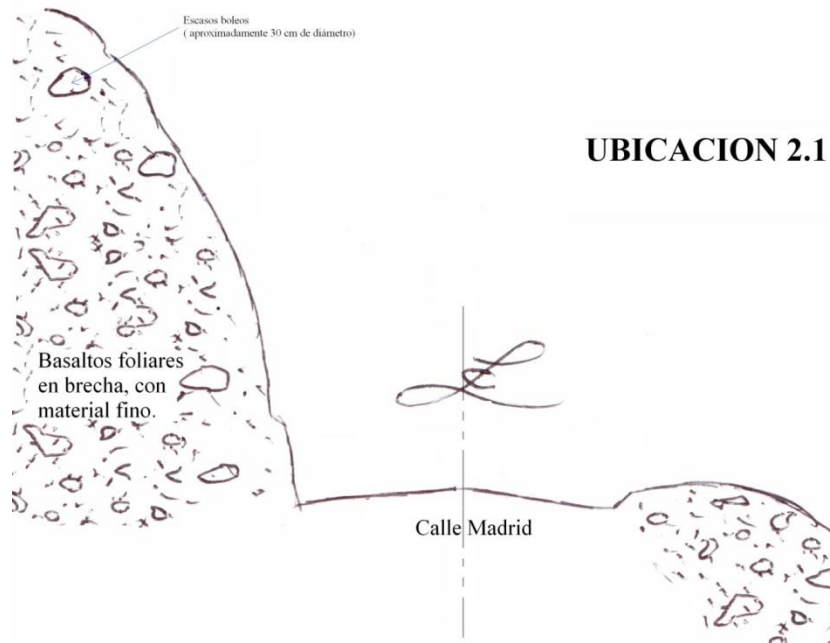
Fotografía 4

LADERA SUR DEL DOMO EN EL VALLE DE LAS HAMACAS. UBICACIÓN No. 2.1

Se observan clastos.

Matriz terro-rocosa compuesta de clastos gruesos entre 5 a 10 cm de diámetro, escasos boleos de unos 30 cm de diámetro. Se observan basaltos foliares en brecha, con material fino entre los basaltos.

Altura aproximada: 5 a 6 m





Fotografía 5

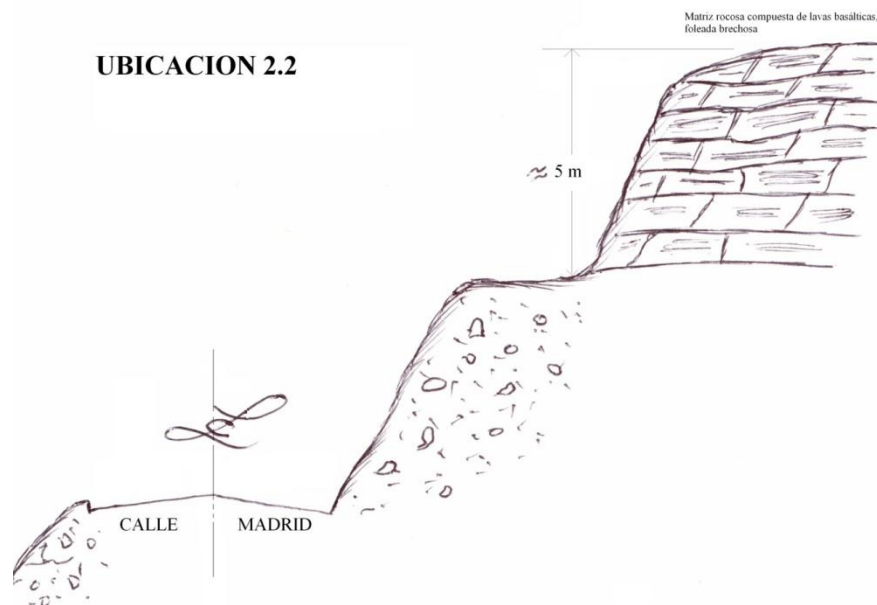
LADERA SUR DEL DOMO EN EL VALLE DE LAS HAMACAS.

UBICACIÓN No. 2.2

Se observan rupturas tectónicas por sismicidad (clastos).

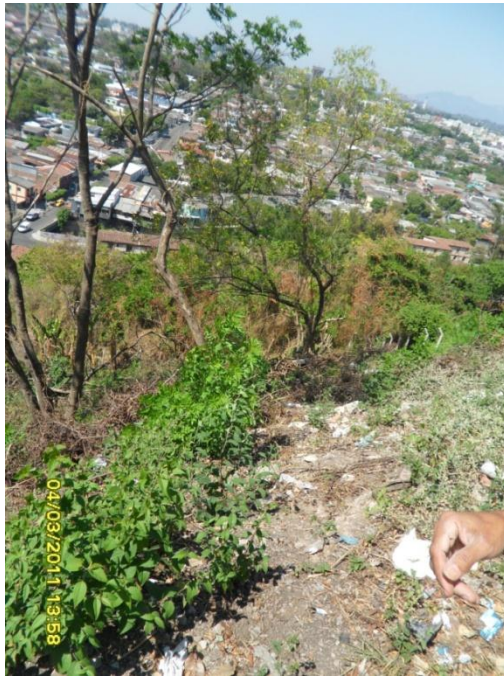
Matriz rocosa compuesta de lavas basálticas, foleadas brechosa superficialmente terrosa, contaminada con basura, semiprotegida con vegetación natural del lugar.

Altura aproximada: 5 m



PUNTO No. 3

CALLE EL ESCORIAL, LADO OPUESTO A CALLE MADRID DEL DOMO EN EL VALLE DE LAS HAMACAS.



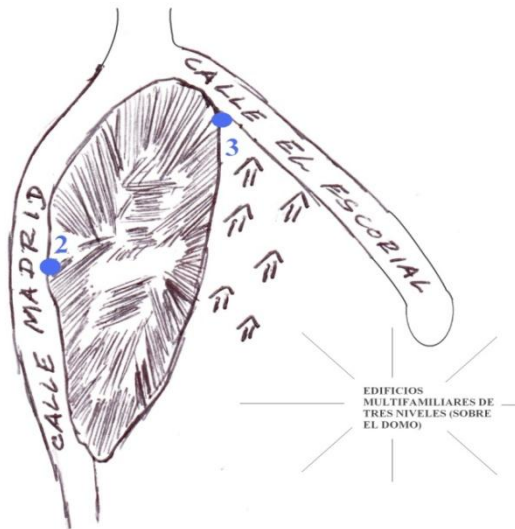
Ubicación: Calle El Escorial

Al fondo de la fotografía, se observa la colonia La Málaga, en el Valle de San Salvador.

En la calle El Escorial, se observaron pómez, pero en mayor cantidad Oxidiana (vidrio volcánico o apariencia vítrea, parecida al aceite).

Obras de protección: ninguna. Solamente se observa vegetación del lugar.

Fotografía 6



PUNTO No. 4

FINAL 17 AV. SUR (FABRICA TOPAZ) Y ANTIGUA CALLE A HUIZUCAR (FINCA QUINTA OROSI), TRABAJANDO HACIA EL SUR

En la intersección de la antigua calle a Huizucar con la final 17 Av. Sur, se localiza la fábrica Topaz. Ahí, se construyó un muro, después mortero lanzado y anclado (en la esquina del parqueo de la fábrica), con altura aproximada de 10 a 12 m frente a la fábrica se localiza la Finca Quinta Orosí. Luego de observar este muro, y su obra de protección contra deslizamientos de tierra, se hizo prueba de percusión en afloramiento sobre la 17 Av. Sur, hacia la residencial Altos de Holanda. A continuación se presenta el esquema de ubicación y descripción fotográfica.

ESQUEMA DE UBICACIÓN





Fotografía 7

PUNTO No. 4.1

Se realizó prueba de percusión a la roca basáltica para estimar su resistencia a compresión simple.

Se aprecian fracturas (clastos) en rocas basálticas debido a sismicidad y tectonismo. Afloramiento formado por rocas basálticas en la parte superior del talud, con escoria volcánica en la parte media y material andesítico al pie.



Fotografía 8

PUNTO No. 4.1

En el mismo punto donde se realizó la prueba de percusión a las rocas basálticas, se observan partes oscuras en la escoria volcánica y material andesítico, meteorización microbiológica (bacteriana y micótica). También meteorización química debido a lavado natural (color blanco).



Fotografía 9

PUNTO No. 4.2

En el cuerpo del talud, se observan pomes (sílice), intercaladas con cenizas muy finas.

Ubicación: Final 17 Av. Sur, hacia colonia Costa Rica.



Fotografía 10

PUNTO No. 4.2

Al pie del talud, lavas basálticas foliadas fracturadas, diaclasas por tectonismo

Ubicación: Final 17 Av. Sur, hacia colonia Costa Rica.

PUNTO No. 5

LADERAS Y TALUD MONSERRAT, SOBRE AUTOPISTA A COMALAPA, INICIO EN MONUMENTO AL HERMANO LEJANO: DIRECCION DE PONIENTE A ORIENTE HASTA RANCHO NAVARRA



Fotografía 11

PUNTO No. 5.1

Se observa una fuerte pendiente, casi de 90 grados.

Talud sin obras de protección, solamente vegetación del lugar en la corona del mismo.

En el tercio superior del talud, tobas piroclásticas efusivas; al pie, material de talús debido a desmoronamiento.

Altura aproximada: 10 a 12 m



Fotografía 12

PUNTO No. 5.1

Se observan aglomerados basálticos en matriz terrosa, aparente estabilidad.

Sobre este talud, se localiza el Centro Urbano Monserrat.

Hay pequeños desmoronamientos de material debido a vibraciones generadas por el tránsito diario de vehículos, precipitaciones de lluvia, temblores.



Fotografía 13

PUNTO 5.2

En el extremo opuesto de la carretera (según fotografía 11), se encuentra una ladera con aparente estabilidad.

Litológicamente, formada por aglomerados basálticos en matriz terrosa, en la parte inferior de la ladera con altura aproximada 20 a 30 m; mientras que en la parte superior, lateritas piroclásticas con altura aproximada 20 a 30 m.



Fotografía 14

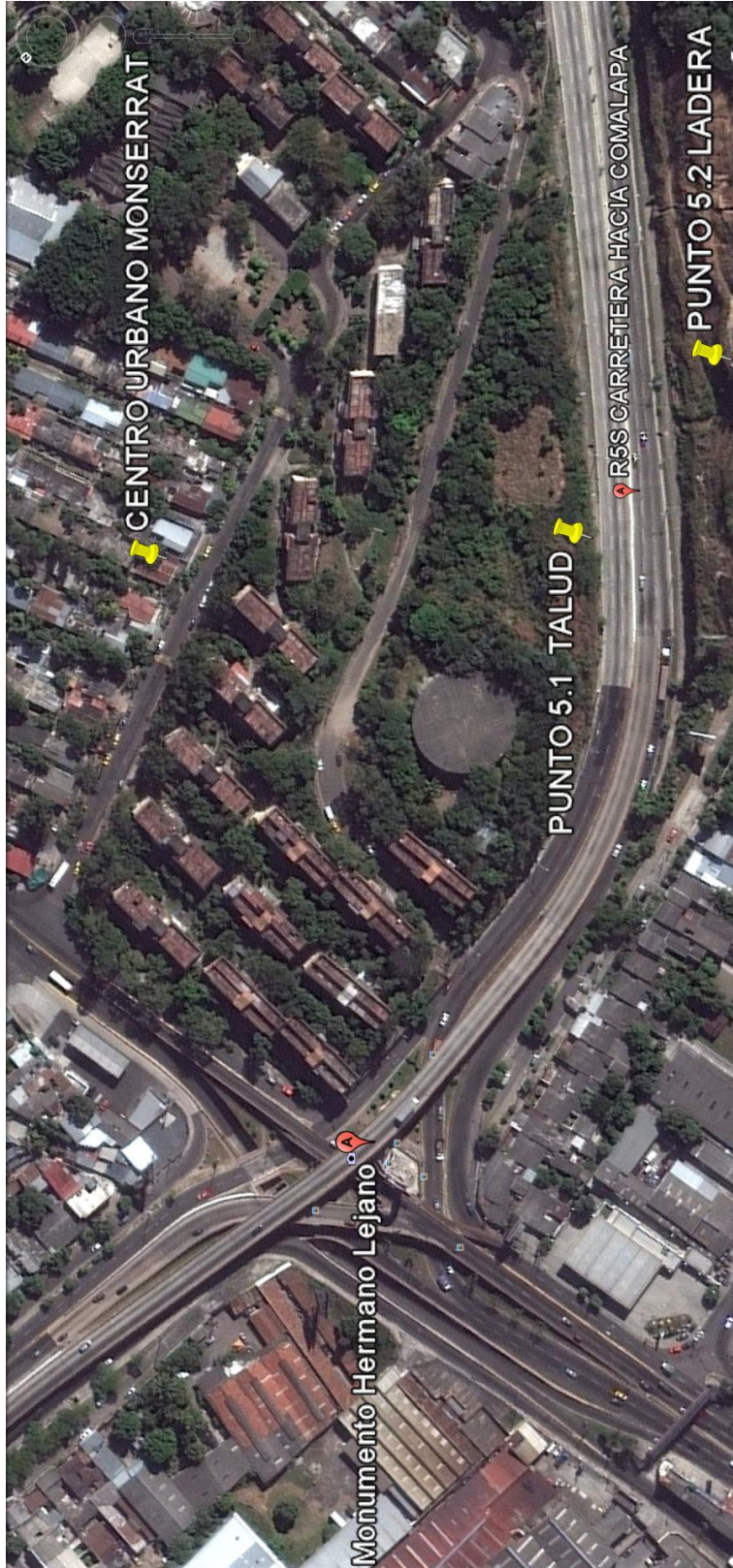
PUNTO 5.2

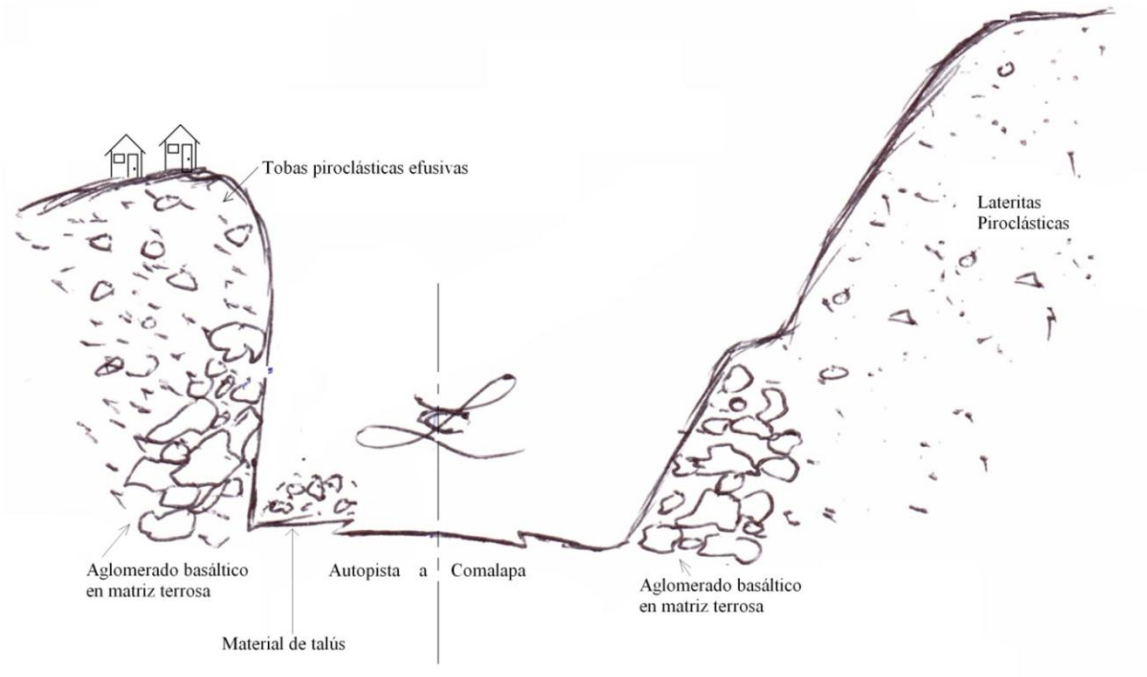
En la ladera, se observa meteorización microbiológica y química en material laterítico piroclástico.

El primer tipo de meteorización, debido presencia de hongos y bacterias, por lo que son colores oscuros y verdosos.

El segundo tipo de meteorización, debido a lavado natural del suelo, por lo que es de color blanco.

ESQUEMA DE UBICACIÓN DE LOS PUNTOS 5.1 Y 5.2 SOBRE CARRETERA A COMALAPA





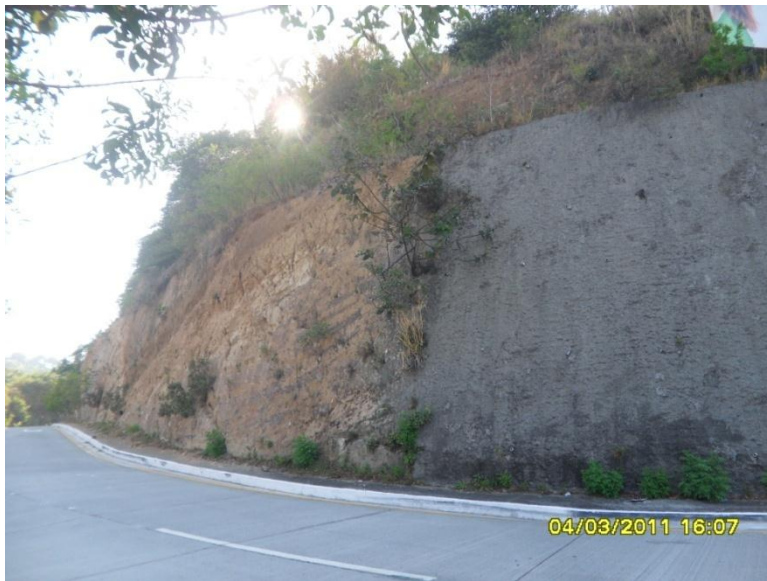
PUNTO 5.1

PUNTO 5.2

PUNTO No. 6

DERIVACION TIPO “Y”, INICIO ANTIGUA CALLE A HUIZUCAR, FRENTE RANCHO NAVARRA





Fotografía 15

PUNTO No. 6

Se observa talud sobre la curva del domo.

Una parte está protegida con mortero lanzado (lado derecho) y la otra sin protección (lado izquierdo). Pequeña berma a media altura.

Vegetación natural solamente en la corona.

Fuerte pendiente del talud, casi 90 grados.



Fotografía 16

PUNTO No. 6

Limo-arenoso (tierra blanca) muy fino, con erosión por regresión al pie del talud.

Piroclásticos efusivos de baja densidad. Grumos debido a lluvia.

Se observa la degradación de este material debido al agua, poca resistencia y alta porosidad.

Meteorización microbiológica de colores oscuros.

PUNTO No. 7

REDONDEL DE ACCESO A LA CIMA IV SOBRE BULEVARD ORDEN DE MALTA

ESQUEMA DE UBICACIÓN



PUNTO No. 7

Ladera, aproximadamente 25 a 30 m de altura. Ladera está formada por suelo arcillo-arenoso que, con el aumento de la presión intersticial debido al agua, genera mayores empujes, por lo que fue necesario construir un muro de concreto lanzado con anclajes mecánicos. Se observan cabezales de los anclajes. Siempre que talud o ladera esté sobre una curva, robustecer el tercio medio de la misma, ya que es zona de deslizamientos debido a cuña crítica. Sobre la corona de la ladera, se ha construido un muro de

protección de la urbanización Altos y Villas de la Cima. Costo de la obra: US\$403 828.00. Año de construcción: 2010. La figura 17 es el punto No.7.

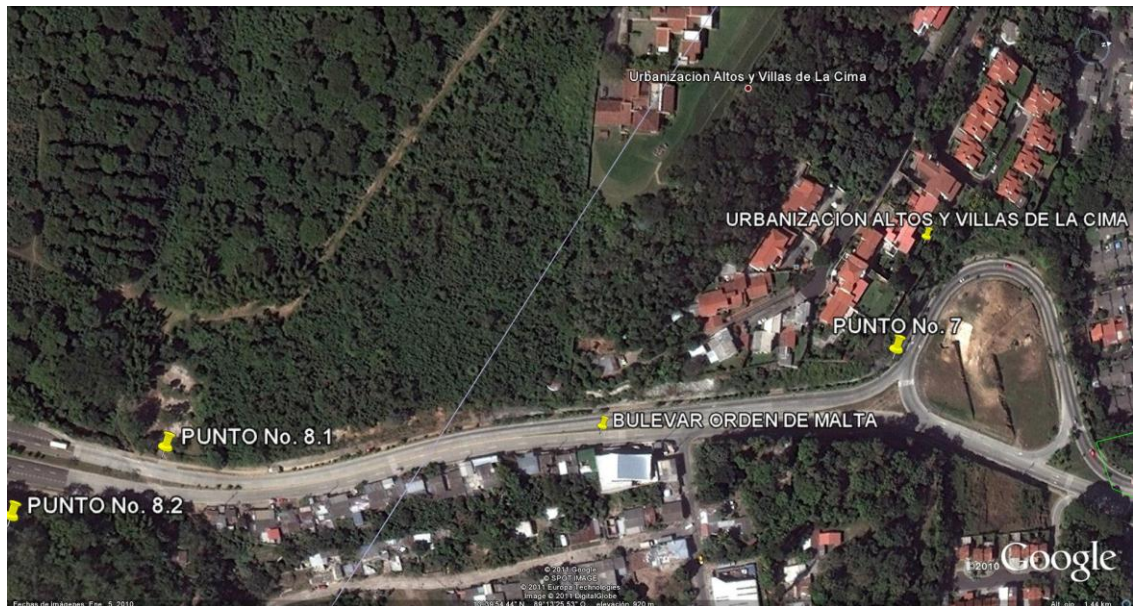


Fotografía 17

PUNTO No. 8

PUENTE ESVAJADO SOBRE QUEBRADA EL GARROBO EN BULEVAR ORDEN DE MALTA

ESQUEMA DE UBICACIÓN



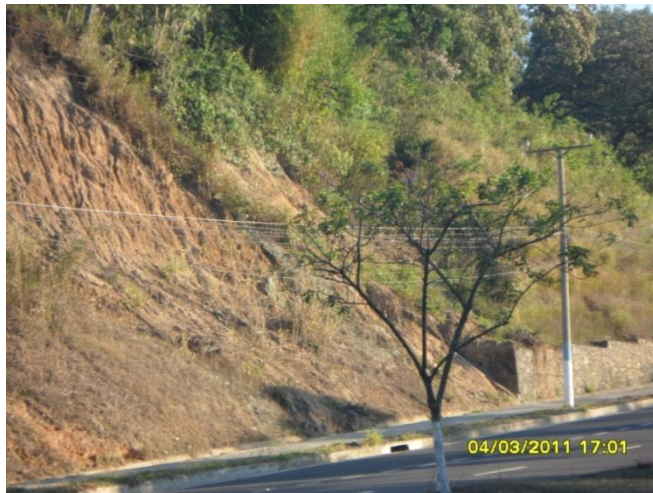


Fotografía 18

PUNTO No. 8.1

Puente esviado sobre quebrada El Garrobo. De esta quebrada se descarga el agua desde urbanización Santa Elena, pasando por la Finca Belén (H de Sola), hasta la colonia Costa Rica, instituto ISNA, descargando al río Acelhuate

Profundidad de la quebrada: 2 a 3 m



Fotografía 19

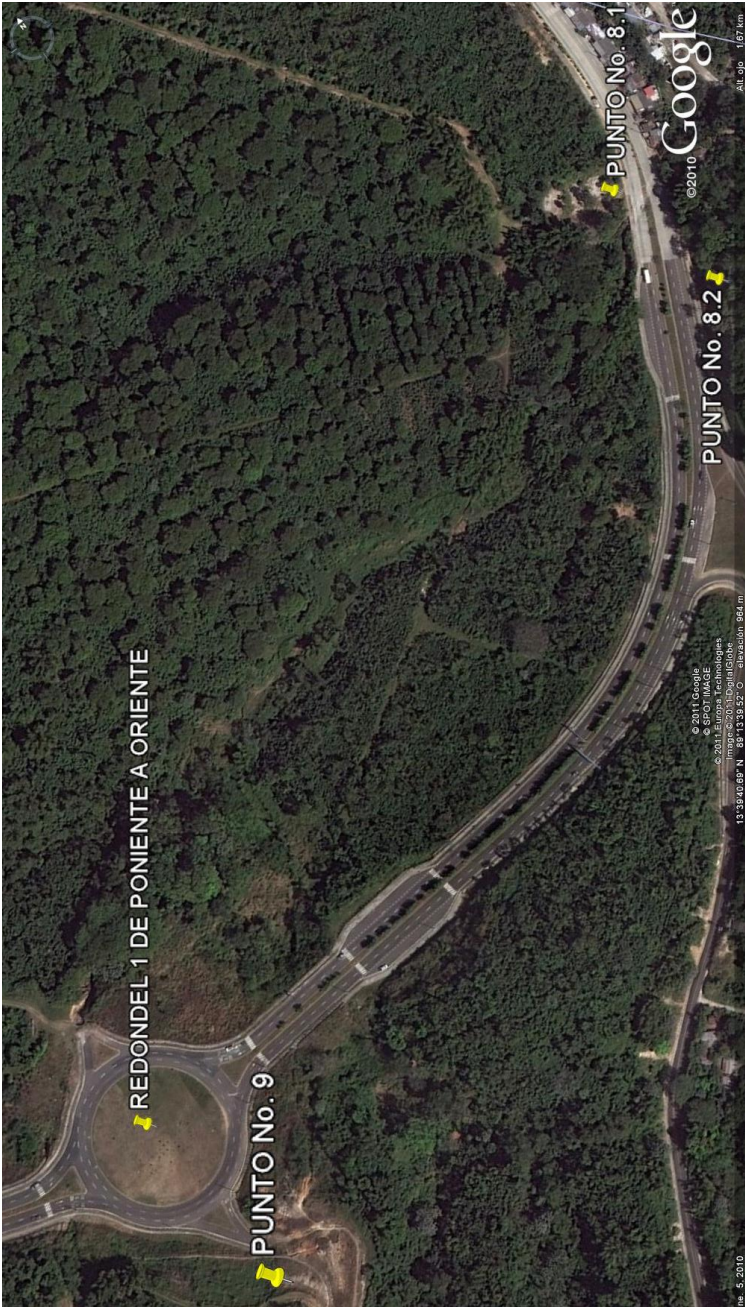
PUNTO 8.2

Laderas y taludes adyacentes al cauce de la quebrada El Garrobo. Humedad permanente provoca inestabilidad, disminuyendo las propiedades mecánicas de la masa de suelo o roca. Por tanto, una parte de la ladera ha sido protegida contra desmoronamientos pequeños, utilizando muros gaviones. La otra parte de la ladera luce desprotegida, por lo que se aprecian las líneas de flujo del agua y material de talús.

PUNTO No. 9

REDONDEL 1. DE PONIENTE A ORIENTE

ESQUEMA DE UBICACIÓN





Fotografía 20

PUNTO No. 9

No porque cambia de color es necesario que sea otro estrato; al contrario, en este caso son pseudo estratos. Lo que cambia es el contenido de humedad, consolidación.



Fotografía 21

PUNTO No. 9

Se observa variación en la matriz del domo (cerca de la finca El Espino).

Al pie de la ladera hay rocas basálticas; en el cuerpo, suelos sedimentarios piroclásticos, y cerca de la corona, tobas y cenizas volcánicas recientemente erosionadas lateralmente expuestas.

PUNTO No. 10

REDONDEL 2. CERCANO A SUPERMERCADO PRICESMART

ESQUEMA DE UBICACIÓN



Fotografía 22

PUNTO No. 10

Tobas inestables en la parte superior del talud debido a que roca basal subyacente está fracturada. La fracturación de la roca basal es un efecto del tectonismo característico de la zona, por lo que se ha protegido el talud con malla metálica en toda su altura para evitar que los clastos caigan sobre la calzada y acera peatonal.

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL



2° TRABAJO DE CAMPO.

**INFORME TECNICO DE RECONOCIMIENTO GEOLÓGICO
SOBRE LA CALLE AGUA CALIENTE HACIA SUCHITOTO,
TOCOMATEPEQUE, RIO BARILLAS Y CERRO LA
CAMPANA.**

PRESENTADO POR:

CHICAS CIENFUEGOS, JORGE LUIS	CC06017
MARTÍNEZ SARAVIA, NAZIRA ESPERANZA	MS06008

DOCENTES DIRECTORES:

ING. M.Sc. ROGELIO ERNESTO GODINEZ GONZALEZ
ING.ROBERTO OTONIEL BERGANZA ESTRADA

CIUDAD UNIVERSITARIA, MAYO DE 2011

Visita Técnica, sábado 7 de mayo de 2011. Calle Agua Caliente y Suchitoto:
Tecomatepeque, río Barillas, Cerro La Campana.

Se realizó reconocimiento de campo en zona de ambiente volcánico, se observaron cinco puntos de interés.

1- Talud Corte Vertical, Banco de Préstamos. Piroclastos, pómez cenizas lapilis, productos volcánicos en litificación, ácidos, suelos lateríticos, trozos de pómez con diámetros 2 a 10 mm y unos 50 a 70 mm consolidados, estables vistos en corte, constituyendo zona de bancos de préstamos por centenar de tierra blanca, tobas en proceso de litificación, espesores mayores que 30 a 50 m. zona de grandes acumulaciones de productos volcánicos cronológicamente depositados hasta 1917. Evidenciando a través de cortes hechos por el paso de la calle Agua Caliente a Soyapango donde han quedado taludes de unos 20 a 30 m de alto, ver figura 1.

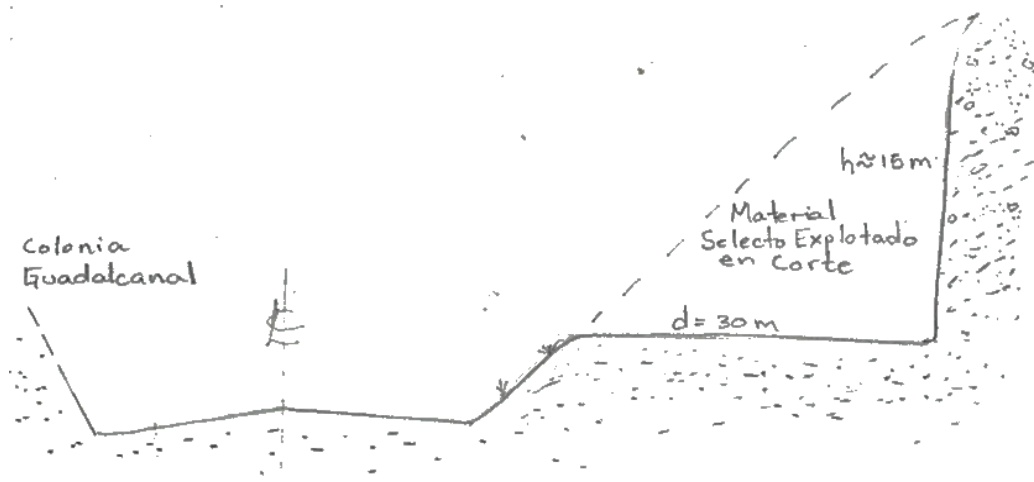


Figura 1 Talud en paso de Calle Agua Caliente, Bancos de Préstamos

2- Calle Agua Caliente, plantel CEL.

Mayor altura que los taludes verticales observados en el punto 1, los de los laterales de los lineamientos geológicos por donde pasa el río Acelhuate, desde Monserrat a ciudad Delgado Estos taludes colgados respecto al lecho del río su inclinación va de 70° a 90° con deterioro en superficie por no estar recubiertos por vegetación, y las grietas internas por tectonismo y sismicidad les da un grado de inestabilidad pero en general esta es buena pero con deterioro lento y acumulaciones de material de taluz.

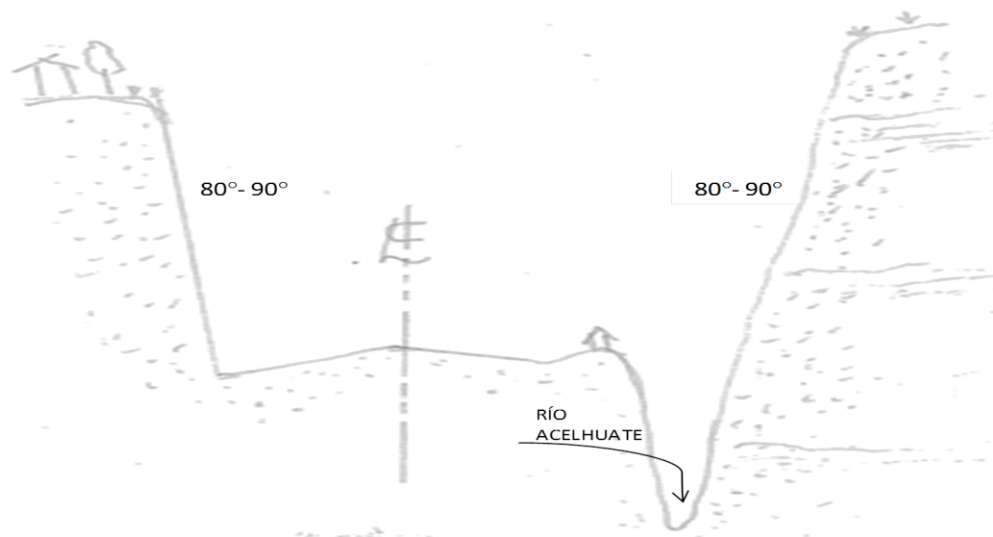


Figura 2 Talud en paso río Acelhuate.

3- Sobre calle Agua Caliente, casi en entrada a colonia Guadalcanal.

Estructura meramente masosa, terrosa, piroclastos, tobas de blanco a amarillo pardo claro, cronológicamente diferenciados algunos espesores con aparencia de capeos, pseudo estratos, constituyendo grandes taludes en laterales de carretera y el río Acelhuate

unos 15 y 35 a 40 m respectivamente. Asimismo, inclinación casi vertical (80° a 90°), buena estabilidad, sin embargo, no escapan a erosión superficial formando talus al pie de la estructura (erosión hídrica, viento y vibraciones, efecto antrópico). Protección vegetal sólo en la cabeza del talud, hay meteorización química, biológica y microbiológica, ver figura 3.

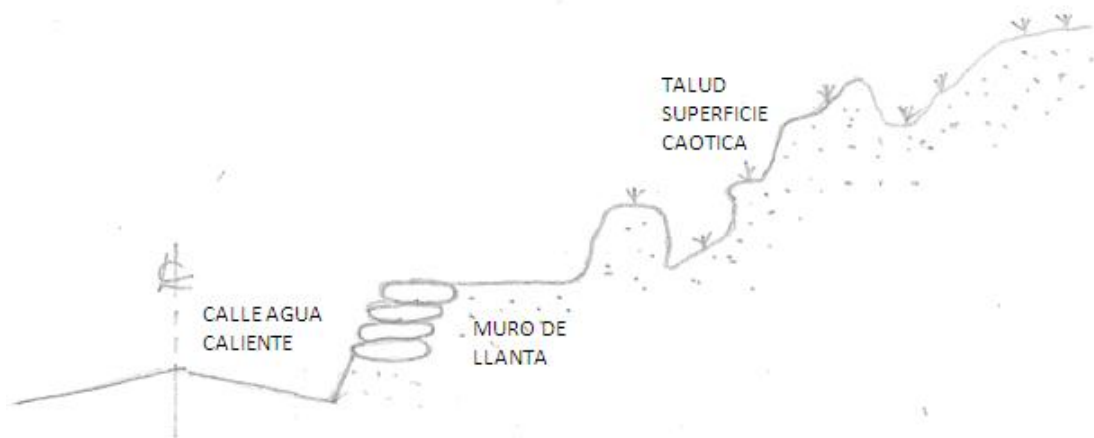


Figura 3 Talud sobre calle Agua Caliente próximo a colonia Guadalcanal.

4- Entrada a cantón Tecomatepec cerca de Cerro Guazapa, sobre carretera a Suchitoto

Estructura terrorocosa. Matriz arcillo-arenosa conteniendo grandes, medianas y pequeños pedazos de roca incrustada y roca derrubada en ladera, bajando hasta el pie de ésta. Arcillas rojas, ferrosas plásticas, grumosas cuando tienen poca humedad. Ladera del cerro Tecomatepec, terro-rocosa, abundantes clastos brechosos en superficie con diámetros unos 20 a 50 cm y gravas gruesas, baja humedad, relativamente vegetada, acción antrópica severa al usar la ladera para explotar en producción de ladrillo rojo, quemado, artesanal, para construcción. Roca basáltica andesítica de pequeños, medianos

y grandes diámetros derrubiados, muy meteorizados superficialmente, escóreas masosas alveolares gris medianamente oscuras a muy oscuras y negra (básicas, muy básicas) fracturadas, facilitando su ruptura en clastos irregulares angulosos. Ambiente húmedo, volcánico; ver figura 4.

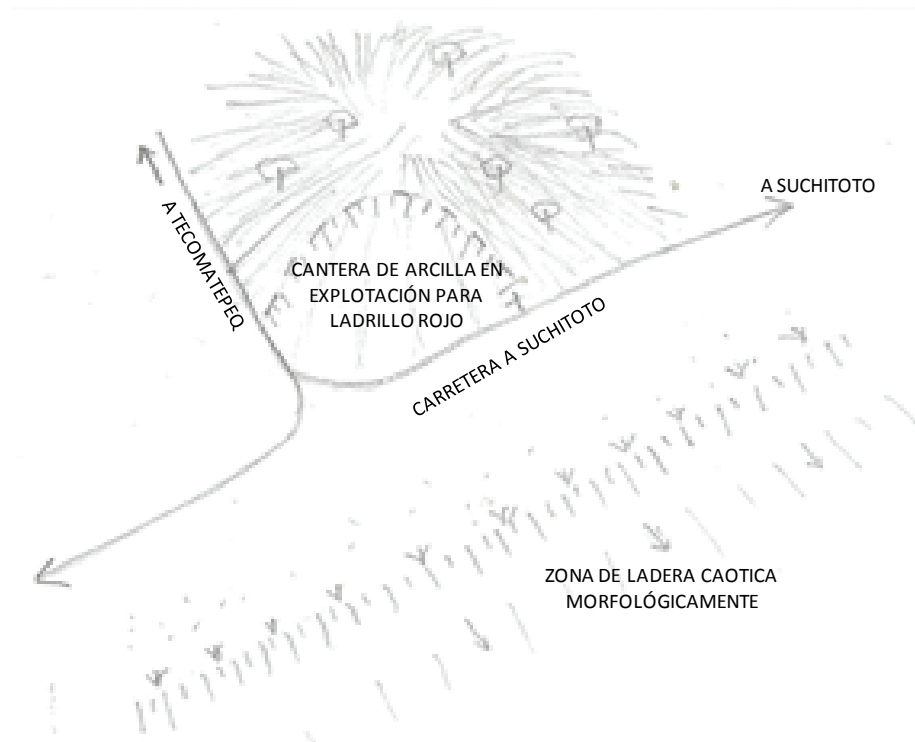


Figura 4 Ladera de Cerro Tecomatepec.

5. Cantón La Bermuda

Río Barillas, muy cerca comunidad Marianela García. Calle a Suchitoto. Desde el cerro Guazapa, desde la cima, por sus laderas en relieve empinado hacia el oriente en dirección al cantón La Bermuda y El Papaturre se encuentra el río Barillas cerca de la comunidad Marianela García, ver figura 5.

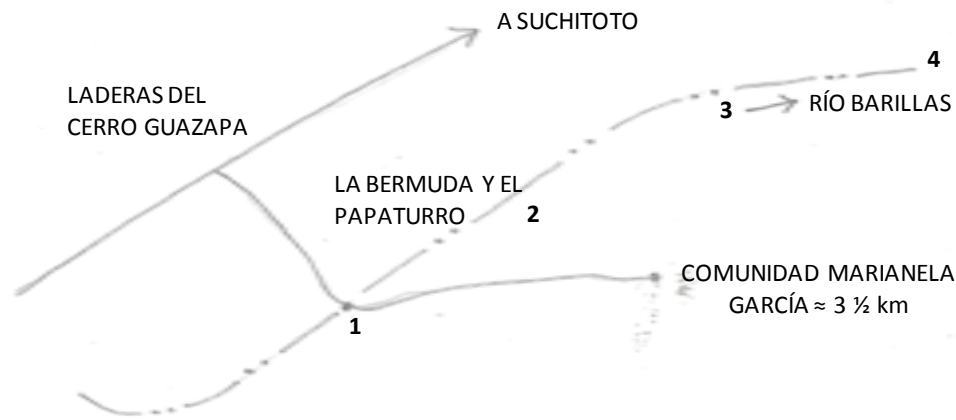


Figura 5 Laderas del Cerro Guazapa.

Los puntos explorados contienen:

P1. Sobre río Barillas, en su cauce, se encuentra colmado de roca derrubada y arrastrada desde superficies de laderas del volcán Guazapa. Grandes boleos hasta 1m de diámetro, basaltos y andesitas, sueltas y trabadas entre sí por arrastre, acondicionadas al azar, naturalmente según su propia dinámica en el tiempo. El río Barillas es permanente, y en verano la lámina de agua va de 0.20 a 0.30 m y en invierno alcanza unos 2m de alto en su cauce donde se forma el Basin mas propicio, por ejemplo al paso del camino que lo intercepta en el badén.

P2. Cauce del río Barillas donde se detecta roca basáltica foliar en su lecho en forma de flujo subyaciendo un espesor de suelos arcillo-arenosos de peniplanicie extendida del volcán o fadas de Guazapa. Ver esquema.



Figura 6 Cauce Río Barilla, cercano al paso con el badén del camino, ambiente volcánico muy húmedo.

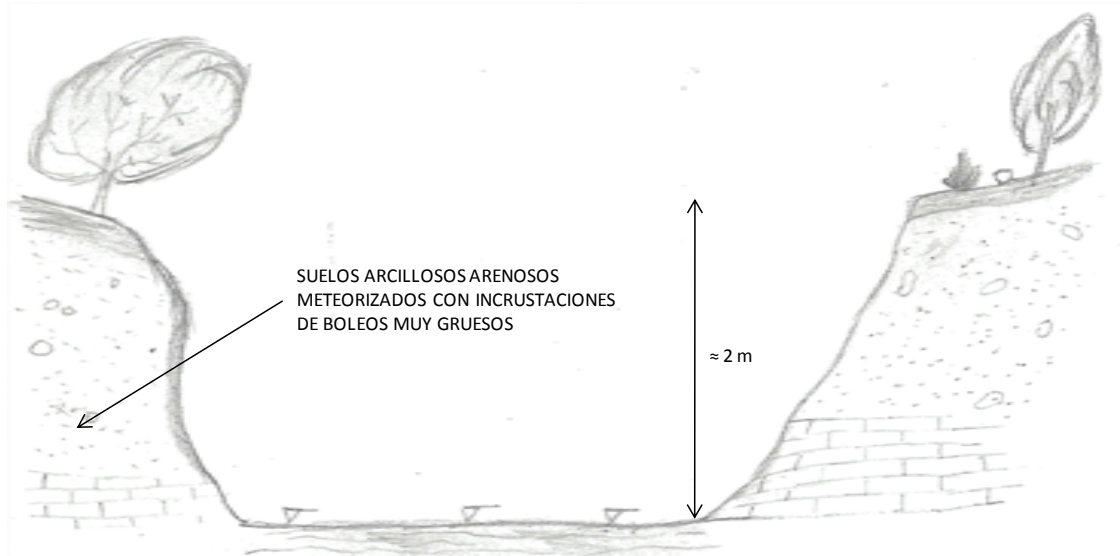


Figura 7 Corriente Abajo del río Barillas, flujo rocoso basáltico foliar subyaciendo suelos arcillo arenosos bien meteorizados.

P3. A través del cauce aguas más abajo, se logra diferenciar e identificar más exactamente la estructura y composición, estados y condiciones, de los componentes y espesores de suelos y rocas que sustentan las laderas que llegan al río Barillas desde la cima hasta más abajo de su ladera como lo indican las fotografías de la figura 8:



Figura 8 Lecho de roca foliar muy fracturada y meteorizada, ondulaciones y fracturamiento brechoso por tectonismo y vulcanismo, clastos gruesos, basalto negro muy intemperizado, casi desde superficie hasta el lecho del río barilla, margen oriente.

P4. Cerro La Campana, frente a comunidad Manuel Ungo, cercano a cantón Milingo, Suchitoto.

Estructura terro-rocosa típica de un gran domo extendido en laderas cuyas inclinaciones alcanzan 70° a 80° , abundante roca derrubada, vegetación pobre y arborización. Laderas usadas para cultivo, por lo cual, la erosión superficial es intensa; suelos arcillo-arenosos; rocas basálticas y andesíticas; puntualmente en la cima del cerro se encuentran rocas fonolíticas cuyo sonido a la percusión, es propio de un metal. La figura 9 es el esquema de ubicación del Cerro La Campana. Una roca fonolítica de unos 60 cm de longitud se muestra en la figura 10.

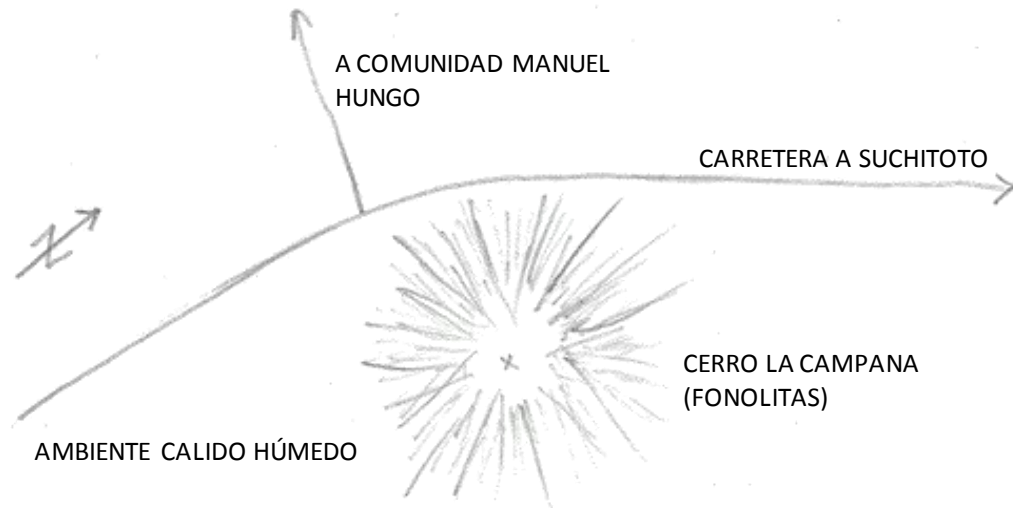


Figura 9 Esquema de ubicación del Cerro La Campana



Figura 10 Roca fonolítica de unos 60 cm de longitud, ubicada en la cumbre del Cerro La Campana.

**UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL**



3^{er} TRABAJO DE CAMPO.

**INFORME TÉCNICO DE RECONOCIMIENTO A LA
CÁRCAVA LA ZOMPOPERA, AL NORESTE DEL
MUNICIPIO LA PALMA, DEPARTAMENTO
CHALATENANGO, EL SALVADOR.**

PRESENTADO POR:

**CHICAS CIENFUEGOS, JORGE LUIS CC06017
MARTÍNEZ SARAVIA, NAZIRA ESPERANZA MS06008**

DOCENTES DIRECTORES:

ING. M.Sc. ROGELIO ERNESTO GODINEZ GONZALEZ

ING.ROBERTO OTONIEL BERGANZA ESTRADA

CIUDAD UNIVERSITARIA, FEBRERO DE 2012

Visita Técnica, domingo 5 de febrero de 2012. Cárcava La Zompopera, ubicada en el cerro Miramundo, Municipio La Palma, Departamento Chalatenango.

Problemática

La Cárcava La Zompopera es un deslizamiento de ladera emblemático, donde por más de 60 años han ocurrido deslizamientos de tierra, como en el Cerro Miramundo, modificando constantemente la topografía del lugar y dejando esa zona inhabitable, por la evolución en deterioro acelerada de la cárcava. Un tramo del camino de unos 250 m de longitud ha sido destruido por los constantes deslizamientos de tierra, principalmente durante las épocas invernales dejándolo intransitable; también fue destruida una escuela que estaba ubicada en la zona afectada por los deslizamientos. Según estimaciones este deslizamiento tiene 500 m de ancho, 1500 m de largo, 120 m de profundidad e inclinaciones que varían entre 70 y 80 grados en el cuerpo deslizado.

Ubicación y Localización Geográfica

La cárcava La Zompopera se ubica en el Cerro Miramundo, a nueve kilómetros, rumbo 65° noreste del municipio La Palma y a seis kilómetros, rumbo 82° noreste del municipio San Ignacio, ver figura 1. Se llega al Cerro Miramundo por la Carretera Troncal del Norte; en el km 92, a la entrada del Municipio La Palma, se ubica el desvío, que en dirección noreste, conduce al Cantón El Tránsito y llega hasta el cerro Miramundo, ver figura 2; el camino corre casi paralelo al Río La Palma o Los Pozos, que nace en la cota 2100 msnm del cerro Miramundo. Las coordenadas del punto más

alto del cerro, lugar donde inicia la cárcava en la corona, son Latitud 14°20.71'N; Longitud 89°07.27'O, elevación 2366 msnm.

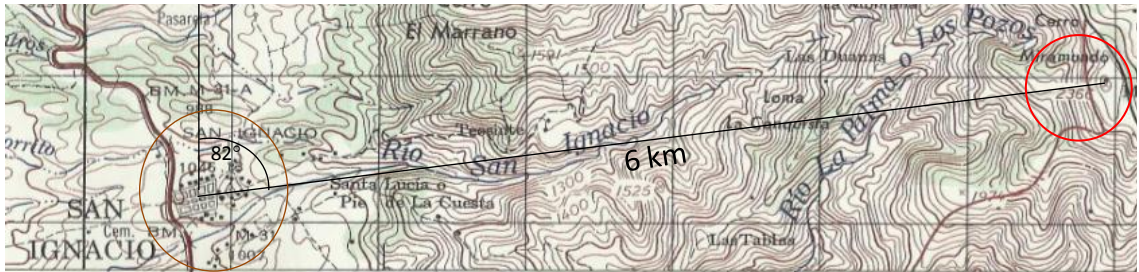


Figura 1. Esquema de ubicación sin escala, de cárcava La Zompopera en Cerro Miramundo, respecto a San Ignacio, Chalatenango; fuente: Cuadrante Topográfico 2359 II San Ignacio, escala 1:50,000.

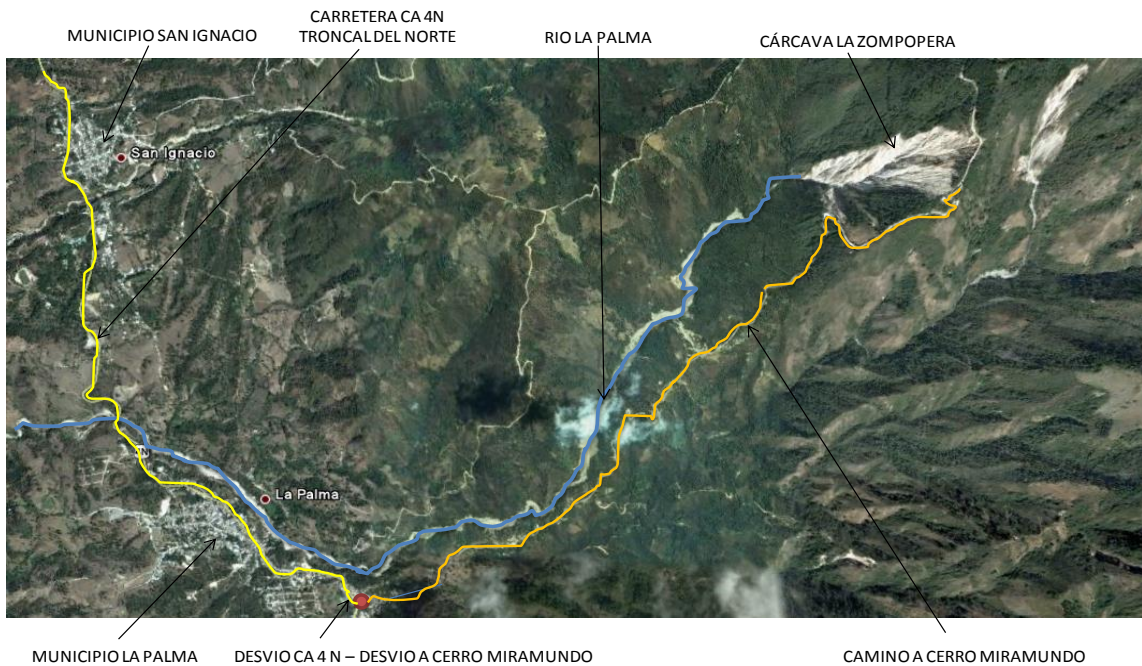


Figura 2. Plano de Ubicación Cárcava La Zompopera, Municipio La Palma, Chalatenango

El cerro Miramundo pertenece a la unidad geomorfológica denominada Montaña Fronteriza; a solo 5.3 km en dirección noreste, se ubica el punto de mayor elevación del país el cerro El Pital (2,730 msnm), el cerro Miramundo es una geoforma de desfiladero

y su morfología está evolucionando en deterioro aceleradamente, con el avance incontrolable de la cárcava La Zompopera, siendo esta cárcava, en Centroamérica, la de mayores dimensiones; 500 m de ancho, 1500 m de largo, 120 m de profundidad, ver figura 3.

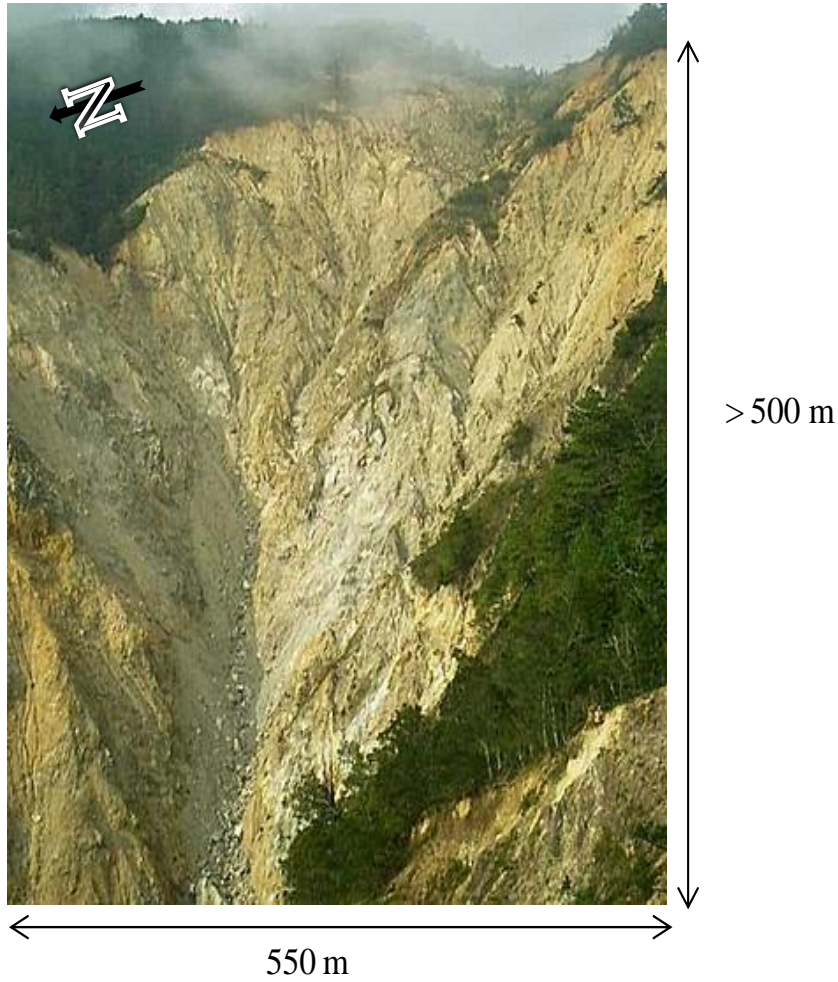


Figura 3a Dimensiones de la cárcava La Zompopera. Año 1999



Figura 3b. Cárcava La Zomopera. Año 2012.

La topografía de la zona es montañosa, las laderas de la cárcava La Zomopera, tienen pendientes pronunciadas, de 100% a 166.67%, ó 45° a 75°; las curvas de nivel indican irregularidad del terreno, ver figura 4.

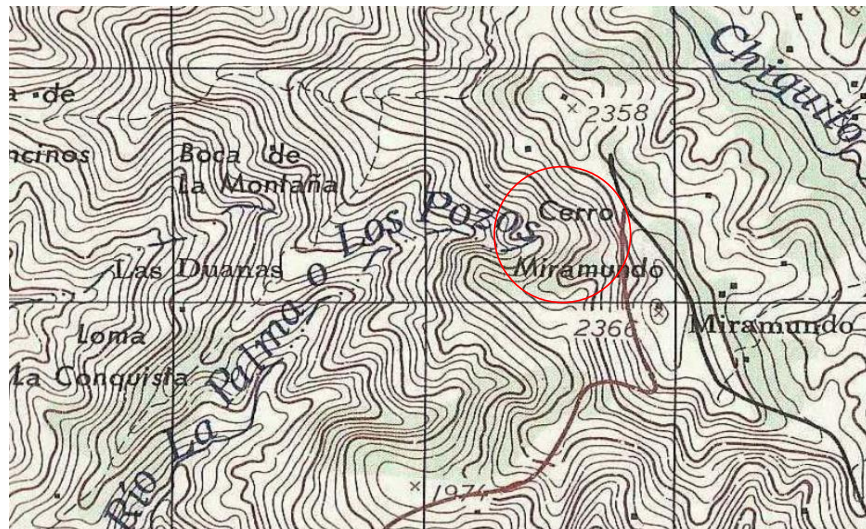


Figura 4. Curvas de Nivel a cada 20 m. en zona de Cárcava La Zomopera. Escala: sin escala. Fuente: Cuadrante Topográfico¹ 2359 II San Ignacio, escala 1:50,000.

¹ Restituido en 1970 por métodos fotogramétricos, actualizado con fotografías aéreas tomadas en 1978, con identificación de campo en 1983.

La zona del cerro Miramundo donde se ubica la cárcava, en el mapa geológico de El Salvador, pertenece a la formación Chalatenango, miembro o unidad ch1 o ch2. Scott Baxter (1983) en su léxico estratigráfico describe que, para el miembro ch1 están incluidos flujos de lavas intermedias básicas, tobas y tobas brechosas². El miembro ch2 está constituido por rocas efusivas ácidas de tipo riolítico³.

Durante la visita técnica, en pleno verano, se observaron zonas aparentemente estables, cubiertas con vegetación tipo maleza, arboledas con altura de 4.0m a 6.0m; reptación lenta en suelo tobáceo, perceptible en los árboles de la ladera suroeste de la cárcava, ver figura 5. La muestra tomada en la Ladera sur de la cárcava tuvo una humedad de 35.2% ver anexo 1, inestable y sin vegetación, donde hay muchos filones⁴ debidos a la erosión regresiva que ha desprendido tobas muy ácidas masozas litificadas, ver figura 6. En la ladera suroeste, las pendientes obtenidas fueron 100% (45°), ver anexo 2, en la calle de acceso, la pendiente fue de 100.00% a 133.33% ó inclinación de 45° a 60°. En la corona de la cárcava, se observaron tobas altamente meteorizadas, color pardo oscuro, ver figura 7, y en la parte media se observó pirolucita, en la parte inferior de la cárcava hay acumulaciones de rocas de diámetros entre 0.10 y 1.0 m, formándose conos de eyección que se desvanecen en el inicio del rio La Palma. En el costado noreste de la cárcava se observaron zonas erosionadas, por la acción de la lluvia y por la topografía de la zona.

²Léxico estratigráfico de El Salvador. Página 45.

³ Léxico estratigráfico de El Salvador. Página 46.

⁴ Filones: lomos angulosos y alargados, distribuidos sobre toda la ladera sur de la cárcava.

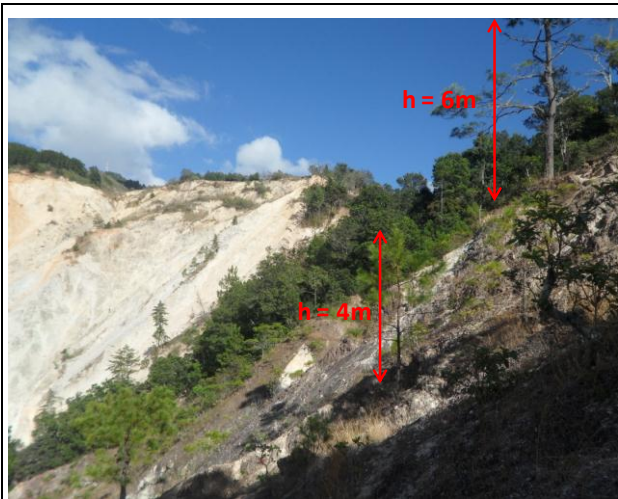


Figura 5. Reptación lenta en el cuerpo del deslizamiento, tobas, visible en los arbustos de la ladera suroeste de la cárcava.

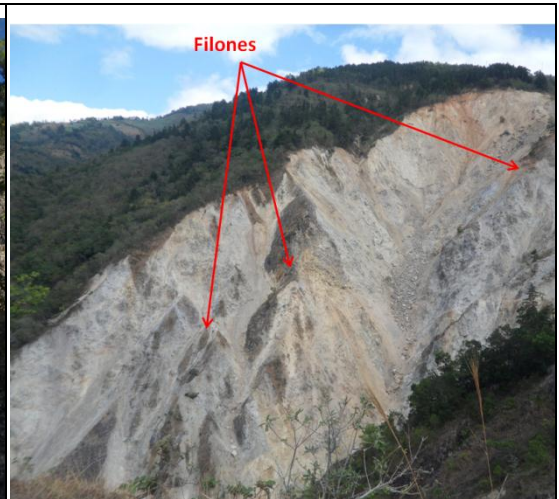


Figura 6. Ladera sur de la cárcava. Zona con erosión regresiva y filones o quiebres muy angulosos y profundos totalmente inestables.



Figura 7. Corona de la cárcava. Se observa coloración parda oscura debido a la meteorización generalizada, oxidación y degradación del estrato superior, sub-yacente al estrato de orgánico. Hay vegetación superficial, tipo maleza, reptación lenta en tobas, perceptible en los arbustos.

El avance en extensión de la cárcava la Zompopera, es en la actualidad incontrolable, convirtiéndose esa zona en un lugar inhabitable y muy peligroso, su desarrollo y

evolución acelerada, ha demostrado que resultaría anti-económica la construcción de obras de mitigación o protección. Se pueden hacer proyecciones de control local con propuestas técnicas pertinentes, dadas por especialistas que sean muy responsables.

Estudios de laboratorio a muestras extraídas superficialmente

Se realizaron ensayos para determinar la humedad del suelo, tanto en campo como en laboratorio. Para determinar la humedad en campo, se tomaron dos muestras, la primera, a nivel de superficie de la ladera sureste, color café oscuro, humedad $\omega = 46.9\%$; la segunda muestra, a nivel de superficie, color café claro en la ladera suroeste, humedad $\omega = 16.1\%$. La diferencia de humedad entre ambas muestras es, $\Delta\omega = 30.8\%$ esto debido a que la muestra color café oscuro, con mayor humedad, fue extraída de la ladera sureste, lugar donde hay más filones que encausan el escurrimiento del agua. A las mismas muestras de suelo tobáceo, se les determinó la humedad en laboratorio, secando el suelo en cocina eléctrica. La muestra color café oscuro, tuvo humedad $\omega = 38.9\%$, la muestra color café claro, tuvo humedad $\omega = 9.8\%$, por lo que hubo una diferencia de humedad es $\Delta\omega = 29.1\%$ entre ambas muestras. La muestra con mayor humedad tenía coloración más fuerte, color café oscuro. Hubo una disminución de humedad $\omega = 8\%$ para la muestra café oscuro, y $\omega = 6.3\%$ para la muestra color café claro. Esta disminución considerable en la humedad de ambas muestras, se atribuye a las condiciones y equipo utilizado para determinar el contenido de agua en el suelo, así, la balanza usada en campo, era de precisión 10g, no estaba calibrada, tampoco era para

esos fines; en laboratorio se usó balanza de triple brazo, calibrada, precisión 0.1g; in situ, hubo mucho viento, lo que no garantizaba un secado total y evitar humedad higroscópica; en el laboratorio se trabajó bajo condiciones controladas de temperatura, humedad, sin viento, mejor equipo, lo que garantizó resultados más confiables. La muestra de suelo, color café claro, no fue suficiente para realizar el ensayo para determinar la humedad en laboratorio, haciendo uso del horno eléctrico, según ASTM D 2216. La muestra tobácea, color café oscuro, fue suficiente para determinar la humedad en laboratorio, utilizando horno eléctrico, según ASTM D 2216. El martes, 07 de febrero de 2012, se realizaron dos ensayos en laboratorio para determinar el contenido de humedad en el suelo, obteniendo humedad $\omega = 34.6\%$ para la primera (1a) muestra y $\omega = 35.8\%$ para la muestra 1b, ambas muestras color café oscuro, extraídas de la ladera sureste de la cárcava; en promedio, la humedad de las muestras 1a y 1b fue $\omega = 35.2\%$, las muestras “1a” y “1b” tuvieron desviaciones de 0.6% respecto al promedio. El miércoles, 08 de febrero de 2012, se realizaron dos ensayos más para determinar la humedad en el suelo, según ASTM D 2216, obteniendo humedad $\omega = 34.4\%$ en la muestra 1c y $\omega = 35.9\%$ para la muestra 1d, ambas muestras color café oscuro, extraídas de la ladera sureste de la cárcava; en promedio, la humedad de las muestras 1c y 1d fue $\omega = 35.2\%$, las muestras “1c” y “1d” tuvieron desviaciones, respecto al promedio, de 0.8% y 0.7% respectivamente. El promedio de las muestras “1a” y “1b” fue el mismo de las muestras “1c” y “1d” $\omega = 35.2\%$, determinado 24 horas después.

Se observó que la disminución de la humedad fue afectada por el tiempo y el método de ensayo, a menor precisión del equipo, menos atinado es el resultado; el método de ensayo puede mejorar o disminuir la certeza de los resultados.

La tabla 1 muestra los resultados de campo y laboratorio para determinar el contenido de humedad en el suelo.

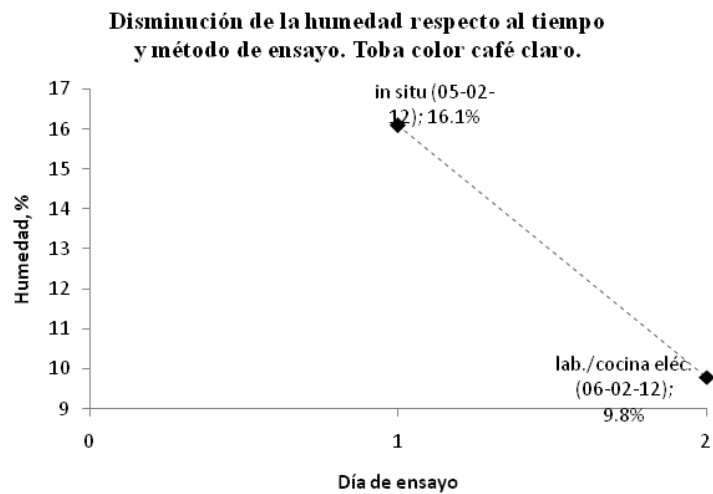
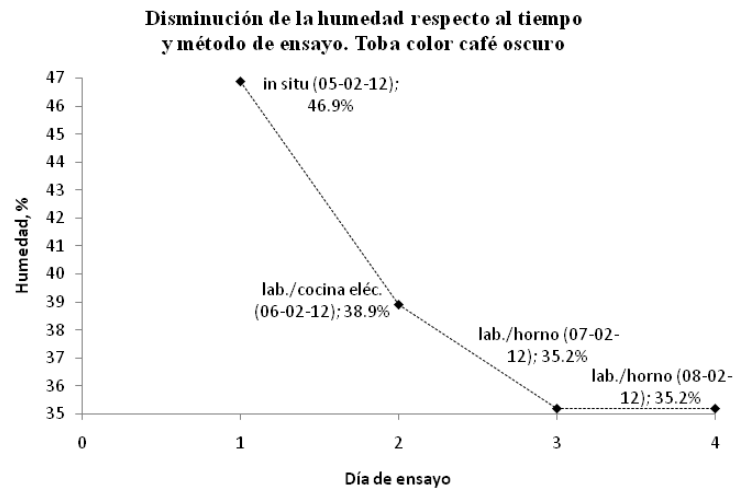
Tabla 1 Resultados de campo y laboratorio para determinar el contenido de humedad en el suelo.

No. Muestra	$\omega\%$ in situ (05-02-12)	$\omega\%$ lab/cocina eléctrica (06-02-12)	$\omega\%$ lab/horno (07-02-12)	$\omega\%$ lab/horno (08-02-12)
1	46.9	38.9	---	---
2	16.1	9.8	---	---
1a	---	---	34.6	---
1b	---	---	35.8	---
1c	---	---	---	34.4
1d	---	---	---	35.9
Promedio			35.2	35.2

ANEXO 1

Humedades del suelo superficial (Cárcava la zompopera)

No. Muestra	$\omega\%$ in situ (02-02-12)	$\omega\%$ lab/cocina eléctrica (06-02-12)	$\omega\%$ lab/horno (07-02-12)	$\omega\%$ lab/horno (08-02-12)
1	46.9	38.9	---	---
2	16.1	9.8	---	---
1a	---	---	34.6	---
1b	---	---	35.8	---
1c	---	---	---	34.4
1d	---	---	---	35.9
Promedio			35.2	35.2



HUMEDADES DETERMINADAS IN SITU (05-02-2012)

DATOS

FOTOGRAFÍA

MUESTRA 1 (Color café oscuro)

W tara	50.0g
W húmedo + tara:	410.0g
Wseco+tara:	295.0g
Wseco neto:	245.0g
Wagua:	115.0g
%humedad:	46.9%

Profundidad: 0.00 m (superficial)

Ubicación: cuerpo central de la cárcava.



Fotografía 1. Muestra de toba, color café oscuro, posterior a secado para determinar humedad de campo.

MUESTRA 2 (Color café claro)

W tara	190.0g
W húmedo + tara:	550.0g
Wseco+tara:	500.0g
Wseco neto:	310.0g
Wagua:	50.0g
%humedad:	16.1%



Profundidad: 0.00 m (superficial)

Ubicación: cuerpo derecho de la cárcava.





Fotografía 2. Muestra de toba, color café claro, previo a secar para determinar humedad de campo.



HUMEDADES DETERMINADAS EN LABORATORIO USANDO COCINA ELECTRICA (06-02-2012)

DATOS	FOTOGRAFÍA														
<table border="1" data-bbox="326 510 792 837"> <thead> <tr> <th colspan="2">MUESTRA 1 (Color café oscuro)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>W tara</td> <td>223.9g</td> </tr> <tr> <td>W humedo + tara:</td> <td>597.1g</td> </tr> <tr> <td>Wseco+tara:</td> <td>492.6g</td> </tr> <tr> <td>Wseco neto:</td> <td>268.7g</td> </tr> <tr> <td>Wagua:</td> <td>104.5g</td> </tr> <tr> <td>%humedad:</td> <td>38.9%</td> </tr> </tbody> </table> <p data-bbox="375 894 764 926">Profundidad: 0.00 m (superficial)</p> <p data-bbox="375 947 743 1031">Ubicación: cuerpo central de la cárcava.</p>	MUESTRA 1 (Color café oscuro)		W tara	223.9g	W humedo + tara:	597.1g	Wseco+tara:	492.6g	Wseco neto:	268.7g	Wagua:	104.5g	%humedad:	38.9%	 <p data-bbox="927 989 1349 1104">Fotografía 1. Muestra de tobas, color café oscuro, previo a secado para determinar humedad del suelo.</p>
MUESTRA 1 (Color café oscuro)															
W tara	223.9g														
W humedo + tara:	597.1g														
Wseco+tara:	492.6g														
Wseco neto:	268.7g														
Wagua:	104.5g														
%humedad:	38.9%														
<table border="1" data-bbox="326 1197 792 1524"> <thead> <tr> <th colspan="2">MUESTRA 2 (Color café claro)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>W tara</td> <td>160.9g</td> </tr> <tr> <td>W humedo + tara:</td> <td>445.2g</td> </tr> <tr> <td>Wseco+tara:</td> <td>419.9g</td> </tr> <tr> <td>Wseco neto:</td> <td>259.0g</td> </tr> <tr> <td>Wagua:</td> <td>25.3g</td> </tr> <tr> <td>%humedad:</td> <td>9.8%</td> </tr> </tbody> </table> <p data-bbox="375 1583 764 1614">Profundidad: 0.00 m (superficial)</p> <p data-bbox="375 1635 756 1719">Ubicación: cuerpo derecho de la cárcava.</p>	MUESTRA 2 (Color café claro)		W tara	160.9g	W humedo + tara:	445.2g	Wseco+tara:	419.9g	Wseco neto:	259.0g	Wagua:	25.3g	%humedad:	9.8%	 <p data-bbox="894 1619 1378 1713">Fotografía 2. Muestra de tobas, color café claro, previo a secado para determinar humedad de campo.</p>
MUESTRA 2 (Color café claro)															
W tara	160.9g														
W humedo + tara:	445.2g														
Wseco+tara:	419.9g														
Wseco neto:	259.0g														
Wagua:	25.3g														
%humedad:	9.8%														

HUMEDADES DETERMINADAS EN LABORATORIO USANDO HORNO ELECTRICO (07-02-2012)

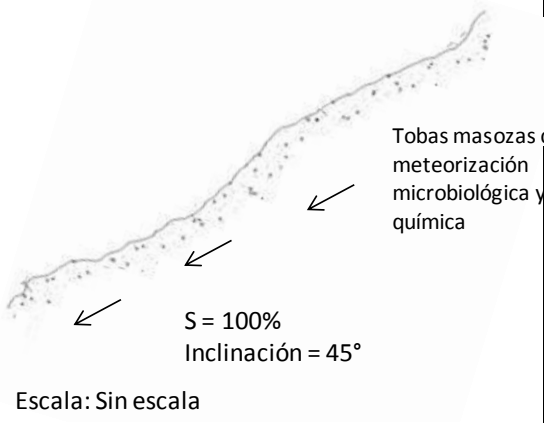

DATOS	FOTOGRAFÍA														
<table border="1"> <tr> <td colspan="2">MUESTRA 1a (Color café oscuro)</td> </tr> <tr> <td>W tara</td> <td align="right">65.1g</td> </tr> <tr> <td>W humedo + tara:</td> <td align="right">273.0g</td> </tr> <tr> <td>Wseco+tara:</td> <td align="right">219.6g</td> </tr> <tr> <td>Wseco neto:</td> <td align="right">154.5g</td> </tr> <tr> <td>Wagua:</td> <td align="right">53.4g</td> </tr> <tr> <td>%humedad:</td> <td align="right">34.6%</td> </tr> </table> <p>Profundidad: 0.00 m (superficial) Ubicación: cuerpo central de la cárcava.</p>	MUESTRA 1a (Color café oscuro)		W tara	65.1g	W humedo + tara:	273.0g	Wseco+tara:	219.6g	Wseco neto:	154.5g	Wagua:	53.4g	%humedad:	34.6%	 <p>Fotografía 1. Muestra #1a de tobas, color café oscuro, previo a secado al horno para determinar humedad del suelo.</p>
MUESTRA 1a (Color café oscuro)															
W tara	65.1g														
W humedo + tara:	273.0g														
Wseco+tara:	219.6g														
Wseco neto:	154.5g														
Wagua:	53.4g														
%humedad:	34.6%														
<table border="1"> <tr> <td colspan="2">MUESTRA 1b (Color café oscuro) 07-02-12</td> </tr> <tr> <td>W tara</td> <td align="right">65.5g</td> </tr> <tr> <td>W humedo + tara:</td> <td align="right">261.8g</td> </tr> <tr> <td>Wseco+tara:</td> <td align="right">210.0g</td> </tr> <tr> <td>Wseco neto:</td> <td align="right">144.5g</td> </tr> <tr> <td>Wagua:</td> <td align="right">51.8g</td> </tr> <tr> <td>%humedad:</td> <td align="right">35.8%</td> </tr> </table> <p>Profundidad: 0.00 m (superficial) Ubicación: cuerpo central de la cárcava.</p>	MUESTRA 1b (Color café oscuro) 07-02-12		W tara	65.5g	W humedo + tara:	261.8g	Wseco+tara:	210.0g	Wseco neto:	144.5g	Wagua:	51.8g	%humedad:	35.8%	 <p>Fotografía 2. Muestra #1b de tobas, color café oscuro, previo a secado al horno para determinar humedad del suelo.</p>
MUESTRA 1b (Color café oscuro) 07-02-12															
W tara	65.5g														
W humedo + tara:	261.8g														
Wseco+tara:	210.0g														
Wseco neto:	144.5g														
Wagua:	51.8g														
%humedad:	35.8%														
<p>Promedio de humedades: 35.2%</p> <p>NOTA: No hubo muestra de suelo, color café claro, para determinar humedad al horno.</p>															

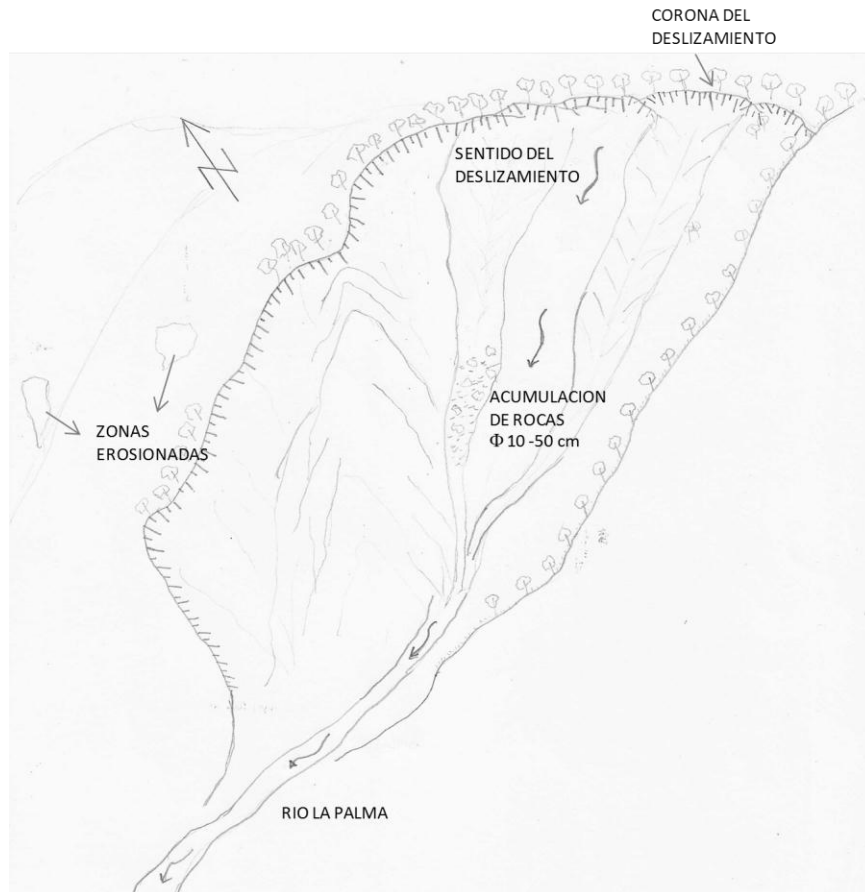
HUMEDADES DETERMINADAS EN LABORATORIO USANDO HORNO ELECTRICO (08-02-2012)

DATOS	FOTOGRAFÍA														
<table border="1"> <tr> <td colspan="2">MUESTRA 1c (Color café oscuro)</td> </tr> <tr> <td>W tara</td> <td align="right">65.1g</td> </tr> <tr> <td>W humedo + tara:</td> <td align="right">273.0g</td> </tr> <tr> <td>Wseco+tara:</td> <td align="right">219.8g</td> </tr> <tr> <td>Wseco neto:</td> <td align="right">154.7g</td> </tr> <tr> <td>Wagua:</td> <td align="right">53.2g</td> </tr> <tr> <td>%humedad:</td> <td align="right">34.4%</td> </tr> </table> <p>Profundidad: 0.00 m (superficial) Ubicación: cuerpo central de la cárcava.</p>	MUESTRA 1c (Color café oscuro)		W tara	65.1g	W humedo + tara:	273.0g	Wseco+tara:	219.8g	Wseco neto:	154.7g	Wagua:	53.2g	%humedad:	34.4%	 <p>Fotografía 1. Muestra #1c de tobas, color café oscuro, posterior a secado al horno para determinar humedad del suelo.</p>
MUESTRA 1c (Color café oscuro)															
W tara	65.1g														
W humedo + tara:	273.0g														
Wseco+tara:	219.8g														
Wseco neto:	154.7g														
Wagua:	53.2g														
%humedad:	34.4%														
<table border="1"> <tr> <td colspan="2">MUESTRA 1d (Color café oscuro)</td> </tr> <tr> <td>W tara</td> <td align="right">65.5g</td> </tr> <tr> <td>W humedo + tara:</td> <td align="right">261.8g</td> </tr> <tr> <td>Wseco+tara:</td> <td align="right">209.9g</td> </tr> <tr> <td>Wseco neto:</td> <td align="right">144.4g</td> </tr> <tr> <td>Wagua:</td> <td align="right">51.9g</td> </tr> <tr> <td>%humedad:</td> <td align="right">35.9%</td> </tr> </table> <p>Profundidad: 0.00 m (superficial) Ubicación: cuerpo central de la cárcava.</p>	MUESTRA 1d (Color café oscuro)		W tara	65.5g	W humedo + tara:	261.8g	Wseco+tara:	209.9g	Wseco neto:	144.4g	Wagua:	51.9g	%humedad:	35.9%	 <p>Fotografía 2. Muestra #1d de tobas, color café oscuro, posterior a secado al horno para determinar humedad del suelo.</p>
MUESTRA 1d (Color café oscuro)															
W tara	65.5g														
W humedo + tara:	261.8g														
Wseco+tara:	209.9g														
Wseco neto:	144.4g														
Wagua:	51.9g														
%humedad:	35.9%														
<p>Promedio de humedades: 35.2%</p>															
<p>NOTA: No hubo muestra de suelo, color café claro, para determinar humedad al horno.</p>															

ANEXO 2

**Esquema en un perfil estimado de ladera derecha y esquema de la
cárcava**

PERFIL	FOTOGRAFÍA
 <p>Tobas masozas meteorización microbiológica y química</p> <p>S = 100% Inclinación = 45°</p> <p>Escala: Sin escala</p>	 <p>Fotografía 1. Vista lateral del cuerpo derecho de la cárcava La Zompopera. Se observa vegetación del lugar con leve reptación.</p>



Esquema de Cárcava La Zompopera

**UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL**



4° TRABAJO DE CAMPO.

INFORME TECNICO: DESLIZAMIENTO DE TIERRA EN TALUD UBICADO EN LA PARTE SURESTE DEL PARQUEO DE LA FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA EN LA UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR, CAMPUS CENTRAL.

PRESENTADO POR:

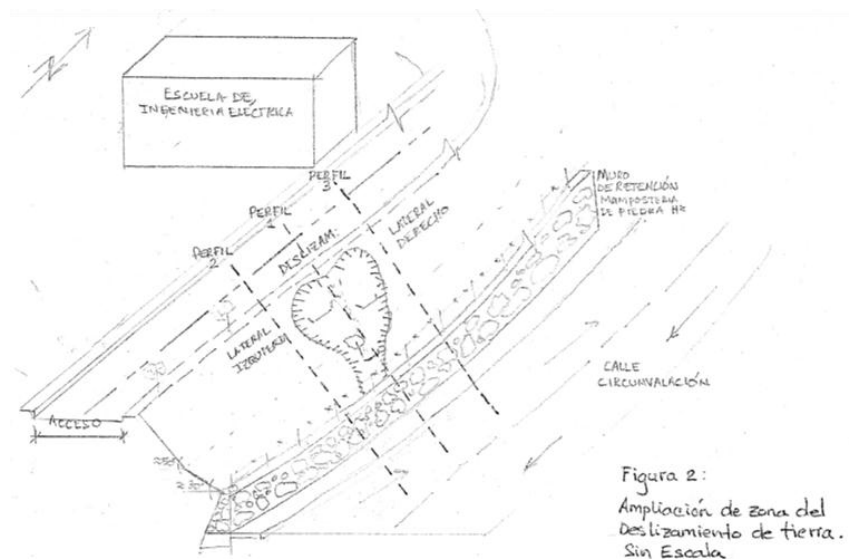
**CHICAS CIENFUEGOS, JORGE LUIS CC06017
MARTÍNEZ SARAVIA, NAZIRA ESPERANZA MS06008**

DOCENTES DIRECTORES:

**ING. M.Sc. ROGELIO ERNESTO GODINEZ GONZALEZ
ING. ROBERTO OTONIEL BERGANZA ESTRADA**

CIUDAD UNIVERSITARIA, FEBRERO 2012

El talud donde ocurrió el deslizamiento de tierra tiene longitud de 185 m, en sentido paralelo a Calle Circunvalación, ver figura 2, la altura varía entre 1.2 m a 5.0 m, con pendiente variable entre 30° a 50°, subiendo. Superficialmente, el talud está cubierto con vegetación, en el lateral izquierdo, con grama de jardín y en el lateral derecho con zacate pastor. De 0.5 a 1.0 m de altura. En la corona a 0.6 m, se ubica la calle de acceso, la cual transmite las cargas vehiculares a la masa de suelo donde se cimenta, desde el borde del talud.



El deslizamiento de tierra ocurrió desde la cabeza hasta 1/2 cuerpo del talud, longitud total del talud 8 a 10 m, altura 6 a 7 m. El deslizamiento fue tipo rotacional, formando tres terrazas distinguibles sobre el cuerpo deslizado, 2, 3, 4 m desde la corona, verticalmente, la masa de suelo que compone el talud es piroclástico, granular, de fino a grueso; el grano fino es ceniza volcánica medianamente consolidada y los gruesos son

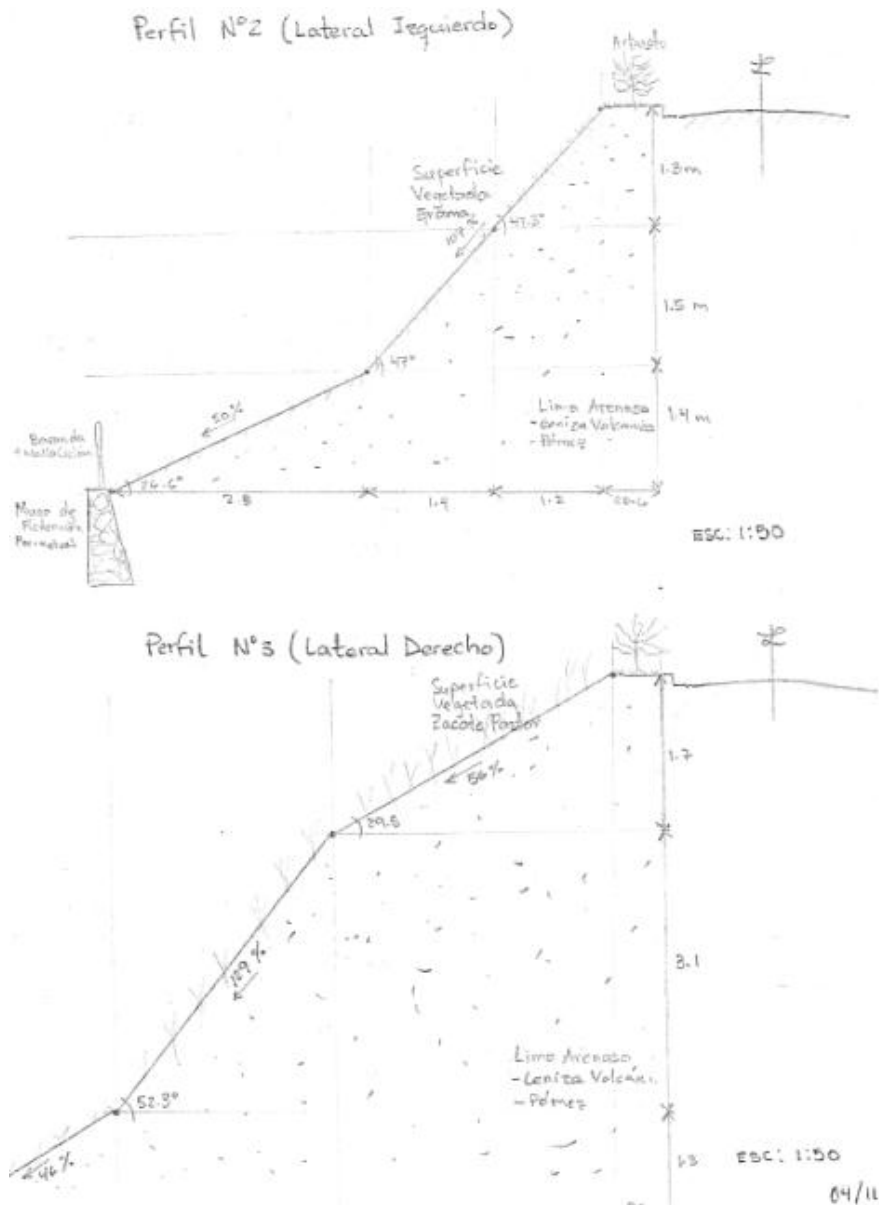
mayormente pómez escoráceo, productos volcánicos de formas variadas con diámetros entre 1 a 7 cm (ver anexo fotografías de campo).

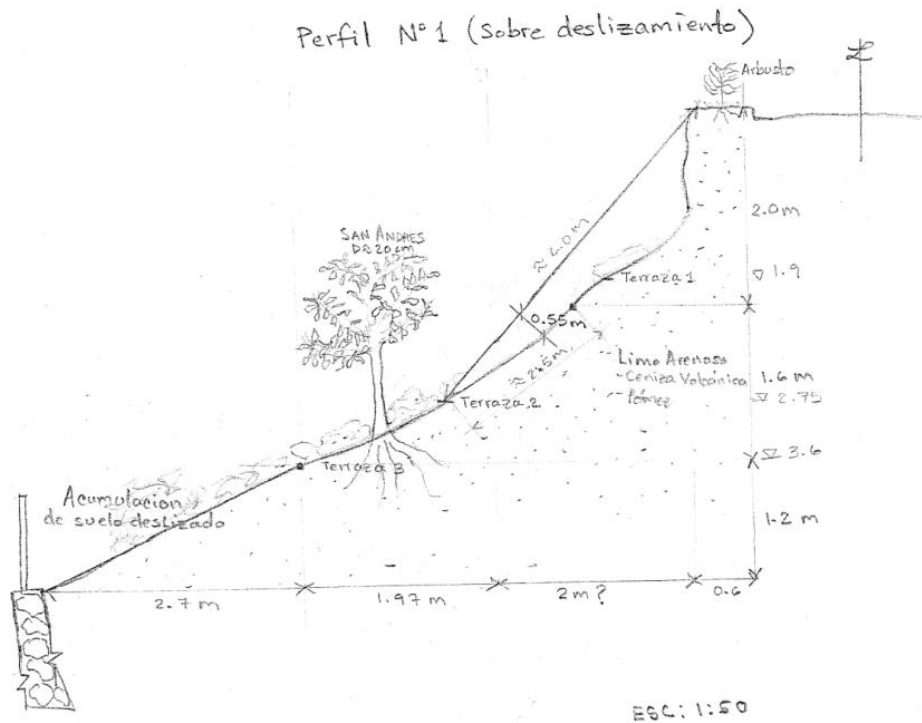
Superficialmente el talud está seco (humedad 3%), sin embargo, en la zona del deslizamiento se observa una porción con mayor humedad (33%) cercana al lateral izquierdo superior. Se observa microerosión en la parte superior y erosión laminar en la inferior. Durante el deslizamiento se desprendió la capa superficial y superficie del cuerpo deslizado, del cuerpo del talud hasta profundidad 0.55 m; la cual, se deslizó desde la corona hasta acumularse al pie de talud, que está cortado por el muro perimetral de mampostería de piedra, es la colindancia, con calle circunvalación, hacia zacamil.

Durante la inspección de campo se tomaron los datos para obtener la pendiente del talud. A continuación se presentan los perfiles obtenidos:

El talud está formado por suelo granular, predominantemente ceniza volcánica (90%) pómez escoráceo (10%); a falta de un ensayo de granulometría, con lo observado en campo, se clasifica como limo arenoso, las pendientes que predominan varían entre 25° en el tercio inferior y 50° en los dos tercios restantes. La humedad superficial varía entre 3 a 7% y a mayor profundidad mayor que 1 m varía entre 33 a 40%, esto de acuerdo con los datos obtenidos, al inicio de la época seca. El talud está vegetado en superficie, y en su cuerpo hay un árbol de San Andrés. Actualmente, la estabilidad observada en el talud es buena, ya que el ángulo de fricción interna del suelo limo-arenoso, varía entre 36° a 54°. Un análisis de estabilidad confirmará su aparente estabilidad. En la zona donde está el deslizamiento, las causas para su ocurrencia son la erosión, la pendiente (>50%),

presencia de superficie de falla activada por un sismo, se observa mayor estabilidad en el tercio medio del talud ($<30^\circ$). Es necesario reconfigurar el talud en esa zona en longitud no menor que 10 m y uniformizar la pendiente, además de la siembra de cobertura vegetal. Se anexan fotografías y colector de datos de campo.





ANEXOS:

INFORME TECNICO: DESLIZAMIENTO DE TIERRA EN TALUD UBICADO EN LA PARTE SURESTE DEL PARQUEO DE LA FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA EN LA UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR, SEDE CENTRAL. 3^{er} TRABAJO DE CAMPO.

1. INTRODUCCION

Los estratos de suelo o rocas en el departamento San Salvador que datan de la era Cenozoica, periodo Cuaternario, épocas Holoceno hasta Pleistoceno, se encuentran en la cadena volcánica joven que atraviesa la parte sur del país y están compuestos por productos extrusivos de los volcanes individuales. Estos productos son: corrientes de lava, cúpulas de lava, tobas fundidas, tobas, pómez, escoria y cenizas volcánicas, que se

encuentran a veces con intercalaciones de sedimentos lacustres. El espesor de los estratos y la sucesión varía de volcán a volcán. También se encuentran suelos fósiles color café y negro¹. No se puede generalizar respecto a definir uno o dos tipos de suelos en El Salvador, esto es, arenas y arcillas, ya que cada zona del país se caracteriza por tener suelos con características particulares. Los suelos más comunes en el Área Metropolitana de San Salvador (AMSS) son conocidos como cenizas volcánicas o tierra blanca, que de acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos S.U.C.S. son limos arenosos (ML) o arenas limosas (SM) de muy baja plasticidad. El grupo ML comprende la zona bajo la línea A de la carta de plasticidad de suelos, definida por el límite líquido menor que 50%, índice plástico menor que 6%. Ver figura 1. Dentro de este grupo se encuentran los limos típicos inorgánicos y limos arcillosos con límite líquido menor que 30%.

La mayoría de suelos en El Salvador, principalmente en los departamentos Ahuachapán, Santa Ana, San Miguel, La Paz y San Salvador, se caracterizan por contener pómez que son sili-silicatos de aluminio y hierro, generalmente ácidos, con tonalidades de color blanco, gris acero, gris verdoso, rosado, gris intenso, según la composición química. La forma de los granos es equidimensional y su textura es rugosa, la distribución granulométrica variable, los porcentajes de arenas de pómez que contienen varían de

¹ Servicio Nacional de Estudios Territoriales, SNET.
<http://www.snet.gob.sv/ver/geologia/geologia+de+el+salvador/>

10% a 80% y en ocasiones se presentan como arena pomítica limpia² (SP). La tabla 1 muestra las características mecánicas de suelos de pómez.

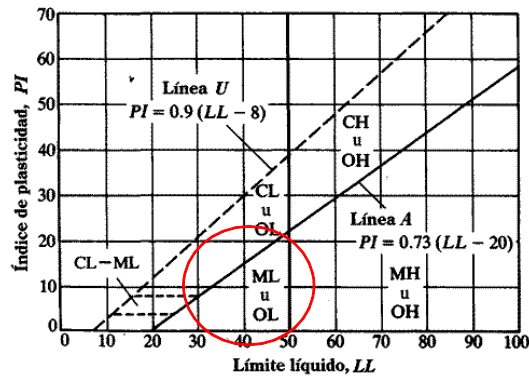


Figura 1. Carta de plasticidad de los suelos.

Los sismos y la lluvia son factores activantes de los deslizamientos de tierra y rocas. La lluvia aumenta las presiones intersticiales, lo que incrementa el peso de la masa de suelo hasta ablandarlo lo suficiente para que se produzca el desequilibrio. Esto se agudiza según la vegetación del lugar, si existe erosión superficial, el grado de arborización y tipo de vegetación. La pendiente y altura del talud o ladera, grado de compactación del suelo, tipo de suelo o roca, existencia de aguas sub-superficiales también influyen en combinación con la masa de suelo saturada. La figura 2 muestra un esquema representativo del proceso como se origina un deslizamiento de tierra debido a lluvia.

Característica	Valor
γ_h	0.713 kg/m ³
φ	28.0°
c	0.10 kg/cm ²

² Estabilidad de Taludes. Aplicación de las Gráficas de Taylor a los Suelos mas comunes de El Salvador. Alvarenga Fredy, Barrera Marcia, Sandoval Feliz (1999). Trabajo de Graduación, Ing. Civil, UES, El Salvador.

ω	25.0%
----------	-------

Tabla 1. Características mecánicas de algunas arenas pómez³.

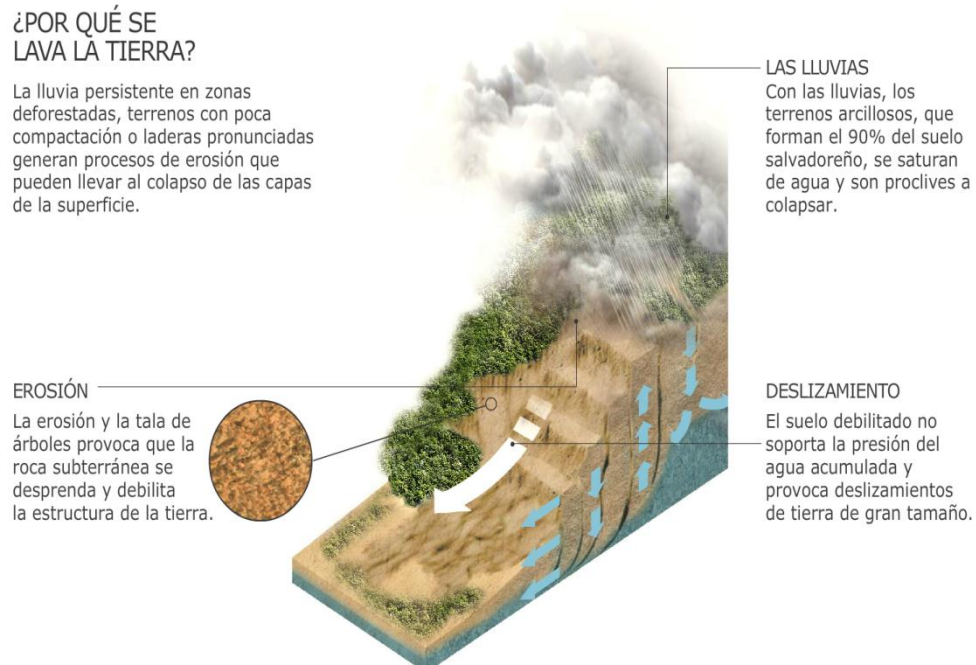


Figura 2. Esquema representativo del proceso como se origina un deslizamiento de tierra o rocas debido a lluvia.

2. DESLIZAMIENTO DE TIERRA EN TALUD UBICADO EN LA ZONA SURESTE DEL PARQUEO DE LA FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA EN LA UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR, SEDE CENTRAL.

La figura 3 muestra el esquema de ubicación del deslizamiento de tierra en el talud analizado. La visita de campo fue al talud ubicado en el municipio San Salvador, departamento San Salvador. Las coordenadas del talud fueron: Latitud 13°43'14.41"N; Longitud 89°11'59.57"O. Debido a la Depresión tropical 12E, del lunes 10 al jueves 20

³ Aguirre Ramírez, Gil Oswaldo, (1996). "Manual de Fundaciones de las Estructuras, según Tipo de Suelo y Condiciones de Terreno. Trabajo de Graduación, Ing. Civil, UES, El Salvador."

de octubre de 2011 hubo precipitaciones intensas y se alcanzó un umbral de 1,600 mm de lluvia acumulada. La mayor precipitación registrada fue en la estación Huizucar, con 1,513 mm de agua lluvia. En la zona donde se generó el deslizamiento de tierra analizado, hubo una precipitación de 400 a 600 mm de lluvia acumulada. La figura 4 presenta la distribución superficial de lluvia acumulada, con énfasis en la zona de ocurrencia del deslizamiento de tierra en la Universidad de El Salvador, sede central.

El deslizamiento de tierra en el talud tiene una altura de unos 6.0 m, ancho 6.0 m a media altura; estaba formado por dos cuerpos verticales separados por un camellón central de zacate de unos 30 cm de altura y 35 cm de ancho; tres terracetas, dos a media altura y una al pie del talud. Ver figura 5. La lengua se direccionaba hacia la parte izquierda del deslizamiento de tierra. El cuerpo izquierdo del deslizamiento de tierra era color café oscuro con mayor humedad que la parte derecha de color café claro. Las humedades de campo calculadas fueron 33.0% para el suelo superficial, color café oscuro, localizado en el cuerpo izquierdo del talud (vista en elevación), y 5.0% de humedad superficial para el suelo café claro en el cuerpo derecho del deslizamiento⁴.

En la parte superior del deslizamiento de tierra se observó microerosión, como panalado⁵. Hubo erosión laminar en todo el deslizamiento de tierra debido a escorrentía superficial y estriamiento por escurrimiento en el tercio superior del deslizamiento de tierra. La estructura terrosa formada por suelo granular fino, semejante a la arena limosa pomítica. La corona del talud tenía vegetación de baja altura, hierba de zacate como engramado y dos árboles de 1.50 m de altura aproximadamente.

⁴ Ver anexo 1.

⁵ Ver figura 6.



Figura 3. Esquema de ubicación del talud ubicado al sureste del parqueo de la Universidad de El Salvador.

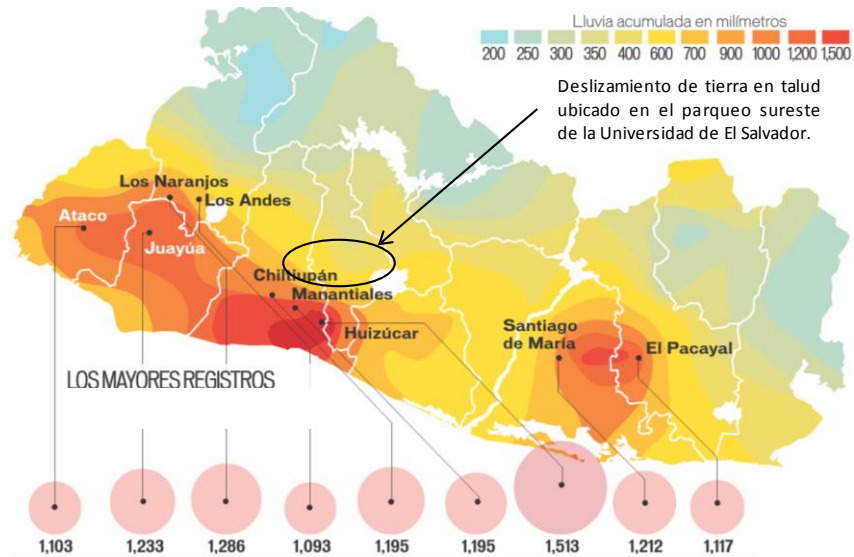


Figura 4. Distribución superficial de lluvia acumulada, con énfasis en la zona de ocurrencia del deslizamiento de tierra en la Universidad de El Salvador.

La calle sobre la corona del talud, conduce hacia el parqueo norte, intersección con quebrada El Arenal, en sentido opuesto, hacia la salida vehicular. Un árbol San Andrés de unos 2 a 3 m de altura, bien enraizado, estaba ubicado a media altura de la parte izquierda del talud. Ambos laterales del deslizamiento estaban bien vegetados. El lateral derecho tenía zacate de 1.0 m de altura; el lateral izquierdo tenía vegetación baja como

engramado. Un muro de mampostería de piedra y malla ciclón se encontraba al final de la lengua del deslizamiento de tierra, este muro es perimetral junto a la calle Circunvalación. La tabla 2 muestra la pendiente “S” expresada en porcentaje, calculada en el tercio superior, tercio medio y tercio inferior de ambos taludes contiguos al deslizamiento de tierra.

Tabla 2. Pendientes e inclinación de los taludes contiguos al deslizamiento de tierra y talud donde ocurrió el deslizamiento⁶.

Tercio	Lateral Izquierdo		Lateral Derecho		Talud donde ocurrió el deslizamiento de tierra	
	Pendiente (%)	Inclinación (°)	Pendiente (%)	Inclinación (°)	Pendiente (%)	Inclinación (°)
Tercio superior	108%	47.3°	55.3%	29.0°	106%	46.8°
Tercio medio	107%	47.0°	129%	52.3°	82%	39.6°
Tercio inferior	49.1%	26.2°	45.6%	24.5°	44%	23.8°

NOTA: El ángulo es respecto a la horizontal, en el sentido de las agujas del reloj.

El anexo 2 presenta los perfiles de los taludes, los dos aledaños y el talud donde ocurrió el deslizamiento de tierra. Estos perfiles contienen la pendiente longitudinal en los taludes a cada tercio de su altura, las longitudes leídas de campo para calcular dichas pendientes. La figura 7 muestra ceniza volcánica (tierra blanca) y los diferentes tamaños de la pómez en la estructura terrosa, diámetro de 0.10 m a 0.005 m.



⁶ Ver anexo 2.

Figura 7. Ceniza volcánica (tierra blanca) y los diferentes tamaños de la pómez en la estructura terrosa, diámetro de 0.10 m a 0.005 m

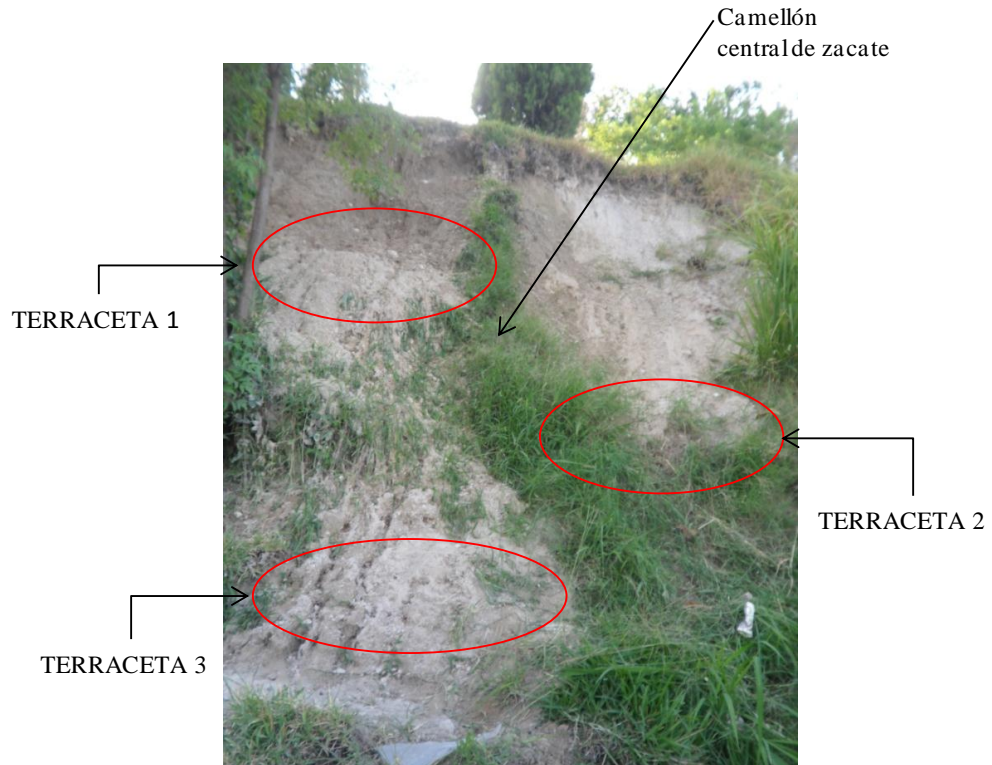

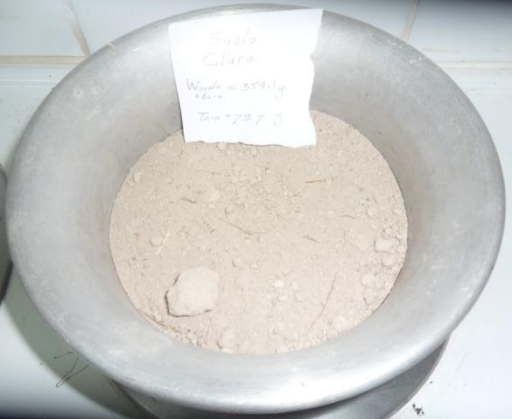


Figura 5. Ubicación de las terracetas y el camellón central del deslizamiento de tierra.

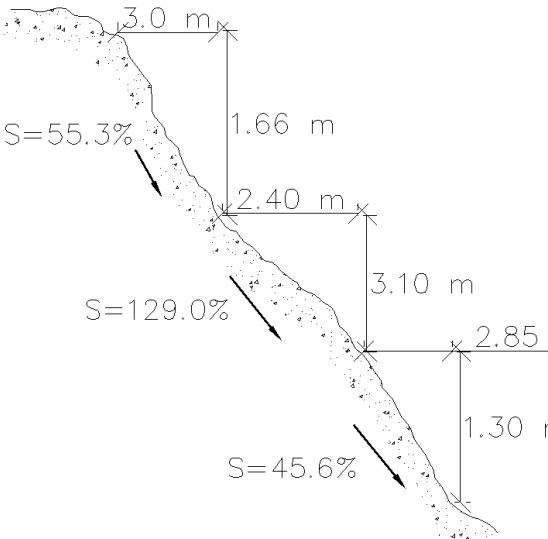

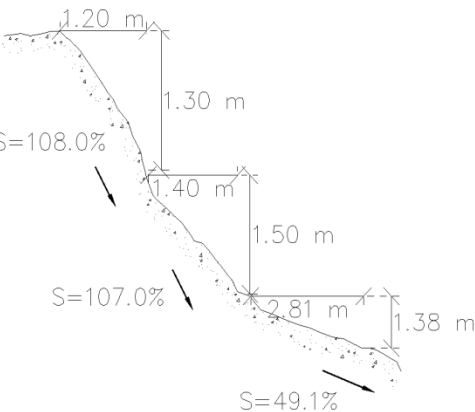



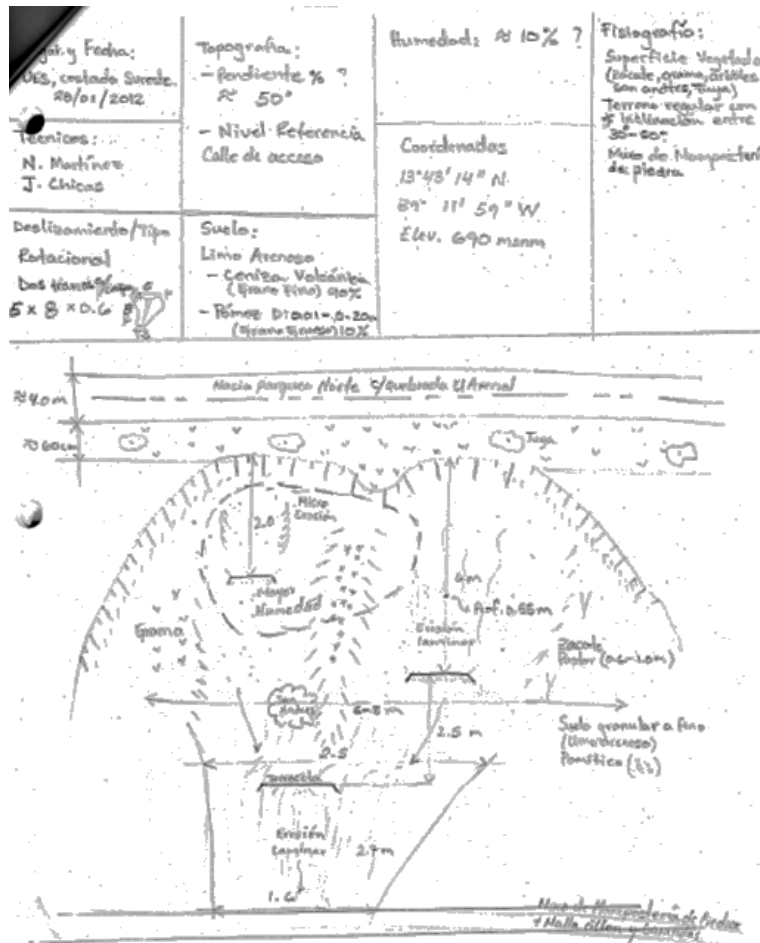
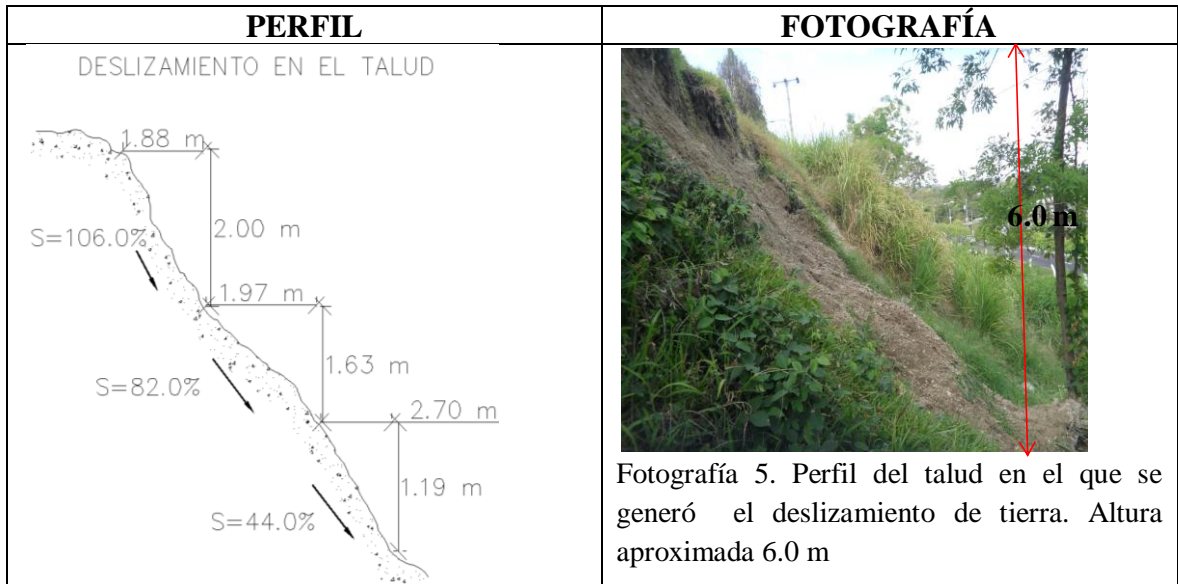
Figura 6. Parte superior del deslizamiento de tierra. Se observó microerosión, como panalado.

Humedades del suelo superficial

DATOS	FOTOGRAFÍA														
<table border="1" data-bbox="350 422 789 758"> <thead> <tr> <th colspan="2">MUESTRA 1 (Color café oscuro)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>W tara</td> <td>80.0g</td> </tr> <tr> <td>W humedo + tara:</td> <td>467.6g</td> </tr> <tr> <td>Wseco+tara:</td> <td>371.4g</td> </tr> <tr> <td>Wseco neto:</td> <td>291.4g</td> </tr> <tr> <td>Wagua:</td> <td>96.2g</td> </tr> <tr> <td>%humedad:</td> <td>33.0%</td> </tr> </tbody> </table> <p data-bbox="375 814 751 951"> Profundidad: 0.00 m Ubicación: cuerpo izquierdo del deslizamiento de tierra. </p>	MUESTRA 1 (Color café oscuro)		W tara	80.0g	W humedo + tara:	467.6g	Wseco+tara:	371.4g	Wseco neto:	291.4g	Wagua:	96.2g	%humedad:	33.0%	 <p data-bbox="946 888 1373 1052"> Fotografía 1. Muestra de suelo, color café oscuro, previo a secar para determinar humedad de campo. </p>
MUESTRA 1 (Color café oscuro)															
W tara	80.0g														
W humedo + tara:	467.6g														
Wseco+tara:	371.4g														
Wseco neto:	291.4g														
Wagua:	96.2g														
%humedad:	33.0%														
<table border="1" data-bbox="350 1142 789 1478"> <thead> <tr> <th colspan="2">MUESTRA 1 (Color café claro)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>W tara</td> <td>79.7g</td> </tr> <tr> <td>W humedo + tara:</td> <td>354.1g</td> </tr> <tr> <td>Wseco+tara:</td> <td>341.1g</td> </tr> <tr> <td>Wseco neto:</td> <td>261.4g</td> </tr> <tr> <td>Wagua:</td> <td>13.0g</td> </tr> <tr> <td>%humedad:</td> <td>5.0%</td> </tr> </tbody> </table> <p data-bbox="375 1535 764 1671"> Profundidad: 0.00 m (superficial) Ubicación: cuerpo derecho del deslizamiento de tierra. </p>	MUESTRA 1 (Color café claro)		W tara	79.7g	W humedo + tara:	354.1g	Wseco+tara:	341.1g	Wseco neto:	261.4g	Wagua:	13.0g	%humedad:	5.0%	 <p data-bbox="899 1577 1386 1707"> Fotografía 2. Muestra de suelo, color café claro, previo a secar para determinar humedad de campo. </p>
MUESTRA 1 (Color café claro)															
W tara	79.7g														
W humedo + tara:	354.1g														
Wseco+tara:	341.1g														
Wseco neto:	261.4g														
Wagua:	13.0g														
%humedad:	5.0%														

ANEXO 2
Perfiles de los taludes

PERFIL	FOTOGRAFÍA
<p style="text-align: center;">LATERAL DERECHO</p> 	 <p>Fotografía 3. Vegetación tipo zacate de aproximadamente 1.0m de altura. Al fondo se observa la calle Circunvalación.</p>
<p style="text-align: center;">LATERAL IZQUIERDO</p> 	 <p>Fotografía 4. Vegetación baja, hierba de zacate tipo engramado.</p>



**UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL**



5° TRABAJO DE CAMPO.

**VISITA DE CAMPO A CÁRCAVA UBICADA ENTRE LAS
FINCAS SAN ANTONIO Y LA ESTRELLA, CANTÓN SAN
ANTONIO, MUNICIPIO COMASAGUA, LA LIBERTAD**

PRESENTADO POR:

**CHICAS CIENFUEGOS, JORGE LUIS CC06017
MARTINEZ SARAVIA, NAZIRA ESPERANZA MS06008**

DOCENTES DIRECTORES:

ING. M.Sc. ROGELIO ERNESTO GODINEZ GONZALEZ

ING.ROBERTO OTONIEL BERGANZA ESTRADA

CIUDAD UNIVERSITARIA, 22 DE ABRIL DE 2012

1. Descripción del problema	308
2. Posición geográfica y localización	308
3. Antecedentes	309
4. Daños ocasionados	310
5. Vegetación	310
6. Cartografía	311
7. Geología.....	311
8. Pluviosidad e Hidrografía	312
9. Hidrogeología.....	313
10. Factores condicionantes y activantes del carcavamiento.....	318
11. Análisis e interpretación de datos obtenidos en laboratorio	319
ANEXOS	
Resultados de laboratorio	326
Humedades del suelo superficial.....	333
Memoria de cálculos	335
Procedimientos de ensayos	368

1. Descripción del problema

La cárcava formada entre las fincas San Antonio y La Estrella, tuvo lugar en una pequeña vaguada, formada por cenizas, pómez y escorias volcánicas provenientes de los volcanes San Salvador, Ilopango y Coatepeque¹. Estos suelos yacen sobre la ladera sur del antiguo volcán Jayaque, posteriormente convertido en la estructura volcánica de una caldera. Las lluvias copiosas generadas por los eventos meteorológicos FiFi (1974), Mitch (1998), Adrián (2005), Stan (2005), IDA (2009), debieron afectar el desarrollo del proceso de tubificación². Cada evento de lluvia afectó el engrandecimiento de la tubificación, que gradualmente fue ampliándose a pequeña caverna, luego a mediana, hasta que la Depresión Tropical³ 12E (10 a 20 octubre 2011), duración de 10 días continuos, logró elevar varias veces el caudal del manantial, engrandeciendo a su máximo tamaño la caverna. La figura 1 muestra la tubificación en la estructura terrosa tobácea.

2. Posición geográfica y localización

Las coordenadas en el punto de la corona de la cárcava, colineal al eje longitudinal son: Latitud 13°38'27.6924"N; longitud 89°24'14.4"W. La cárcava se localiza a 0.5 km al sureste del cantón San Antonio, 2.2 km al noreste del cantón y caserío Santa Lucía, 3.7

¹ Hernández, W; Handal, L. Informe escrito en periódico DiarioColatino.com <http://www.diariocolatino.com/es/20111130/articulos/97914/%C2%BFQu%C3%A9-pas%C3%B3-en-la-c%C3%A1rcava-del-Cant%C3%B3n--San-Antonio-de-Comasagua.htm>

² El agua en el subsuelo arrastra las partículas más finas de suelos y comienza a formar agujeros subterráneos alargados, forma tubular.

³ Las prolongadas lluvias de la Depresión Tropical 12E, del 10 al 20 de octubre de 2011, produjeron saturación del suelo, parte del agua se infiltró y la mayor parte se fue por escorrentía superficial.

km al norte del cantón y caserío El Peñón, 1.1 km al suroeste de una subestación C.E.L.⁴, 2.5 km al oeste del municipio Comasagua; la corona de la cárcava se ubica al sureste de la finca San Antonio y al noreste de la finca La Estrella, 1.9 km al sur de la carretera principal que conecta, de Este a Oeste, el cantón Los Amates con Teotepeque, carretera empedrada que conecta los municipios Talnique y Comasagua con el departamento San Salvador⁵. La finca La Estrella está en la parte alta del borde caldérico que se extiende hacia el sur, en dirección a la costa. El acceso a la cárcava se realizó por una vereda, otro acceso era un camino vecinal empedrado, pero éste estaba cortado por la cabecera de la cárcava. La figura 2 es el esquema de ubicación del eje longitudinal de la cárcava, puntos colineales en la corona y pie de la cárcava.

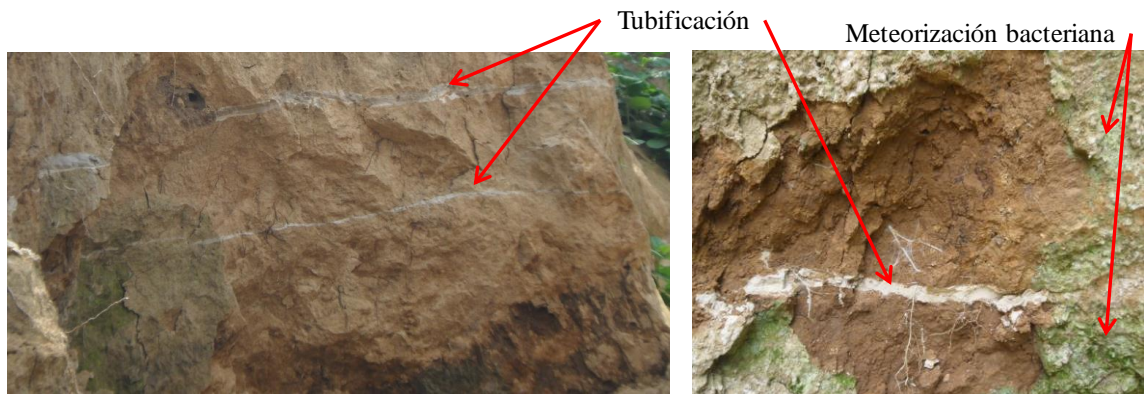


Figura 1 Tubificación en la estructura terrosa tobácea, debido a infiltración y esorrentía sub-superficial. Meteorización bacteriana, color verdusco.

3. Antecedentes

No hay reportes de carcavamientos anteriores en la zona.

⁴ Comisión Ejecutiva Hidroeléctrica del Río Lempa, C.E.L.

⁵ Distancias medidas del plano topográfico, hoja 2356 IV

4. Daños ocasionados

Hubo pérdida de plantación de aguacates tipo Hass, sobre la zona de la cárcava. No hubo viviendas en el terreno de la cárcava, ni aguas abajo, por lo que no hubo damnificados ni personas fallecidas.

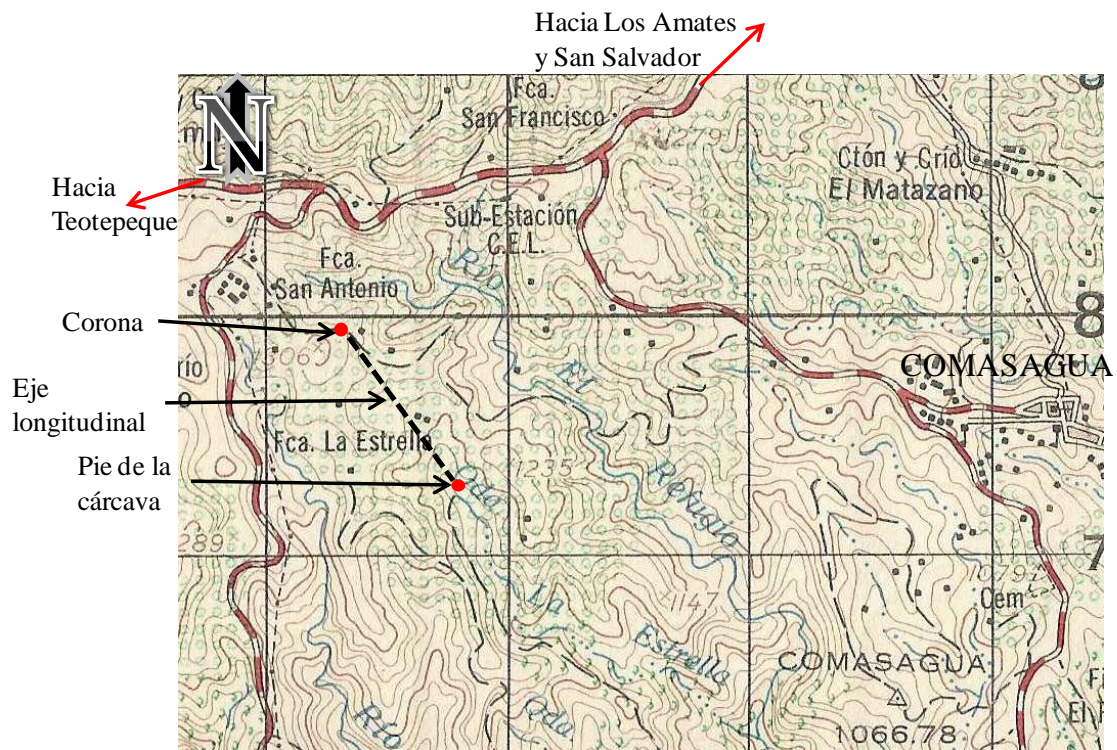


Figura 2 Esquema de ubicación de la cárcava. Plano topográfico, hoja 2356 IV. Escala: sin escala.

5. Vegetación

Superficialmente, la zona estaba cubierta con árboles de aguacate alineados colinealmente, parcialmente cubierta con zacate bajo, Chichicaste, árboles de 2 a 5 m de altura, palmera de Coyol en el pie de la cárcava, donde inicia la quebrada La Estrella.

6. Cartografía

El eje longitudinal de la cárcava se extiende de noroeste a sureste, desde la corona hasta el pie, La ladera norte tenía pendientes de 100% a 200% ó 45° a 90° en toda su longitud; la parte cercana a la corona de la ladera sur, tuvo pendientes de 57.7% a 200% ó de 30° a 90°. La figura 3 muestra las laderas de la cárcava, erosión regresiva, vegetación del lugar, zacate de baja altura y Chichicaste, morfología domítica del cerro (?) Comasagua al sureste de la cárcava, manchas blancas debido a escurrimiento superficial del agua lluvia (charcamientos), dos secciones transversales, desde la corona hasta media longitud de la cárcava.

La cárcava de forma irregular, similar con un óvalo alargado, tenía 192m de largo, ancho máximo 49m, profundidad máxima de 27m, área de afectación de 5956 m² ó 0.85 Mz, volumen de cenizas, escorias y pómez desalojado de 123,635 m³, que se dispersó por etapas y en forma de lodo diluido a lo largo del río⁶.

7. Geología

Al ubicar esta cárcava sobre el mapa geológico de El Salvador, ver figura 4, se observa que una falla, no comprobada y dirección noreste-suroeste, pasa cerca de la corona de la cárcava, el suelo pertenece a la formación Bálsamo, miembro b3, que es el miembro superior de esa formación, en parte contemporáneo con el miembro b2, y constituido por rocas efusivas básicas-intermedias, localmente con alteración hidrotermal, silicificación

⁶ Hernández, W.; Handal, L. Informe escrito en periódico DiarioColatino.com
<http://www.diariocolatino.com/es/20111130/articulos/97914/%C2%BFQu%C3%A9-pas%C3%B3-en-la-c%C3%A1rcava-del-Cant%C3%B3n--San-Antonio-de-Comasagua.htm>

y limos rojos⁷. Lo anterior fue corroborado en campo y laboratorio, observando en la cárcava, arenisca en roca saprolítica con meteorización microbiológica color verdusco, a unos 160m desde la corona y al interior de la cárcava, ver figura 5, rocas efusivas básicas-intermedias, ver figura 6, tobas rojizas, en una estructura terrosa tobácea, clasificada como limo elástico arenoso de alta plasticidad, MH, según el S.U.C.S.⁸, y clasificado como A – 5(8), según la AASHTO⁹, ver figura 7. Se observaron tres estratos en la ladera sur, el superior fue humus de 1.5m de espesor, color café oscuro, simbolizado por “A”; el segundo, cenizas volcánicas de 1.0m de espesor y color blanquecino, representado con la letra “B”; el tercero, tobas litificadas de unos 24.5m de espesor, divididas en dos partes según humedad, simbolizado con la letra “C” la de mayor contenido de agua y con la letra “D” las de menor humedad, ver figura 8.

8. Pluviosidad e Hidrografía

Durante la Depresión Tropical Adrián, del 19 al 21 de mayo de 2,005, hubo de 100mm a 125mm de lluvia acumulada en el municipio Comasagua; la Depresión Tropical Matthew y Depresión Tropical Nicole, durante 120 horas comprendidas del 24 al 29 de septiembre de 2,010, hubo de 250mm a 300mm de lluvia registrada. Durante la Depresión Tropical DT 12E, hubo de 1000 a 1200 mm de lluvia acumulada, del lunes 10 hasta jueves 20 de octubre de 2011. La figura 9 presenta la distribución espacial de

⁷ Léxico estratigráfico de El Salvador.

⁸ Sistema Unificado de Clasificación de Suelos, S.U.C.S.

⁹ American Association of State Highway and Transportation Officials.

lluvia acumulada, durante la Depresión Tropical DT 12E. La tabla 1 presenta los eventos meteorológicos suscitados en los últimos años y la cantidad de lluvia acumulada.



Figura 3 Ladera norte se aprecia a la izquierda y ladera sur a la derecha. Vegetación del lugar, zacate de baja altura, Chichicaste, morfología domítica del cerro Comasagua al sureste de la cárcava. Vista desde la corona, aguas abajo.

En Comasagua no existe estación para medir la cantidad de lluvia, para tener una idea de la precipitación en esa región, en la estación Chiltiupán, la más cercana al cantón San Antonio, tuvo un acumulado de 1162 mm en 10 días, cuando el promedio anual allí es 2090 mm; lo que significa que en Chiltiupán, llovió el 55.6% de la lluvia anual en sólo 10 días.

9. Hidrogeología

En el mapa hidrogeológico de El Salvador, en la zona de la cárcava, hay unidad con acuíferos locales de extensión limitada y productividad mediana a baja, representado por color rosado en el mapa. Esta unidad está constituida por sedimentos aluviales,

arenas, gravas, otros, transportados por los ríos, desde la parte alta de los cerros hasta la planicie. Los materiales de esta unidad presentan conductividad hidráulica de media a baja, la que depende de la granulometría, grado de limpieza, contenido de limos y arcillas, y del grado de compactación que presentan los materiales. El espesor de estos materiales puede superar los 15 m.

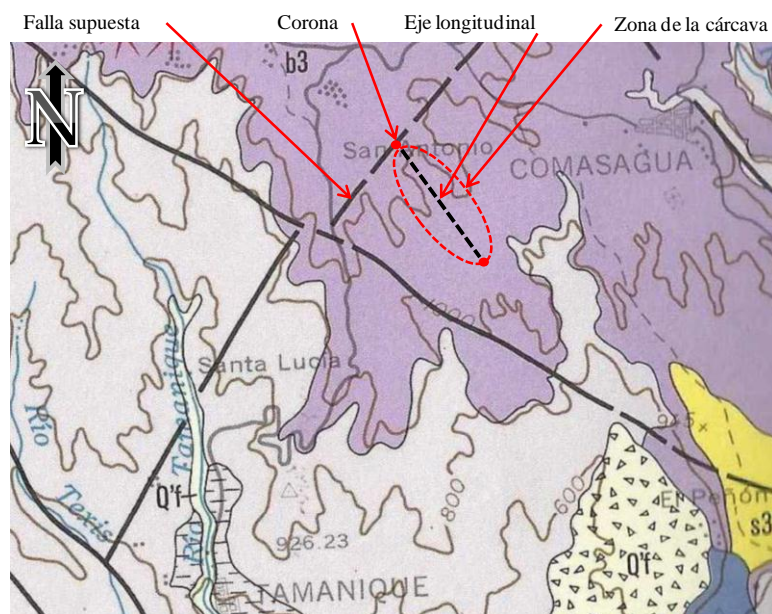


Figura 4 Ubicación de la cárcava sobre el mapa geológico de El Salvador. El carcavamiento pertenece a la formación Bálsamo, miembro b3.

Todo el municipio Comasagua es zona de humedales, recargas acuíferas sobre formación Bálsamo, miembro b3. Al final de la cárcava, inicia la quebrada La Estrella, que desemboca en el río Grande o San Vicente; a unos 800m al sur desde el inicio de la quebrada La Estrella, comienza la quebrada Los Naranjos; a unos 800m al norte del pie de la cárcava, nace el río El Refugio en la finca San Antonio, extendiendo su cauce desde el norte hasta el noreste de la cárcava y desembocar en el río Grande o San

Vicente; a unos 500m al oeste de la zona de carcavamiento, fluye el río San Antonio, que nace al oeste de la finca San Antonio y atraviesa la finca La Estrella.



Figura 5 Arenisca que forma roca saprolítica, con presencia de bacterias que producen meteorización microbiológica, color verdusco. Ubicación al interior de la cárcava, a unos 160m desde la corona.



Figura 6 Rocas efusivas básicas-intermedias con incrustaciones de cristales de Sílice y Plagioclasas, pórfidos andesíticos en los alrededores de la cárcava, diámetros de 5 a 15 cm.

Hay dos acuíferos fisurados de noroeste a sureste, el primero, a unos 757m al oeste desde la corona de la cárcava, elevación 1170msnm, unos 1838m de longitud, que fluye hacia el noreste en dirección a la zona del carcavamiento, el segundo, a unos 1081m hacia el este desde la corona de la cárcava, elevación 1050msnm, de unos 1784m de longitud, fluye al noreste sin pasar por la cárcava. Hay tres manantiales, con caudales de

unos 50 a 175 l/m, están cerca de la zona, el primero a unos a 919m hacia el noroeste de la corona, el segundo a unos 649m al oeste, el tercero, a unos 2054m hacia el sureste y sobre el límite de un cráter o caldera.



Figura 7 Tobas rojizas, fácilmente disgregables, con meteorización biológica rápida y oxidación.



Figura 8 Estratos en ladera sur de la cárcava, siendo “A”, humus de 1.5m de espesor, “B” representa cenizas volcánicas blanquesinas de 1.0m de espesor, “C” y “D” representan tobas litificadas de unos 24.5m de espesor.

La figura 10, es el mapa hidrogeológico de la zona de carcavamiento y sus alrededores, cráter o caldera dentro de la que se ubica, tres manantiales de mediana a baja

productividad, falla geológica supuesta, ríos y quebradas cercanas, municipios aledaños y acuíferos fisurados.

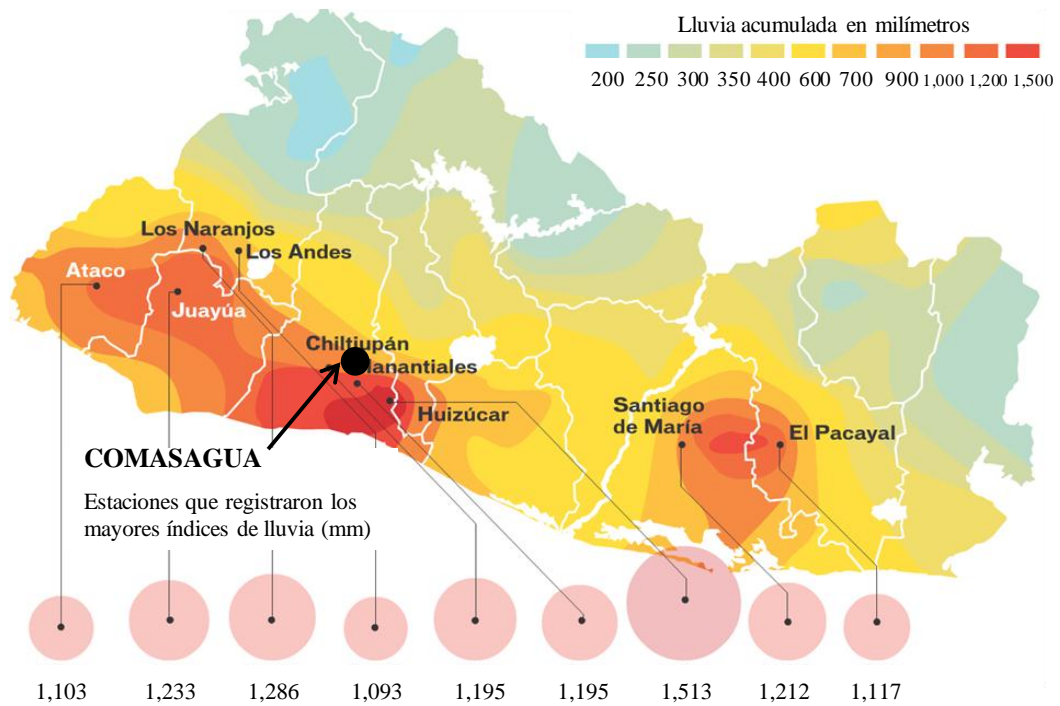


Figura 9 Distribución espacial de lluvia acumulada desde el lunes 10 hasta el jueves 20 de octubre de 2,011 debido a depresión tropical 12E.

Tabla 1 Resumen de los eventos meteorológicos suscitados en los últimos años y la cantidad de lluvia acumulada, mm.

Período	Nombre de la tormenta	Lluvia acumulada, mm
19/05/05 - 21/05/05	Depresión tropical Adrián	100 a 125
24/09/10 – 29/09/10	Depresión Tropical Mathew y Depresión Tropical Nicole	250 a 300
10/10/10 – 20/10/11	Depresión Tropical DT 12E	1000 a 1200

10. Factores condicionantes y activantes del carcavamiento

- a) Agua lluvia y subterránea: las lluvias intensas en la zona de carcavamiento, combinado con la morfología de altura y el nacimiento¹⁰ permanente de agua, al pie de la cárcava, hace aumentar la presión de poros en los intersticios del suelo y mayor velocidad de escorrentía superficial, lo que genera erosión. Superficial y regresiva.
- b) Líneas de cultivo: al sembrar colinealmente los árboles de aguacate Hass, se encausa el agua lluvia para que escurra hacia la zona del carcavamiento, dirección noroeste – sureste.
- c) Tubificación¹¹: Cuando el agua fluye a través del suelo, su carga hidráulica se disipa, venciendo las fuerzas viscosas inducidas, que se oponen al flujo en los canales formados entre las partículas; recíprocamente, el agua que fluye, genera fuerzas erosivas que tienden a empujar las partículas, arrastrándolas en la dirección del flujo. En el momento que se produce el arrastre, comienza la tubificación. Inevitablemente, existen en la masa de suelo, lugares donde se concentra el flujo, la velocidad de filtración es mayor, gradiente hidráulico crítico, los lugares en que estas concentraciones emergen al talud aguas abajo, en que el suelo no está afianzado por fuerzas confinantes, son particularmente críticas; una vez que las partículas empiezan a ser removidas, van quedando en el suelo pequeños canales por los que el agua circula a mayor velocidad, con lo que el arrastre se acentúa de

¹⁰ Brota agua durante todo el año, pero de bajo caudal durante la estación seca.

¹¹ FUENTE: Durán Alberto, Carlos A. Breves Comentarios sobre la Estabilidad de Taludes en Canales de Drenaje

manera que el fenómeno tiende a crecer continuamente y rápidamente una vez haya comenzado.

d) Geología: Estratos de cenizas volcánicas, escorias volcánicas, pómez y tobas litificadas

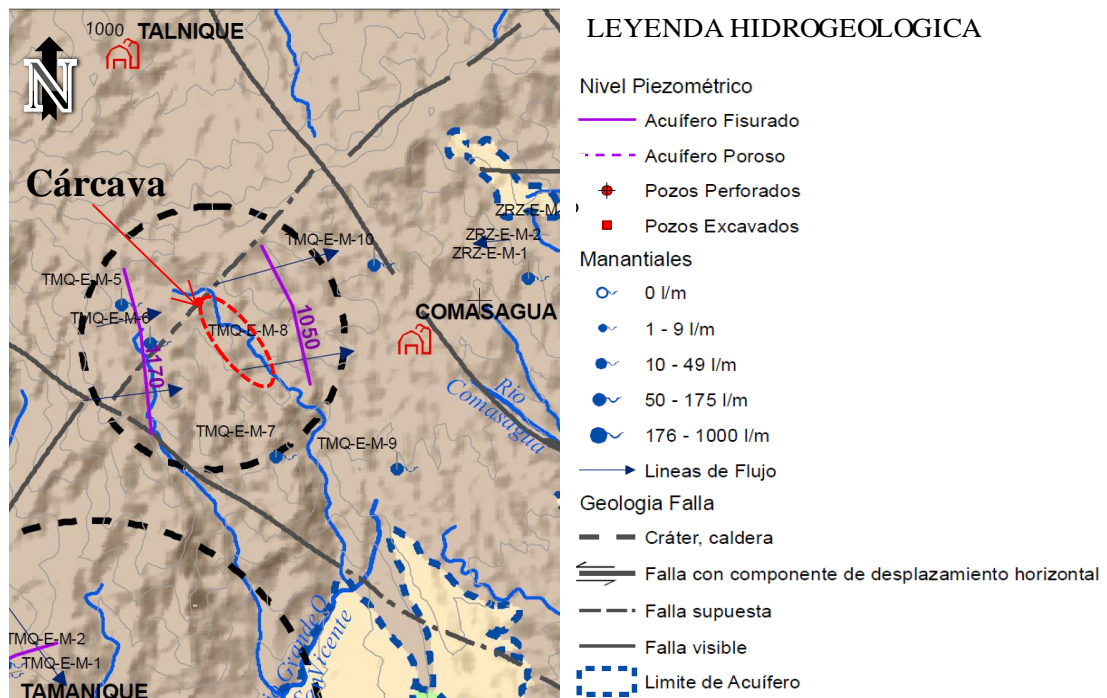


Figura 10 Mapa Hidrogeológico de la zona donde se ubica la cárcava en Comasagua

La figura 11 es el esquema de la cárcava, vista en planta, muestra los cultivos de aguacate Hass en los alrededores de la zona de carcavamiento, palmera de Coyol donde inicia la quebrada La Estrella, lugar por donde se accesa a la cárcava para hacer el reconocimiento visual, extracción de muestra alterada, toma de algunas fotografías.

11. Análisis e interpretación de datos obtenidos en laboratorio

a) Muestra alterada, color café claro

Se realizaron dos granulometrías, practicando el ensayo hidrométrico ASTM D 422, se usaron muestras de suelos secados previamente al horno, todas provenientes de la misma muestra alterada de limos.



Figura 11 Equema de la cárcava, vista en planta, muestra los cultivos de aguacate Hass en los alrededores de la zona de carcavamiento, palmera de Coyol donde inicia la quebrada La Estrella, lugar por donde nos introdujimos a la cárcava para hacer el reconocimiento visual, extracción de muestra alterada, toma de algunas fotografías. Ninguna granulometría presentó partículas de gravas, mayores que 4.75mm, retenidas en el tamiz No.4. En la primera granulometría, muestra No. 1/2 en anexo 1; al determinar los diámetros y porcentajes de las partículas finas, se obtuvo 57.80% de arenas medias a finas, de las cuales, 0.24% fue arena media, pasa la malla No.10 y es retenida en la malla No.40, diámetros menores que 2.00mm y mayores que 0.425mm; 57.56% fue arena fina que pasa la malla No.40 y es retenida en la malla No.200, diámetros menores que 0.425 mm y mayores que 0.075mm; 42.20% de granos finos, partículas menores que 0.075mm, pasan la criba No.200. El 38.8% del peso seco

de la muestra total fue granos de tamaño limos, menor que 0.075mm y mayor que 0.005mm, 1.7% fueron granos de tamaño arcillas¹² y 1.7% fueron partículas coloidales, diámetros menores que 0.001mm. Debido a que se realizó el ensayo hidrométrico, se pudo determinar con mayor certeza, el coeficiente de uniformidad, $C_u = 5.91$, y coeficiente de curvatura, $C_c = 1.06$. El límite líquido fue 68.2%, lo que indica que es un suelo fino de alta plasticidad, límite plástico 57.8%, que representa el límite inferior de la etapa plástica del suelo, e índice de plasticidad 10.4%, que indicó ser limo. Esta muestra fue clasificada como arena limosa, cuyo símbolo de grupo es SM, según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos, S.U.C.S., o se clasificó como A – 5 (3), según la AASHTO¹³; el número entre paréntesis es el índice de grupo IG, que es inversamente proporcional a la calidad de un suelo como material para subrasante. IG comienza desde cero y no tiene valor máximo, lo que indica que esta arena limosa tal vez podría ser un tanto adecuada como material para subrasante. No se realizó ensayo para determinar la relación humedad – densidad, Proctor modificado AASHTO T-180. La gravedad específica de los granos sólidos fue 2.53, valor inferior al rango aceptable para arenas limosas, de 2.65 a 2.67. Para la segunda granulometría, ver muestra No. 2/2 en anexo 1; se obtuvo 41.38% de arenas medias a finas, de las cuales, 0.72% fue arena

¹² Las arcillas son principalmente partículas submicroscópicas en forma de escamas de mica, minerales arcillosos y otros minerales. Las arcillas se definen como partículas menores que 0.002 mm, en algunos casos, las partículas de tamaño entre 0.002 y 0.005 mm también se denominan arcillas. Las partículas se clasifican como arcilla con base en su tamaño y no contienen necesariamente minerales arcillosos. Los suelos no arcillosos pueden contener partículas de cuarzo, feldespato o mica, suficientemente pequeñas para caer dentro de la clasificación de las arcillas. Por consiguiente, es apropiado para las partículas de suelo menores que 0.002mm ó 0.005mm, ser llamadas partículas tamaño arcilla en vez de arcillas. Las partículas de arcilla son en su mayoría de tamaño coloidal, menor que 0.001mm con 0.002mm de límite superior. FUENTE: Braja M. Das. Fundamentos de Ingeniería Geotécnica. Pág.3.

¹³ Sigla: American Association of State Highway And Transportation Officials.

media, 40.66% fue arena fina, y 58.62% de partículas finas, partículas menores que 0.075mm, pasan la criba No.200; 49.90% del peso seco de la muestra total fue granos de tamaño limos, menor que 0.075mm y mayor que 0.005mm, 6.12% fueron granos de tamaño arcillas y 2.6% fueron partículas coloidales, diámetros menores que 0.001mm. El coeficiente de uniformidad, $C_u = 12.5$, coeficiente de curvatura, $C_c = 3.56$. El límite líquido fue 68.2%, lo que indica que es un suelo fino de alta plasticidad, límite plástico 57.8%, que representa el límite inferior de la etapa plástica del suelo, e índice de plasticidad 10.4%, con lo que se clasificó como limo. Esta muestra de suelo fue clasificada como limo elástico arenoso de alta plasticidad, cuyo símbolo de grupo es MH, según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos, S.U.C.S., o clasificado como A – 5 (8), según la AASHTO; el número entre paréntesis es el índice de grupo IG, que es inversamente proporcional a la calidad de un suelo como material para subrasante. IG comienza desde cero y no tiene valor máximo, lo que indica que este limo arenoso es aparentemente¹⁴ adecuado como material para subrasante. La gravedad específica de los sólidos de los limos fue 2.53. No se realizó ensayo para determinar la relación humedad – densidad, Proctor modificado AASHTO T-180.

NOTA: Se consideran como válidos, los resultados de la muestra No. 2/2, ver anexo 1, ya que en ese ensayo se cumplió el requisito de suelo mínimo requerido, 50g, y porque el ensayo se realizó con mayor acuciosidad.

¹⁴ Para subrasante, se usan suelos granulares, es decir, después de la letra A debe ser menor número.

Al realizar los ensayos hidrométricos, se observó que después de 24 horas, como lo establece el método de ensayo ASTM D 422, la solución aún tenía coloración café claro, presentando un porcentaje de partículas en suspensión, 24 horas después de iniciado el ensayo, de 1.66% de partículas coloides para la muestra No. 1/2 y 2.56% de granos coloidales aún en suspensión, para la muestra No. 2/2. Esto, con respecto al porcentaje de suelo fino; granos menores que 0.075mm para ambas muestras, 42.20% y 58.62% respectivamente.

La figura 12 muestra la coloración café clara, debido a las partículas en suspensión, al cabo de 24 horas de iniciado el ensayo hidrométrico No. 2/2, previo a ser vertido y lavado en la malla No. 200.



Figura 12 Coloración debido a partículas en suspensión de la muestra No.2/2 al cabo de 24 horas de iniciado el ensayo hidrométrico.

La gravedad específica representa la densidad relativa de los sólidos del suelo respecto a la del agua. Si $G_s = 2.53$, esto indica que los sólidos del suelo limoso son 2.53 veces más densos que el agua, por lo que se precipitan al fondo del recipiente al estar suspendidos en agua con la misma densidad¹⁵.

Actividad, es el índice para identificar el potencial de expansión de los granos arcillosos en el suelo. Así, los granos menores que 0.002mm, tuvieron una actividad igual que 2.57. El Índice de liquidez, LI, representa la consistencia relativa de un suelo cohesivo en estado natural. Para la muestra inalterada $LI = - 0.34$, lo que representa que el suelo está fuertemente sobreconsolidado¹⁶.

Se ensayaron tres muestras de suelo, en superficie, para determinar su contenido de humedad, según la ASTM D 2216. El promedio de humedades fue 54.3%; la muestra 1.1 tuvo humedad de 53.3% y desviación 1.0% respecto a la humedad promedio; la muestra 1.2 tuvo humedad de 54.0% y desviación 0.3% respecto a la humedad promedio; la muestra 1.3 tuvo humedad de 55.5% y desviación 1.2% respecto a la humedad promedio, ver anexo 2. Las memorias de cálculo de los ensayos de laboratorio se presentan en el anexo 3. La tabla 2 muestra el resumen de resultados obtenidos en laboratorio de la muestra de suelo obtenida en la cárcava Comasagua.

¹⁵ La densidad del agua puede variar de un lugar a otro, de la temperatura, Cloro que se le agrega para ser purificada, otros.

¹⁶ FUENTE: Braja M. Das. Fundamentos de Ingeniería Geotécnica. Pág.34.

Tabla 2 Resumen de resultados obtenidos en laboratorio, porcentajes de arena gruesa, media y fina, coeficiente de uniformidad y de curvatura, límites de Atterberg y clasificación de suelos.

CÁRCAVA COMASAGUA. Visita de campo 26/04/12												
No.	Muestra No.	GRANULOMETRIA							LIMITES DE ATTERBERG			
		Grava	Porcentaje de Granos, %				Finos	Coeficiente de Uniformidad, Cu	Coeficiente de Curvatura, Cc	Límite Líquido LL, %	Límite Plástico LP, %	Índice de Plasticidad IP, %
			Arena									
			Gruesa	Media	Fina	Total						
8	1/2	0.00	0.00	0.20	57.60	57.80	42.20	5.91	1.06	68.2	57.8	10.4
9	2/2	0.00	0.00	0.70	40.70	41.40	58.60	12.50	3.56			

Continúa tabla 2...

...Continuación de tabla 2

CÁRCAVA COMASAGUA. Visita de campo 26/04/12						
CLASIFICACIÓN			PROCTOR MODIFICADO		GRAVEDAD ESPECIFICA, adimensional	DESCRIPCIÓN
SUCS		AASHTO	Peso Volumétrico Seco Máximo, kg/m ³	Humedad Óptima, %		
Símbolo de Grupo	Nombre de Grupo					
SM	Arena limosa. Limos de alta plasticidad.	A - 5 -(3)	---	---	2.53	Sí se practicó el ensayo hidrométrico. Se ensayó menos suelo que el mínimo requerido.
MH	Limo elástico arenoso de alta plasticidad	A - 5 -(8)				Sí se practicó el ensayo hidrométrico.

ANEXO 1
Resultados de laboratorio

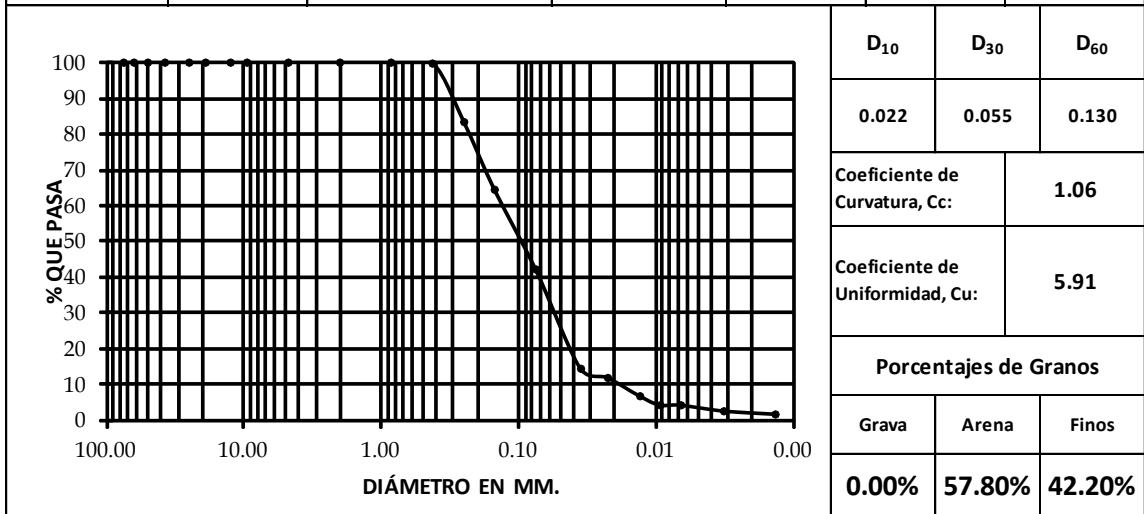
CLASIFICACIÓN DE SUELOS

ASTM D 2487 (AASHTO M 145)

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO

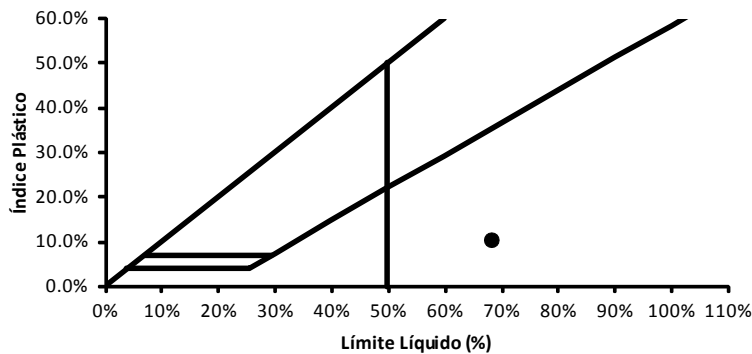
ASTM D 422 (AASHTO T 27)

TRABAJO DE GRADUACIÓN :	PROPUESTA DE SOLUCIONES TEMPRANAS CON OBRAS DE INGENIERIA DE BAJO COSTO PARA MITIGACION DE RIESGOS Y CONTROL DE VULNERABILIDAD EN ZONAS DE DESLIZAMIENTOS EN LADERAS DE MONTAÑAS Y VOLCANES EN EL SALVADOR	Muestra No. 1/2
Estación: ---	Lateral: ---	Profundidad: 6.5 - 7.0 m
Fecha Muestreo: 22/04/12	Fecha Ensayo: 28/04/12	Laboratorista: JLCC; NEMS
		Revisó: Msc. REGG



LÍMITE LÍQUIDO, LÍMITE PLÁSTICO E ÍNDICE PLÁSTICO (ASTM D 4318)

LÍMITE LÍQUIDO	LÍMITE PLÁSTICO	ÍNDICE DE PLASTICIDAD
68.2%	57.8%	10.4%



CLASIFICACIÓN	
SUCS	SM Arena limosa. Limos de alta plasticidad, MH
AASHTO	A - 5 (3)

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO (HIDROMETRÍA)

ASTM D 422 (AASHTO T 27)

TRABAJO DE GRADUACIÓN:	PROPUESTA DE SOLUCIONES TEMPRANAS CON OBRAS DE INGENIERIA DE BAJO COSTO PARA MITIGACION DE RIESGOS Y CONTROL DE VULNERABILIDAD EN ZONAS DE DESLIZAMIENTOS EN LADERAS DE MONTAÑAS Y VOLCANES EN EL SALVADOR	Muestra No. 1/2				
Estación:	Lateral:	Profundidad:	Fecha Muestreo:	Fecha Ensayo:	Laboratorista:	Revisó:
---	---	6.5 - 7.0 m	22/04/12	28/04/12	JLCC; NEMS	Msc. REGG

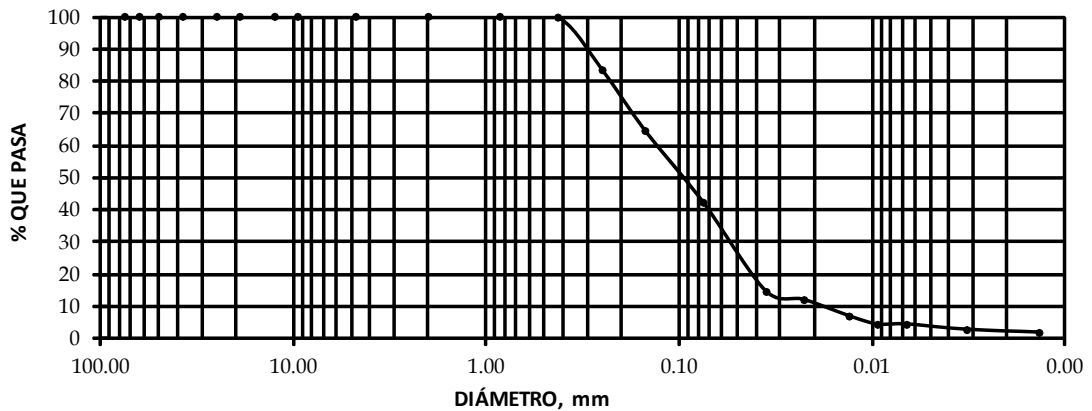
Peso Bruto Seco (gr): 32.00 Tara (gr): 15.08 Peso Neto Seco (gr): 16.92

MATERIAL GRUESO **PSC (gr): 16.92**

Malla	Peso Seco Retenido Parcial	% Retenido Parcial	% Retenido Acumulado	% Que Pasa la Malla	Observaciones
3"	0	0.0	0.0	100.0	Contenido de Humedad PH + Tara (grs): 0.00 PS + Tara (grs): 0.00 Humedad grs): 0.00 PS Neto (grs): 0.00 Peso Tara (grs): 0.00 Humedad (%): 0.00 MUESTRA SECADA AL HORNO
2 1/2"	0.0	0.0	0.0	100.0	
2"	0.0	0.0	0.0	100.0	
1 1/2"	0.0	0.0	0.0	100.0	
1"	0.0	0.0	0.0	100.0	
3/4"	0.0	0.0	0.0	100.0	
1/2"	0.0	0.0	0.0	100.0	
3/8"	0.0	0.0	0.0	100.0	
No. 4	0.0	0.0	0.0	100.0	
Pasa No. 4	0.0	0.0	0.0	100.0	
SUMAS	0.0				

MATERIAL TAMIZADO POR MALLA No. 4 Peso Neto (gr): 16.92 PSC (gr): 16.92

Malla	Peso Seco Retenido Parcial	% Retenido Parcial	% Retenido Acumulado	% Que Pasa la Malla	Observaciones
No. 10	0.00	0.00	0.00	100.00	GRAVA 0.00% ARENA 57.80% FINOS 42.20%
No. 20	0.00	0.00	0.00	100.00	
No. 40	0.04	0.24	0.24	99.76	
No. 60	2.77	16.37	16.61	83.39	
No. 100	3.20	18.91	35.52	64.48	
No. 200	3.77	22.28	57.80	42.20	
Pasa No. 200	7.14	42.20	100.00	0.00	
SUMAS	16.92	100.00			

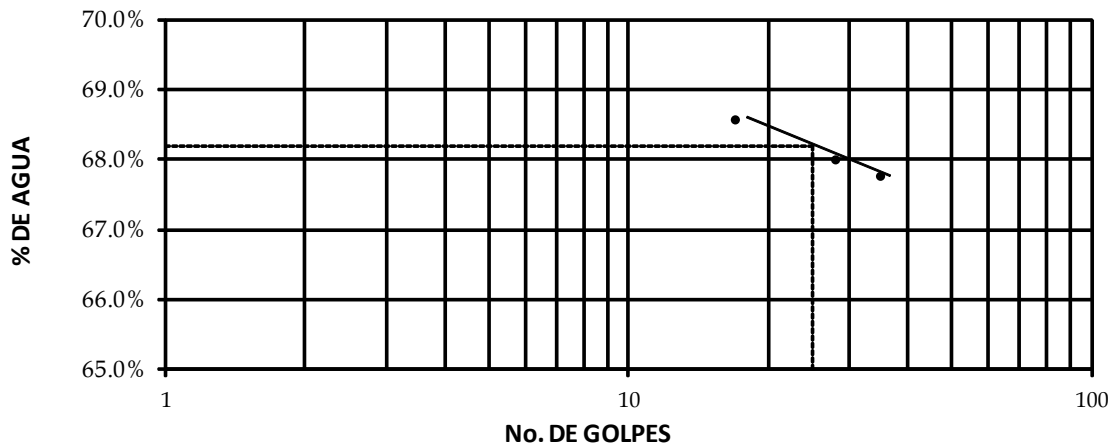


LÍMITES DE ATTERBERG

ASTM D 4318 (AASHTO T 89, T 90)

TRABAJO DE GRADUACIÓN: PROPUESTA DE SOLUCIONES TEMPRANAS CON OBRAS DE INGENIERIA DE BAJO COSTO PARA MITIGACION DE RIESGOS Y CONTROL DE VULNERABILIDAD EN ZONAS DE DESLIZAMIENTOS EN LADERAS DE MONTAÑAS Y VOLCANES EN EL SALVADOR						Muestra No. 1
Método:	Lateral:	Profundidad:	Fecha Muestreo:	Fecha Ensayo:	Laboratorista:	Revisó:
A	---	6.5 - 7.0 m	22/04/12	25/04/12	JLCC; NEMS	M.Sc. REGG

	LÍMITE LÍQUIDO			LÍMITE PLÁSTICO		
	No. de Golpes	Cápsula No.	Peso Húmedo + Tara	Peso Seco + Tara	Peso Agua	Peso Tara
	35	28	17			
	0-12	1	E	0-11	C	P
	37.10	29.20	25.80	28.30	27.10	25.30
	33.40	25.80	23.40	25.40	24.80	23.00
	3.70	3.40	2.40	2.90	2.30	2.30
	27.94	20.80	19.90	20.40	20.60	19.20
	5.46	5.00	3.50	5.00	4.20	3.80
Contenido de Agua %	67.8%	68.0%	68.6%	58.0%	54.8%	60.5%



LÍMITE LÍQUIDO	68.2%
LÍMITE PLÁSTICO	57.8%
ÍNDICE DE PLASTICIDAD	10.4%

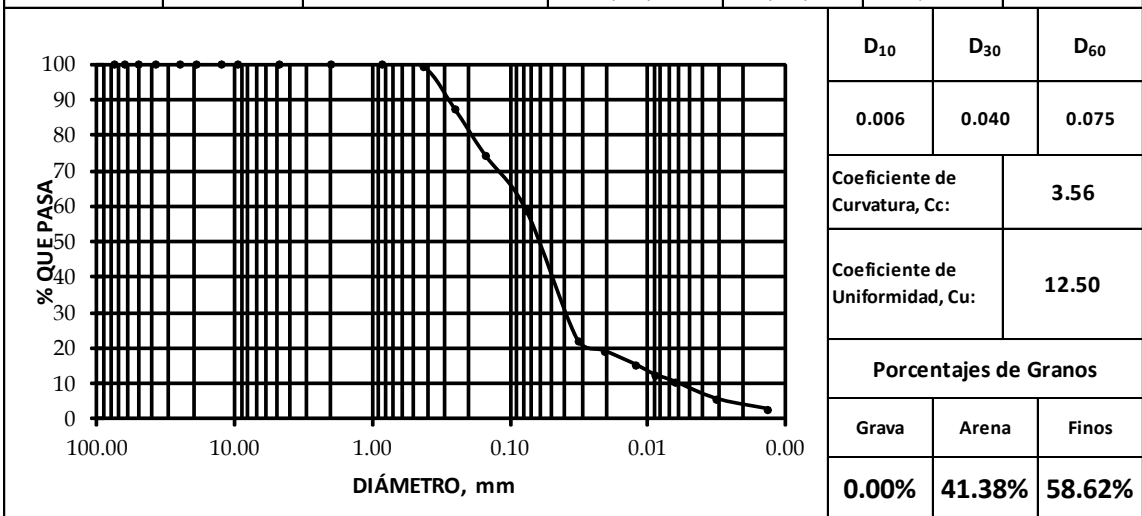
CLASIFICACIÓN DE SUELOS

ASTM D 2487 (AASHTO M 145)

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO

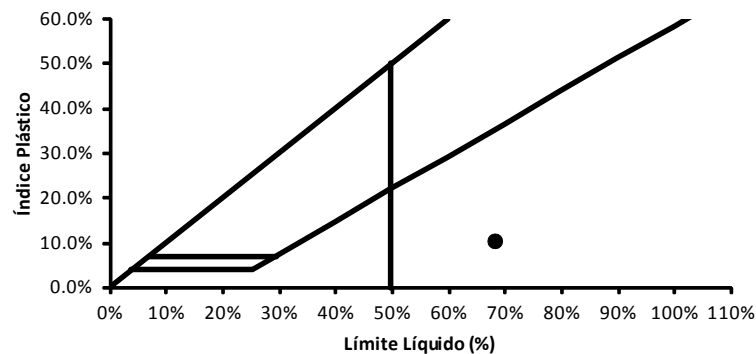
ASTM D 422 (AASHTO T 27)

TRABAJO DE GRADUACIÓN N:	PROPUESTA DE SOLUCIONES TEMPRANAS CON OBRAS DE INGENIERIA DE BAJO COSTO PARA MITIGACION DE RIESGOS Y CONTROL DE VULNERABILIDAD EN ZONAS DE DESLIZAMIENTOS EN LADERAS DE MONTAÑAS Y VOLCANES EN EL SALVADOR	Muestra No. 2/2
Estación: ---	Lateral: ---	Profundidad: 6.5 - 7.0 m
	Fecha Muestreo: 22/04/12	Fecha Ensayo: 18/07/12
	Laboratorista: JLCC; NEMS	Revisó: Msc. REGG



LÍMITE LÍQUIDO, LÍMITE PLÁSTICO E ÍNDICE PLÁSTICO (ASTM D 4318)

LÍMITE LÍQUIDO	LÍMITE PLÁSTICO	ÍNDICE DE PLASTICIDAD
68.2%	57.8%	10.4%



CLASIFICACIÓN	
SUCS	MH Limo elástico arenoso de alta plasticidad
AASHTO	A - 5 (8)

ANALISIS GRANULOMETRICO (HIDROMETRIA)

ASTM D 422 (AASHTO T 27)

TRABAJO DE GRADUACIÓN: PROPUESTA DE SOLUCIONES TEMPRANAS CON OBRAS DE INGENIERIA DE BAJO COSTO PARA MITIGACION DE RIESGOS Y CONTROL DE VULNERABILIDAD EN ZONAS DE DESLIZAMIENTOS EN LADERAS DE MONTAÑAS Y VOLCANES EN EL SALVADOR						Muestra No. 2/2
Estación:	Lateral:	Profundidad:	Fecha Muestreo:	Fecha Ensayo:	Laboratorista:	Revisó:
---	---	6.5 - 7.0 m	22/04/12	18/07/12	JLCC; NEMS	Msc. REGG

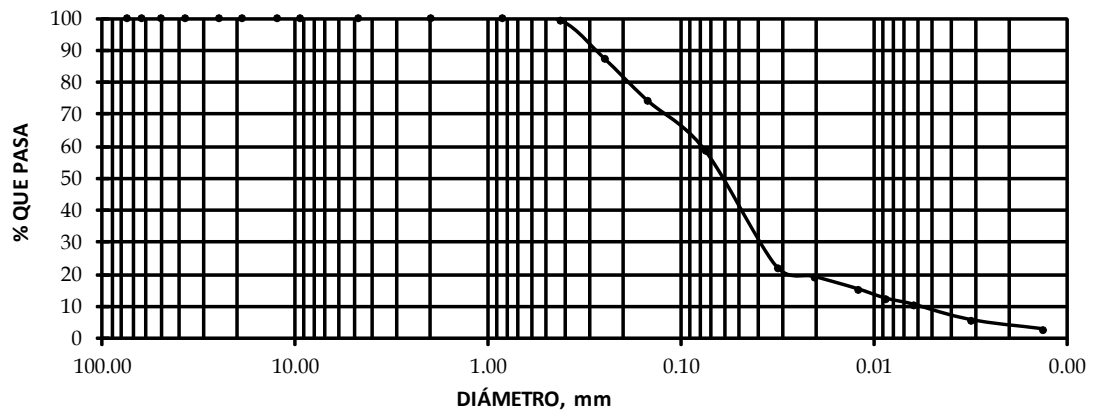
Peso Bruto Seco (gr): 77.30 Tara (gr): 15.20 Peso Neto Seco (gr): 62.10

MATERIAL GRUESO **PSC (gr):** 62.10

Malla	Peso Seco Retenido Parcial	% Retenido Parcial	% Retenido Acumulado	% Que Pasa la Malla	Observaciones
3"	0	0.0	0.0	100.0	Contenido de Humedad PH + Tara (grs): 0.00 PS + Tara (grs): 0.00 Humedad grs): 0.00 PS Neto (grs): 0.00 Peso Tara (grs): 0.00 Humedad (%): 0.00 MUESTRA SECADA AL HORNO
2 1/2"	0.0	0.0	0.0	100.0	
2"	0.0	0.0	0.0	100.0	
1 1/2"	0.0	0.0	0.0	100.0	
1"	0.0	0.0	0.0	100.0	
3/4"	0.0	0.0	0.0	100.0	
1/2"	0.0	0.0	0.0	100.0	
3/8"	0.0	0.0	0.0	100.0	
No. 4	0.0	0.0	0.0	100.0	
Pasa No. 4	0.0	0.0	0.0	100.0	
SUMAS	0.0				

MATERIAL TAMIZADO POR MALLA No.4 Peso Neto (gr): 62.10 **PSC (gr):** 62.10

Malla	Peso Seco Retenido Parcial	% Retenido Parcial	% Retenido Acumulado	% Que Pasa la Malla	Observaciones
No. 10	0.00	0.00	0.00	100.00	GRAVA 0.00% ARENA 41.38% FINOS 58.62%
No. 20	0.00	0.00	0.00	100.00	
No. 40	0.45	0.72	0.72	99.28	
No. 60	7.42	11.95	12.67	87.33	
No. 100	8.13	13.09	25.76	74.24	
No. 200	9.70	15.62	41.38	58.62	
Pasa No. 200	36.40	58.62	100.00	0.00	
SUMAS	62.10	100.00			

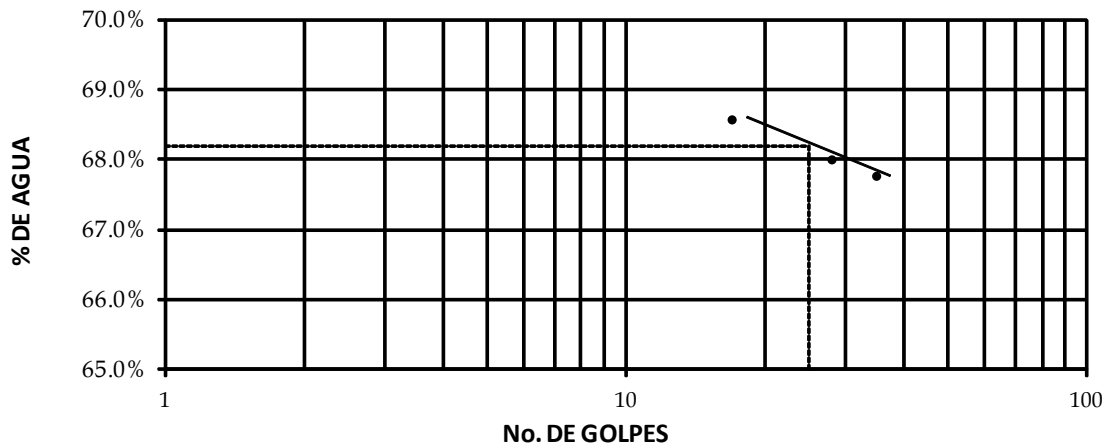


LÍMITES DE ATTERBERG

ASTM D 4318 (AASHTO T 89, T 90)

TRABAJO DE GRADUACIÓN: PROPUESTA DE SOLUCIONES TEMPRANAS CON OBRAS DE INGENIERIA DE BAJO COSTO PARA MITIGACION DE RIESGOS Y CONTROL DE VULNERABILIDAD EN ZONAS DE DESLIZAMIENTOS EN LADERAS DE MONTAÑAS Y VOLCANES EN EL SALVADOR						Muestra No. 1
Método:	Lateral:	Profundidad:	Fecha Muestreo:	Fecha Ensayo:	Laboratorista:	Revisó:
A	---	6.5 - 7.0 m	22/04/12	25/04/12	JLCC; NEMS	M.Sc. REGG

	LÍMITE LÍQUIDO			LÍMITE PLÁSTICO		
	No. de Golpes	Cápsula No.	Peso Húmedo + Tara	Peso Seco + Tara	Peso Agua	Peso Tara
	35	28	17			
	0-12	1	E	0-11	C	P
	37.10	29.20	25.80	28.30	27.10	25.30
	33.40	25.80	23.40	25.40	24.80	23.00
	3.70	3.40	2.40	2.90	2.30	2.30
	27.94	20.80	19.90	20.40	20.60	19.20
	5.46	5.00	3.50	5.00	4.20	3.80
Contenido de Agua %	67.8%	68.0%	68.6%	58.0%	54.8%	60.5%



LÍMITE LÍQUIDO	68.2%
LÍMITE PLÁSTICO	57.8%
ÍNDICE DE PLASTICIDAD	10.4%

ANEXO 2

Humedades del suelo superficial

HUMEDADES AL HORNO

ASTM D2216

(23-04-2012)

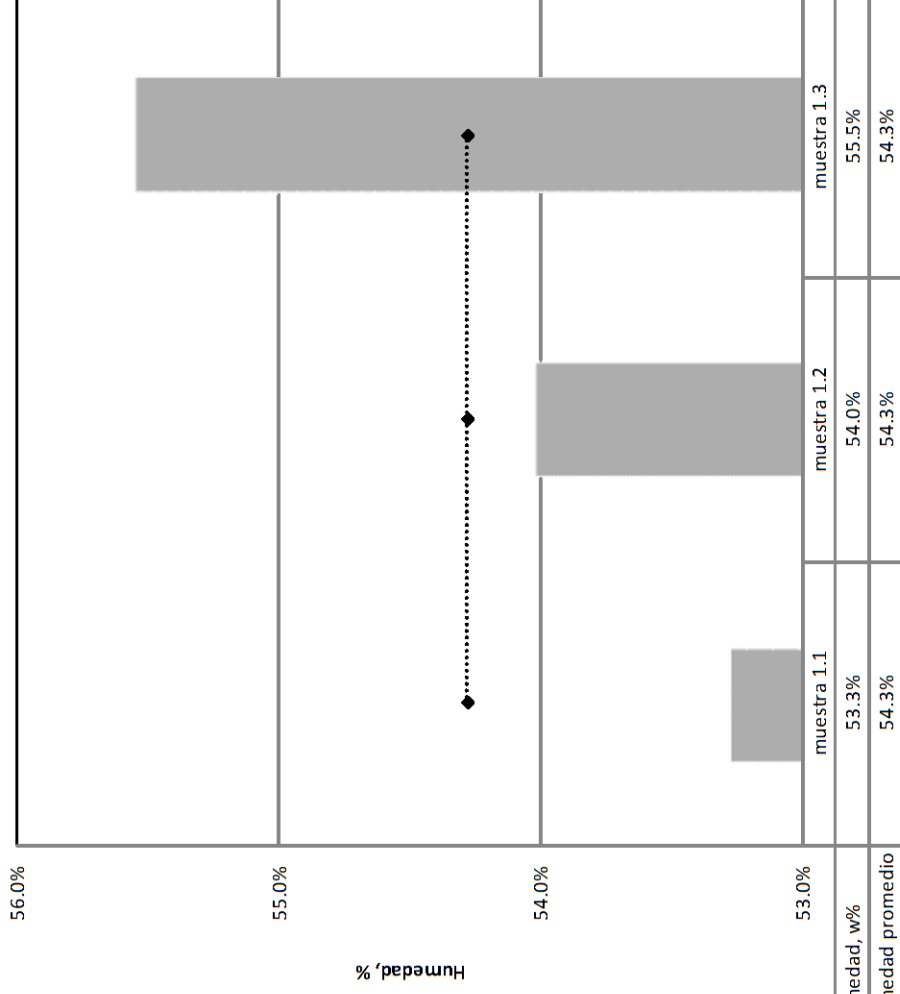
MUESTRA 1.1 (toba, color café claro)	
Profundidad: 0.00m	
W tara	27.7g
W humedo + tara	123.5g
W seco+tara:	90.2g
W seco neto:	62.5g
W agua:	33.3g
% humedad:	53.3%
desviación respecto a w prom	1.0%

MUESTRA 1.2 (toba, color café claro)	
Profundidad: 0.00m	
W tara	27.2g
W humedo + tara:	136.4g
W seco+tara:	98.1g
W seco neto:	70.9g
W agua:	38.3g
% humedad:	54.0%
desviación respecto a w prom	.3%

MUESTRA 1.3 (toba, color café claro)	
Profundidad: 0.00m	
W tara	29.2g
W humedo + tara:	138.7g
W seco+tara:	99.6g
W seco neto:	70.4g
W agua:	39.1g
% humedad:	55.5%
desviación respecto a w prom	-1.3%

Humedad promedio, w prom	54.3%
---------------------------------	--------------

Humedad superficial de estructura terrosa tobácea



ANEXO 3

Memoria de cálculos

**DETERMINACIÓN DEL TAMAÑO DE LAS PARTICULAS DE SUELOS SEGÚN
MÉTODO DE PRUEBA ASTM D 422. HIDROMETRIA**

MEMORIA DE CÁLCULO, MUESTRA No. 1/2

1. Determinación de la humedad higroscópica

$$\omega\% = \frac{M_{h+r} - M_{s+r}}{M_{s+r} - M_r} \times 100\% = \frac{M_w}{M_s} \times 100\% \quad (\text{EC. 1})$$

donde:

$\omega\%$: contenido de humedad higroscópica, %

M_{h+r} : masa del espécimen húmedo + recipiente, g

M_{s+r} : masa del espécimen secado al horno + recipiente, g

M_r : masa del recipiente, g

M_w : masa de agua ($M_w = M_{h+r} - M_{s+r}$), g

M_s : masa de suelo seco ($M_s = M_{s+r} - M_r$), g

NOTA: Debido a que se realizó el ensayo con muestra de suelo secado al horno, según

ASTM D 2216, no fue necesario corregir por humedad higroscópica.

2. Determinación de la masa seca que pasa el tamiz No. 10 (2.00 mm) corregida por humedad higroscópica

$$M_{sh} = \frac{M_h}{1 + \frac{\omega\%}{100}} \quad (\text{EC. 2})$$

donde:

$\omega\%$: contenido de humedad higroscópica, %. De ecuación 1.

M_{sh} : masa del espécimen seco corregida por humedad higroscópica, g

M_h : masa del espécimen húmedo del material que pasa la malla No. 10, incluyendo pérdidas por lavado, g

NOTA: Todo el suelo pasó la malla No. 10 (2.00 mm). Debido a que el ensayo se realizó con muestra de suelo secado al horno, según ASTM D 2216, no fue necesario corregir el peso de la muestra de suelo por humedad higroscópica, por lo tanto, M_{sh} es igual a la masa seca total empleada en el ensayo, M_t .

3. Determinación de la masa seca total del ensayo

$$M_t = M_g + M_{sh} \quad (\text{EC. 3})$$

donde:

M_t : masa seca total empleada en el ensayo, g

M_g : masa del material grueso, fracción retenida en la malla No. 10, g

M_{sh} : masa del espécimen seco corregida por humedad higroscópica, g

$$M_t = M_g + M_{sh} = 0.0 + 16.92$$

$$M_t = 16.92 \text{ g}$$

4. Análisis de tamizado para la porción retenida en el tamiz No. 10 (2.00 mm)

NOTA: La muestra total de suelo pasó el tamiz No. 10, es decir, no fue necesario tamizar la fracción retenida en la criba No. 10

5. Análisis por hidrometría

- a. Determinación de la masa seca empleada en el análisis hidrométrico

NOTA: Debido a que se utilizaron 16.92 g de suelo seco, no fue necesario determinar la muestra de suelo seco empleando la ecuación 2.

- b. Lectura corregida del hidrómetro

$$R_c = R_r - C_d \pm C_t \quad (\text{EC. 4})$$

donde:

R_c: lectura corregida del hidrómetro por defloculante y temperatura, g/l

R_r: lectura real hidrómetro, g/l

C_d: corrección por defloculante, g/l

C_t: corrección por temperatura, g/l. Ver tabla 1

$$C_d = L_1 - L_2 \quad (\text{EC. 5})$$

donde:

L₁: lectura parte inferior del menisco, sólo con agua

L₂: lectura parte inferior del menisco, con agua y defloculante

$$C_d = 0 - 7 = |-7| = 7$$

$$C_d = 7$$

Tabla 1. Corrección por temperatura. Fuente: Manual de laboratorio de Joseph E. Bowles

<i>Temperatura, °C</i>	<i>C_t</i>
26	+1.65
27	+2.00

Tabla 2. Tiempos de lecturas, lecturas R_r, temperaturas de ensayo °C, correcciones por temperatura C_t, corrección por defloculante C_d y lectura corregida del hidrómetro por defloculante y temperatura R_c.

Tiempo, min	R _r	Temp. °C	C _t , °C	C _d	R _c
2	11	26	+1.65	7	5.65
5	10	26	+1.65	7	4.65
15	8	26	+1.65	7	2.65
30	7	26	+1.65	7	1.65
60	7	26	+1.65	7	1.65
250	6	27	+2.00	7	1.00
1440	6	26	+1.65	7	0.65

c. Determinación del factor de corrección “a”

La gravedad específica del suelo es G_s = 2.53, entonces se interpola el valor “a” de la tabla 3, se obtuvo a = 1.024

Tabla 3. Factor de corrección debido a gravedad específica.
Fuente: ASTM D 422-63, volumen 04.08.

G _s	Factor de corrección*
2.50	1.03
2.55	1.02

* Valor a ser empleado en la ecuación para la determinación del porcentaje de suelo que permanece en suspensión, cuando se usa el hidrómetro 152H

d. Determinación del porcentaje de suelo que permanece en suspensión

Para el hidrómetro 152H se tiene:

$$P = \frac{R_c \times a}{M_{sh}} \times 100 \quad (\text{EC. 6})$$

donde:

P : Porcentaje de suelo que permanece en suspensión al nivel en que el hidrómetro mide la densidad de la suspensión, %

R_c: lecturas corregidas del hidrómetro por defloculante y temperatura, calculada con la ecuación 4.

a: factor de corrección, según tabla 3 en el literal “c”.

M_{sh}: masa del espécimen seco corregida por humedad higroscópica, utilizado en el proceso hidrométrico, g. Ver ecuación 2. M_{sh} = 16.92 g

La tabla 4 muestra los porcentajes de suelo que permanece en suspensión al nivel en que el hidrómetro mide la densidad de la suspensión, P%

Tabla 4. Porcentajes de suelo que permanece en suspensión al nivel en que el hidrómetro mide la densidad de la suspensión, P%

Tiempo, min	Rr	Temp. °C	Ct, °C	Cd	Rc	P%
2	11	26	+1.65	7	5.65	34.19
5	10	26	+1.65	7	4.65	28.14
15	8	26	+1.65	7	2.65	16.04
30	7	26	+1.65	7	1.65	9.99
60	7	26	+1.65	7	1.65	9.99
250	6	27	+2.00	7	1.00	6.05
1440	6	26	+1.65	7	0.65	3.93

- e. Determinación del suelo que permanece en suspensión, porcentaje que pasa, referido al material que pasa la malla No. 200 (0.075 mm)

$$P_p = \frac{P}{100} \times \% \text{ que pasa la malla No. 200} \quad (\text{EC. 7})$$

donde:

Pp : Porcentaje de suelo que permanece en suspensión al nivel en que el hidrómetro mide la densidad de la suspensión, %

P : Porcentaje de suelo que permanece en suspensión al nivel en que el hidrómetro mide la densidad de la suspensión, %

La tabla 5 muestra los valores P y Pp para cada lectura del hidrómetro en un tiempo dado.

Tabla 5. Valores P y Pp para cada lectura del hidrómetro en un tiempo dado.

Tiempo, min	P%	Pp%
2	34.19	14.43
5	28.14	11.88
15	16.04	6.77
30	9.99	4.21
60	9.99	4.21
250	6.05	2.55
1440	3.93	1.66

NOTA: Los valores P% fueron tomados de la tabla 4 del literal “d”

f. Determinación del valor de la lectura “R” del hidrómetro, corregida por menisco

$$R = R_r + C_m \quad (\text{EC. 8})$$

donde:

R: Lectura del hidrómetro corregida por menisco, g/l

Rr: lectura real del hidrómetro, tomada durante el ensayo, g/l

Cm: corrección por menisco, g/l

$$C_m = L_3 - L_4 \quad (\text{EC. 9})$$

donde:

L_3 : lectura en la parte superior del menisco, sólo con agua

L_4 : lectura en la parte inferior del menisco, sólo con agua

$$C_m = 0 - 1 = | - 1 |$$

$$C_m = 1$$

La tabla 6 muestra el valor de lectura “R” corregida por menisco, para cada tiempo de lectura.

Tabla 6. Valores de lectura “R” corregida por menisco para cada tiempo de lectura

Tiempo, min	Rr	Cm	R
2	11	1	12
5	10	1	11
15	8	1	9
30	7	1	8
60	7	1	8
250	6	1	7
1440	6	1	7

g. Determinación de la distancia de caída de las partículas o profundidad efectiva, L

NOTA: La profundidad efectiva, L, puede ser calculado con fórmula, sin embargo, se usó la tabla 7 para el mismo propósito.

Tabla 7 Profundidad efectiva en función del tipo de hidrómetro y la lectura del hidrómetro “R” corregida por menisco. Fuente: tabla 3.8 de norma ASTM D422-63, vol. 04-06

Tiempo, min	R	L
2	12	14.3
5	11	14.5
15	9	14.8
30	8	15.0
60	8	15.0
250	7	15.2
1440	7	15.2

h. Diámetros de las partículas del suelo

$$D = K \cdot \sqrt{\frac{L}{t}} \quad \text{Ley de Stokes} \quad (\text{EC. 10})$$

donde:

K: constante que depende de la temperatura de la suspensión y gravedad específica de las partículas del suelo, ver tablas 8 y 9.

L: distancia desde la superficie de la suspensión hasta el nivel en el que la densidad ha sido determinada, profundidad efectiva L, cm. Ver tabla 7.

t: intervalo de tiempo desde el inicio de la sedimentación hasta el registro de la lectura, en minutos.

Tabla 8. Valores de “K” para el cálculo del diámetro de la partícula del análisis hidrométrico

<i>Temperatura, °C</i>	<i>Gravedad específica de las partículas del suelo</i>	
	<i>2.50</i>	<i>2.55</i>
<i>26</i>	<i>0.01334</i>	<i>0.01312</i>
<i>27</i>	<i>0.01319</i>	<i>0.01297</i>

Al interpolar para $G_s = 2.53$ y temperatura de 26°C , se obtiene $K = 0.013208$

Al interpolar para $G_s = 2.53$ y temperatura de 27°C , se obtiene $K = 0.013058$

Tabla 9. Valores de “K” que depende de la temperatura de la suspensión y gravedad específica de las partículas del suelo.

Tiempo, min	L	Temp. °C	K	D, mm
2	14.3	26	0.013208	0.035
5	14.5	26	0.013208	0.022
15	14.8	26	0.013208	0.013
30	15.0	26	0.013208	0.009
60	15.0	26	0.013208	0.007
250	15.2	27	0.013058	0.003
1440	15.2	26	0.013208	0.001

6. Análisis por tamizado de las partículas que pasan el tamiz No. 10 (2.00 mm)

La tabla 10 muestra las fórmulas utilizadas para calcular los porcentajes retenidos parciales y acumulados, porcentaje de suelo que pasa cada malla y el porcentaje que pasa referido a la muestra total. En este caso, como toda la muestra de suelo pasa la malla No. 10, el porcentaje que pasa es igual al porcentaje que pasa referido a la muestra de suelo total.

Tabla 10. Tabla de análisis granulométrico de los granos de suelo que pasan el tamiz No. 10 (2.00 mm)

	B	D	E	F	G	H
105	Malla No.	Masa seca retenida, g	% Retenido		% Pasante	% Pasante referido de muestra total
106			Parcial	Acumulado		
107	10	0	$=+D107/SDS114*100$	$=+E107$	$=100-F107$	$=+G107*SGS107/100$
108	20	0	$=+D108/SDS114*100$	$=+F107+E108$	$=100-F108$	$=+G108*SGS107/100$
109	40	0.04	$=+D109/SDS114*100$	$=+F108+E109$	$=100-F109$	$=+G109*SGS107/100$
110	60	2.77	$=+D110/SDS114*100$	$=+F109+E110$	$=100-F110$	$=+G110*SGS107/100$
111	100	3.2	$=+D111/SDS114*100$	$=+F110+E111$	$=100-F111$	$=+G111*SGS107/100$
112	200	3.77	$=+D112/SDS114*100$	$=+F111+E112$	$=100-F112$	$=+G112*SGS107/100$
113	Pasa No200	$=+C103-SUMA(D107:D112)$	$=+D113/SDS114*100$	$=+F112+E113$		
114	Total	$=+SUMA(D113,D107:D112)$				

7. Elaboración del gráfico del análisis granulométrico (tamizado e hidrometría)

En el eje de las abscisas y escala logarítmica, se trazan las aberturas de las mallas y los diámetros de los granos D , en el eje de las ordenadas, los porcentajes de suelo que pasan cada una de las mallas y los valores $P_p\%$, en una escala aritmética. En la siguiente página, se muestra la curva granulométrica con sus respectivos resultados.

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO (HIDROMETRÍA)

ASTM D 422 (AASHTO T 27)

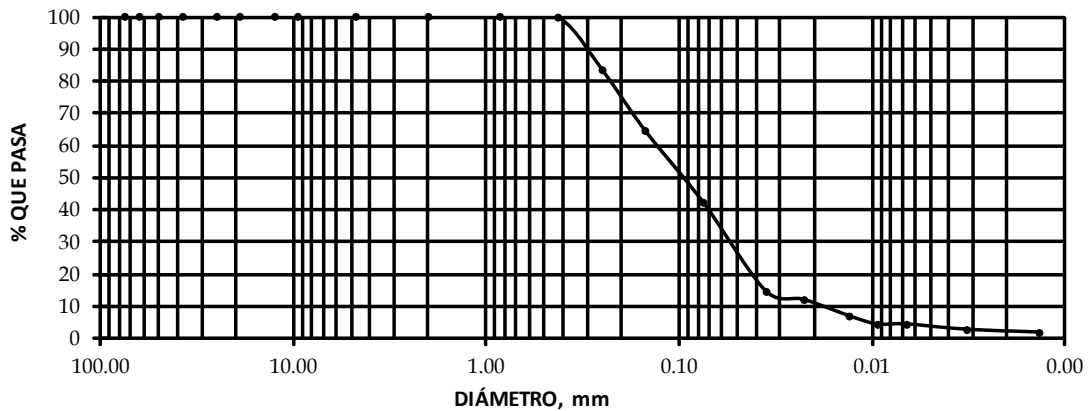
TRABAJO DE GRADUACIÓN:	PROPUESTA DE SOLUCIONES TEMPRANAS CON OBRAS DE INGENIERIA DE BAJO COSTO PARA MITIGACION DE RIESGOS Y CONTROL DE VULNERABILIDAD EN ZONAS DE DESLIZAMIENTOS EN LADERAS DE MONTAÑAS Y VOLCANES EN EL SALVADOR	Muestra No. 1/2
Estación: ---	Lateral: ---	Profundidad: 6.5 - 7.0 m
	Fecha Muestreo: 22/04/12	Fecha Ensayo: 28/04/12
	Laboratorista: JLCC; NEMS	Revisó: Msc. REGG

Peso Bruto Seco (gr): 32.00 Tara (gr): 15.08 Peso Neto Seco (gr): 16.92
MATERIAL GRUESO **PSC (gr): 16.92**

Malla	Peso Seco Retenido Parcial	% Retenido Parcial	% Retenido Acumulado	% Que Pasa la Malla	Observaciones
3"	0	0.0	0.0	100.0	Contenido de Humedad PH + Tara (grs): 0.00 PS + Tara (grs): 0.00 Humedad grs): 0.00 PS Neto (grs): 0.00 Peso Tara (grs): 0.00 Humedad (%): 0.00 MUESTRA SECADA AL HORNO
2 1/2"	0.0	0.0	0.0	100.0	
2"	0.0	0.0	0.0	100.0	
1 1/2"	0.0	0.0	0.0	100.0	
1"	0.0	0.0	0.0	100.0	
3/4"	0.0	0.0	0.0	100.0	
1/2"	0.0	0.0	0.0	100.0	
3/8"	0.0	0.0	0.0	100.0	
No. 4	0.0	0.0	0.0	100.0	
Pasa No. 4	0.0	0.0	0.0	100.0	
SUMAS	0.0				

MATERIAL TAMIZADO POR MALLA No. 4 Peso Neto (gr): 16.92 PSC (gr): 16.92

Malla	Peso Seco Retenido Parcial	% Retenido Parcial	% Retenido Acumulado	% Que Pasa la Malla	Observaciones
No. 10	0.00	0.00	0.00	100.00	GRAVA 0.00% ARENA 57.80% FINOS 42.20%
No. 20	0.00	0.00	0.00	100.00	
No. 40	0.04	0.24	0.24	99.76	
No. 60	2.77	16.37	16.61	83.39	
No. 100	3.20	18.91	35.52	64.48	
No. 200	3.77	22.28	57.80	42.20	
Pasa No. 200	7.14	42.20	100.00	0.00	
SUMAS	16.92	100.00			



DETERMINACION DEL TAMAÑO DE LAS PARTICULAS DE SUELOS SEGÚN MÉTODO DE PRUEBA ASTM D 422. HIDROMETRIA

MEMORIA DE CÁLCULO, MUESTRA No. 2/2

1. Determinación de la humedad higroscópica

$$\omega_{\%} = \frac{M_{h+r} - M_{s+r}}{M_{s+r} - M_r} \times 100\% = \frac{M_w}{M_s} \times 100\% \quad (\text{EC. 1})$$

donde:

$\omega_{\%}$: contenido de humedad higroscópica, %

M_{h+r} : masa del espécimen húmedo + recipiente, g

M_{s+r} : masa del espécimen secado al horno + recipiente, g

M_r : masa del recipiente, g

M_w : masa de agua ($M_w = M_{h+r} - M_{s+r}$), g

M_s : masa de suelo seco ($M_s = M_{s+r} - M_r$), g

NOTA: Debido a que se realizó el ensayo con muestra de suelo secado al horno, según

ASTM D 2216, no fue necesario corregir por humedad higroscópica.

2. Determinación de la masa seca que pasa el tamiz No. 10 (2.00 mm) corregida por humedad higroscópica

$$M_{sh} = \frac{M_h}{1 + \frac{\omega_{\%}}{100}} \quad (\text{EC. 2})$$

donde:

$\omega\%$: contenido de humedad higroscópica, %. De ecuación 1.

M_{sh} : masa del espécimen seco corregida por humedad higroscópica, g

M_h : masa del espécimen húmedo del material que pasa la malla No. 10, incluyendo pérdidas por lavado, g

NOTA: Todo el suelo pasó la malla No. 10 (2.00 mm). Debido a que el ensayo se realizó con muestra de suelo secado al horno, según ASTM D 2216, no fue necesario corregir el peso de la muestra de suelo por humedad higroscópica, por lo tanto, M_{sh} es igual a la masa seca total empleada en el ensay, M_t .

3. Determinación de la masa seca total del ensayo

$$M_t = M_g + M_{sh} \quad (\text{EC. 3})$$

donde:

M_t : masa seca total empleada en el ensayo, g

M_g : masa del material grueso, fracción retenida en la malla No. 10, g

M_{sh} : masa del espécimen seco corregida por humedad higroscópica, g

$$M_t = M_g + M_{sh} = 0.0 + 62.10$$

$$M_t = 62.10 \text{ g}$$

4. Análisis de tamizado para la porción retenida en el tamiz No. 10 (2.00 mm)

NOTA: La muestra total de suelo pasó el tamiz No. 10, es decir, no fue necesario tamizar la fracción retenida en la criba No. 10

5. Análisis por hidrometría

a. Determinación de la masa seca empleada en el análisis hidrométrico

NOTA: Debido a que se utilizaron 62.10 g de suelo seco, no fue necesario determinar la muestra de suelo seco empleando la ecuación 2.

b. Lectura corregida del hidrómetro

$$R_c = R_r - C_d \pm C_t \quad (\text{EC. 4})$$

donde:

R_c: lectura corregida del hidrómetro por defloculante y temperatura, g/l

R_r: lectura real hidrómetro, g/l

C_d: corrección por defloculante, g/l

C_t: corrección por temperatura, g/l. Ver tabla 1

$$C_d = L_1 - L_2 \quad (\text{EC. 5})$$

donde:

L₁: lectura parte inferior del menisco, sólo con agua

L₂: lectura parte inferior del menisco, con agua y defloculante

$$C_d = 0 - 7 = |-7| = 7$$

$$C_d = 7$$

Tabla 1. Corrección por temperatura. Fuente: Manual de laboratorio de Joseph E. Bowles

Temperatura, °C	C _t
26	+1.65

Tabla 2. Tiempos de lecturas, lecturas Rr, temperaturas de ensayo °C, correcciones por temperatura Ct, corrección por defloculante Cd y lectura corregida del hidrómetro por defloculante y temperatura Rc.

Tiempo, min	Rr	Temp. °C	Ct, °C	Cd	Rc
2	28	26	+1.65	7	22.65
5	25	26	+1.65	7	19.65
15	21	26	+1.65	7	15.65
30	18	26	+1.65	7	12.65
60	16	26	+1.65	7	10.65
250	11	26	+1.65	7	5.65
1440	8	26	+1.65	7	2.65

c. Determinación del factor de corrección “a”

La gravedad específica del suelo es $G_s = 2.53$, entonces se interpola el valor “a” de la tabla 3, se obtuvo $a = 1.024$

Tabla 3. Factor de corrección debido a gravedad específica.
Fuente: ASTM D 422-63, volumen 04.08.

G_s	Factor de corrección*
2.50	1.03
2.55	1.02

* Valor a ser empleado en la ecuación para la determinación del porcentaje de suelo que permanece en suspensión, cuando se usa el hidrómetro 152H

d. Determinación del porcentaje de suelo que permanece en suspensión

Para el hidrómetro 152H se tiene:

$$P = \frac{R_c \times a}{M_{sh}} \times 100 \quad (\text{EC. 6})$$

donde:

P : Porcentaje de suelo que permanece en suspensión al nivel en que el hidrómetro mide la densidad de la suspensión, %

R_c: lecturas corregidas del hidrómetro por defloculante y temperatura, calculada con la ecuación 4.

a: factor de corrección, según tabla 3 en el literal “c”.

M_{sh}: masa del espécimen seco corregida por humedad higroscópica, utilizado en el proceso hidrométrico, g. Ver ecuación 2. M_{sh} = 62.10 g

La tabla 4 muestra los porcentajes de suelo que permanece en suspensión al nivel en que el hidrómetro mide la densidad de la suspensión, P%

Tabla 4. Porcentajes de suelo que permanece en suspensión al nivel en que el hidrómetro mide la densidad de la suspensión, P%

Tiempo, min	Rr	Temp. °C	Ct, °C	Cd	Rc	P%
2	28	26	+1.65	7	22.65	37.35
5	25	26	+1.65	7	19.65	32.40
15	21	26	+1.65	7	15.65	25.81
30	18	26	+1.65	7	12.65	20.86
60	16	26	+1.65	7	10.65	17.56
250	11	26	+1.65	7	5.65	9.32
1440	8	26	+1.65	7	2.65	4.37

e. Determinación del suelo que permanece en suspensión, porcentaje que pasa, referido al material que pasa la malla No. 200 (0.075 mm)

$$P_p = \frac{P}{100} \times \% \text{ que pasa la malla No. 200} \quad (\text{EC. 7})$$

donde:

Pp : Porcentaje de suelo que permanece en suspensión al nivel en que el hidrómetro mide la densidad de la suspensión, %

P: Porcentaje de suelo que permanece en suspensión al nivel en que el hidrómetro mide la densidad de la suspensión, %

La tabla 5 muestra los valores P y Pp para cada lectura del hidrómetro en un tiempo dado.

Tabla 5. Valores P y Pp para cada lectura del hidrómetro en un tiempo dado.

Tiempo, min	P%	Pp%
2	37.35	21.89
5	32.40	18.99
15	25.81	15.13
30	20.86	12.23
60	17.56	10.29
250	9.32	5.46
1440	4.37	2.56

NOTA: Los valores P% fueron tomados de la tabla 4 del literal “d”.

f. Determinación del valor de la lectura “R” del hidrómetro, corregida por menisco

$$R = R_r + C_m \quad (\text{EC. 8})$$

donde:

R: Lectura del hidrómetro corregida por menisco, g/l

Rr: lectura real del hidrómetro, tomada durante el ensayo, g/l

Cm: corrección por menisco, g/l

$$C_m = L_3 - L_4 \quad (\text{EC. 9})$$

donde:

L_3 : lectura en la parte superior del menisco, sólo con agua

L_4 : lectura en la parte inferior del menisco, sólo con agua

$$C_m = -2 - (-1) = |-1|$$

$$C_m = 1$$

La tabla 6 muestra el valor de lectura “R” corregida por menisco, para cada tiempo de lectura.

Tabla 6. Valores de lectura “R” corregida por menisco para cada tiempo de lectura.

Tiempo, min	Rr	Cm	R
2	28	1	29
5	25	1	26
15	21	1	22
30	18	1	19
60	16	1	17
250	11	1	12
1440	8	1	9

g. Determinación de la distancia de caída de las partículas o profundidad efectiva, L

NOTA: La profundidad efectiva, L, puede ser calculado con fórmula, sin embargo,

se usó la tabla 7 para el mismo propósito.

Tabla 7 Profundidad efectiva en función del tipo de hidrómetro y la lectura del hidrómetro “R” corregida por menisco.
Fuente: tabla 3.8 de norma ASTM D422-63, vol. 04-06

Tiempo, min	R	L
-------------	---	---

2	29	11.5
5	26	12.0
15	22	12.7
30	19	13.2
60	17	13.5
250	12	14.3
1440	9	14.8

h. Diámetros de las partículas del suelo

$$D = K \cdot \sqrt{\frac{L}{t}} \quad \text{Ley de Stokes} \quad (\text{EC. 10})$$

donde:

K: constante que depende de la temperatura de la suspensión y gravedad específica de las partículas del suelo, ver tablas 8 y 9.

L: distancia desde la superficie de la suspensión hasta el nivel en el que la densidad ha sido determinada, profundidad efectiva L, cm. Ver tabla 7.

t: intervalo de tiempo desde el inicio de la sedimentación hasta el registro de la lectura, en minutos.

Tabla 8. Valores de “K” para el cálculo del diámetro de la partícula del análisis hidrométrico

<i>Temperatura, °C</i>	<i>Gravedad específica de las partículas del suelo</i>	
	<i>2.50</i>	<i>2.55</i>
<i>26</i>	<i>0.01334</i>	<i>0.01312</i>

Interpolando para $G_s = 2.53$ y temperatura de 26°C , se obtiene $K = 0.013208$. Ver tabla 9

Tabla 9. Valores de “K” que depende de la temperatura de la suspensión y gravedad específica de las partículas del suelo.

Tiempo, min	L	Temp. °C	K	D, mm
2	11.5	26	0.013208	0.032
5	12.0	26	0.013208	0.020
15	12.7	26	0.013208	0.012
30	13.2	26	0.013208	0.009
60	13.5	26	0.013208	0.006
250	14.3	26	0.013208	0.003
1440	14.8	26	0.013208	0.001

6. Análisis por tamizado de las partículas que pasan el tamiz No. 10 (2.00 mm)

La tabla 10 muestra las fórmulas utilizadas para calcular los porcentajes retenidos parciales y acumulados, porcentaje de suelo que pasa cada malla y el porcentaje que pasa referido a la muestra total. En este caso, como toda la muestra de suelo pasa la malla No. 10, el porcentaje que pasa es igual al porcentaje que pasa referido a la muestra de suelo total.

Tabla 10. Tabla de análisis granulométrico de los granos de suelo que pasan el tamiz No. 10 (2.00 mm)

	B	D	E		F	G	H
105	Malla No.	Masa retenida, g	% Retenido		% Pasante	% Pasante referido de muestra total	
106			Parcial	Acumulado			
107	10	0	$=+D107/\$D\$114*100$	$=+E107$	$=100-F107$	$=+G107*\$G\$107/100$	
108	20	0	$=+D108/\$D\$114*100$	$=+F107+E108$	$=100-F108$	$=+G108*\$G\$107/100$	
109	40	0.45	$=+D109/\$D\$114*100$	$=+F108+E109$	$=100-F109$	$=+G109*\$G\$107/100$	
110	60	7.42	$=+D110/\$D\$114*100$	$=+F109+E110$	$=100-F110$	$=+G110*\$G\$107/100$	
111	100	8.13	$=+D111/\$D\$114*100$	$=+F110+E111$	$=100-F111$	$=+G111*\$G\$107/100$	
112	200	9.7	$=+D112/\$D\$114*100$	$=+F111+E112$	$=100-F112$	$=+G112*\$G\$107/100$	
113	Pasa No200	$=+C103-SUMA(D107:D112)$	$=+D113/\$D\$114*100$	$=+F112+E113$			
114	Total	$=+SUMA(D113,D107:D112)$					

7. Elaboración del gráfico del análisis granulométrico (tamizado e hidrometría)

En el eje de las abscisas y escala logarítmica, se trazan las aberturas de las mallas y los diámetros de los granos D , en el eje de las ordenadas, los porcentajes de suelo que pasan cada una de las mallas y los valores $P_p\%$, en una escala aritmética.

ANALISIS GRANULOMETRICO (HIDROMETRIA)

ASTM D 422 (AASHTO T 27)

TRABAJO DE GRADUACIÓN: PROPUESTA DE SOLUCIONES TEMPRANAS CON OBRAS DE INGENIERIA DE BAJO COSTO PARA MITIGACION DE RIESGOS Y CONTROL DE VULNERABILIDAD EN ZONAS DE DESLIZAMIENTOS EN LADERAS DE MONTAÑAS Y VOLCANES EN EL SALVADOR					Muestra No. 2/2	
Estación:	Lateral:	Profundidad:	Fecha Muestreo:	Fecha Ensayo:	Laboratorista:	Revisó:
---	---	6.5 - 7.0 m	22/04/12	18/07/12	JLCC; NEMS	Msc. REGG

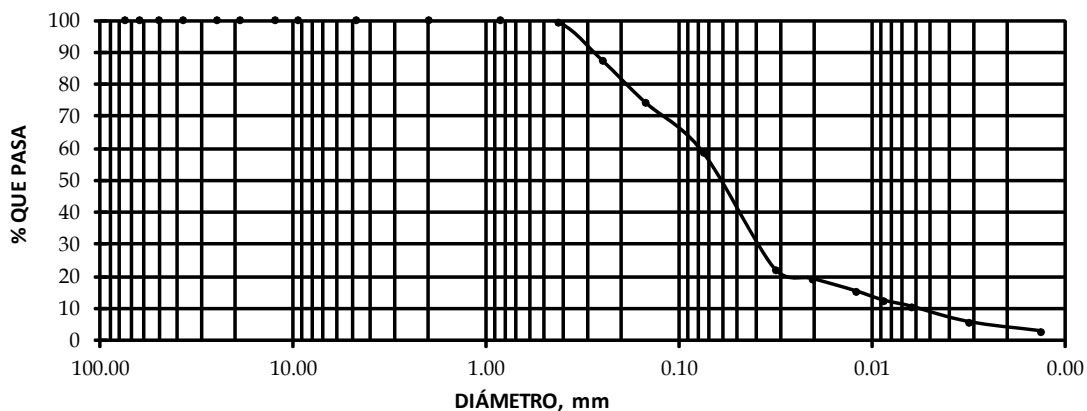
Peso Bruto Seco (gr): 77.30 Tara (gr): 15.20 Peso Neto Seco (gr): 62.10

MATERIAL GRUESO **PSC (gr):** 62.10

Malla	Peso Seco Retenido Parcial	% Retenido Parcial	% Retenido Acumulado	% Que Pasa la Malla	Observaciones
3"	0	0.0	0.0	100.0	Contenido de Humedad PH + Tara (grs): 0.00 PS + Tara (grs): 0.00 Humedad grs): 0.00 PS Neto (grs): 0.00 Peso Tara (grs): 0.00 Humedad (%): 0.00 MUESTRA SECADA AL HORNO
2 1/2"	0.0	0.0	0.0	100.0	
2"	0.0	0.0	0.0	100.0	
1 1/2"	0.0	0.0	0.0	100.0	
1"	0.0	0.0	0.0	100.0	
3/4"	0.0	0.0	0.0	100.0	
1/2"	0.0	0.0	0.0	100.0	
3/8"	0.0	0.0	0.0	100.0	
No. 4	0.0	0.0	0.0	100.0	
Pasa No. 4	0.0	0.0			
SUMAS	0.0				

MATERIAL TAMIZADO POR MALLA No.4 Peso Neto (gr): 62.10 **PSC (gr):** 62.10

Malla	Peso Seco Retenido Parcial	% Retenido Parcial	% Retenido Acumulado	% Que Pasa la Malla	Observaciones
No. 10	0.00	0.00	0.00	100.00	GRAVA 0.00% ARENA 41.38% FINOS 58.62%
No. 20	0.00	0.00	0.00	100.00	
No. 40	0.45	0.72	0.72	99.28	
No. 60	7.42	11.95	12.67	87.33	
No. 100	8.13	13.09	25.76	74.24	
No. 200	9.70	15.62	41.38	58.62	
Pasa No. 200	36.40	58.62	100.00	0.00	
SUMAS	62.10	100.00			



DETERMINACION DEL LÍMITE LÍQUIDO, LÍMITE PLÁSTICO E ÍNDICE DE PLASTICIDAD DE LOS SUELOS (ASTM D 4318-00)

MEMORIA DE CÁLCULO

1. Límite líquido, LL. Método A (múltiples puntos)

- Con la ecuación 1, se determinan las humedades para cada punto o muestra de suelo con diferente número de golpes, N, ver tabla 1. Los valores numéricos de los contenidos de humedad, en porcentaje, se muestran en la tabla 2.

$$\omega_{\%} = \frac{M_{h+r} - M_{s+r}}{M_{s+r} - M_r} \times 100\% = \frac{M_w}{M_s} \times 100\% \quad (\text{EC. 1})$$

donde:

$\omega_{\%}$: contenido de humedad, %

M_{h+r} : masa del suelo húmedo + recipiente, g

M_{s+r} : masa del suelo secado al horno + recipiente, g

M_r : masa del recipiente, g

M_w : masa de agua ($M_w = M_{h+r} - M_{s+r}$), g

M_s : masa de suelo seco o peso seco ($M_s = M_{s+r} - M_r$), g

- Se construye la curva de fluidez en papel semilogarítmico, graficando los contenidos de agua $\omega_{\%}$ en el eje de las ordenadas, en escala aritmética y el número

correspondiente de golpes N de cada muestra como abscisas, en escala logarítmica.

Después se traza la mejor recta que una los puntos graficados.

Tabla 1. Fórmulas utilizadas para determinar el contenido de humedad de una muestra de suelo secada al horno, según ASTM D 2216.

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P	Q	R	S	T	
8													LIMITE LIQUIDO								
9	No. de Golpes								35					28					17		
10	Cápsula No.								0-12				1	E							
11	Peso Húmedo + Tara								37.1					29.2					25.8		
12	Peso Seco + Tara								33.4					25.8					23.4		
13	Peso Agua								=I11-I12				=M11-M12				=Q11-Q12				
14	Peso Tara								27.94					20.8					19.9		
15	Peso Seco								=I12-I14				=M12-M14				=Q12-Q14				
16	Contenido de Agua %								=I13/I15				=M13/M15				=Q13/Q15				

Tabla 2. Valores numéricos de los contenidos de agua, en porcentaje, para cada punto o muestra de límite líquido. LIMITE LIQUIDO			
No. de Golpes	35	28	17
Cápsula No.	0-12	1	E
Peso Húmedo + Tara	37.10	29.20	25.80
Peso Seco + Tara	33.40	25.80	23.40
Peso Agua	3.70	3.40	2.40
Peso Tara	27.94	20.80	19.90
Peso Seco	5.46	5.00	3.50
Contenido de Agua %	67.8%	68.0%	68.6%

- Se selecciona la abscisa de 25 golpes e intercepta con la línea recta que une los puntos, se ubica el contenido de humedad correspondiente en el eje de las ordenadas y se registró como el valor del límite líquido de 68.2%, ver figura 1.

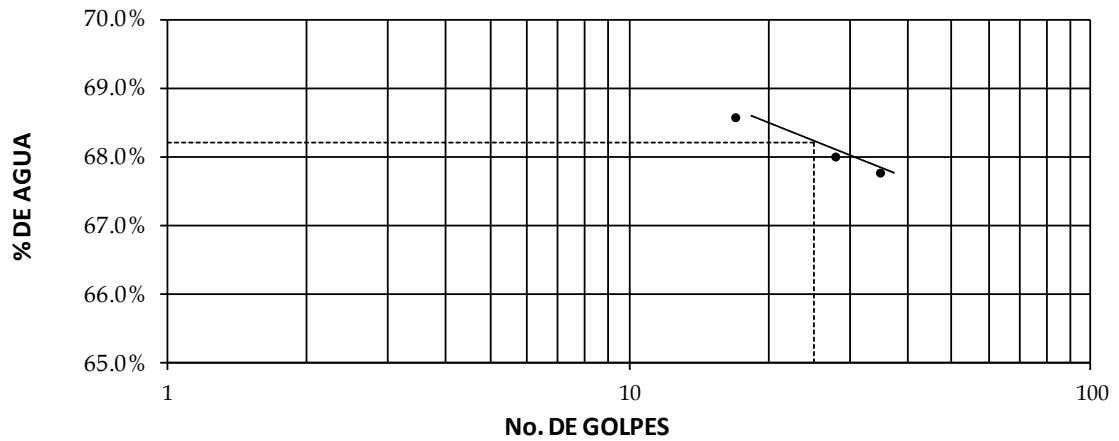


Figura 1. Curva de fluidez del límite líquido.

2. Límite plástico, LP

Se calcula el promedio de las humedades¹⁷ correspondientes a las tres muestras del límite plástico. La tabla 3 presenta los valores numéricos de los contenidos de agua, en porcentaje, para cada muestra del límite plástico, también, muestra el promedio de humedades, que es el valor del límite plástico de 31.4%

Tabla 3. Valores numéricos de los contenidos de agua, en porcentaje, para cada muestra del límite plástico, además, promedio de humedades, que es el valor del límite plástico.

LÍMITE PLÁSTICO			
No. de Golpes			
Cápsula No.	0-11	C	P
Peso Húmedo + Tara	28.30	27.10	25.30
Peso Seco + Tara	25.40	24.80	23.00
Peso Agua	2.90	2.30	2.30
Peso Tara	20.40	20.60	19.20
Peso Seco	5.00	4.20	3.80
Contenido de Agua %	58.0%	54.8%	60.5%
Promedio, %	31.4		

¹⁷ Cada humedad fue calculada con la ecuación 1.

3. Índice de plasticidad, IP

$$IP = LL - LP$$

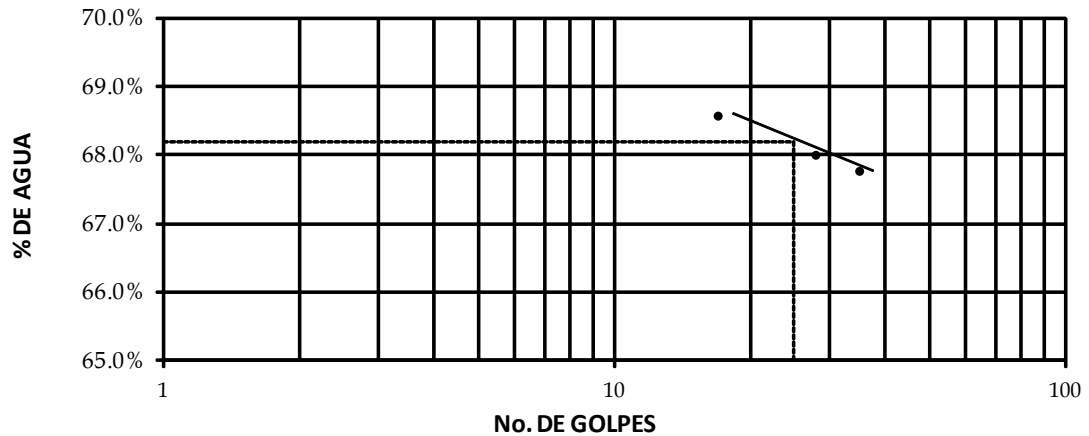
(EC. 2)

$$IP = 68.2 - 57.8$$

$$IP = 10.4 \approx 10\%$$

LÍMITES DE ATTERBERG						
ASTM D 4318 (AASHTO T 89, T 90)						
TRABAJO DE PROPUESTA DE SOLUCIONES TEMPRANAS CON OBRAS DE INGENIERIA DE BAJO GRADUACIÓN: COSTO PARA MITIGACION DE RIESGOS Y CONTROL DE VULNERABILIDAD EN ZONAS DE DESLIZAMIENTOS EN LADERAS DE MONTAÑAS Y VOLCANES EN EL SALVADOR						Muestra No. 1
Método: A	Lateral: ---	Profundidad: 6.5 - 7.0 m	Fecha Muestreo: 22/04/12	Fecha Ensayo: 25/04/12	Laboratorista: JLCC; NEMS	Revisó: M.Sc. REGG

No. de Golpes	LÍMITE LÍQUIDO			LÍMITE PLÁSTICO		
	35	28	17			
Cápsula No.	0-12	1	E	0-11	C	P
Peso Húmedo + Tara	37.10	29.20	25.80	28.30	27.10	25.30
Peso Seco + Tara	33.40	25.80	23.40	25.40	24.80	23.00
Peso Agua	3.70	3.40	2.40	2.90	2.30	2.30
Peso Tara	27.94	20.80	19.90	20.40	20.60	19.20
Peso Seco	5.46	5.00	3.50	5.00	4.20	3.80
Contenido de Agua %	67.8%	68.0%	68.6%	58.0%	54.8%	60.5%



LÍMITE LÍQUIDO	68.2%
LÍMITE PLÁSTICO	57.8%
ÍNDICE DE PLASTICIDAD	10.4%

DETERMINACION DE LA GRAVEDAD ESPECÍFICA DE LOS SÓLIDOS DEL SUELO POR EL MÉTODO DEL PICNÓMETRO CON AGUA (ASTM D 854-02)

MEMORIA DE CÁLCULO

METODO B

1. Calibración del matraz

NOTA: Los matraces no fueron calibrados, ya que existen cartas de calibración para cada matraz utilizado en el ensayo, ver cartas de calibración para matraz M-4 y M-5.

En la carta de calibración de cada matraz, se ubica la temperatura de ensayo, T_e , sobre el eje de las abscisas, se proyecta hasta interceptar la gráfica y se proyecta sobre el eje de las ordenadas para leer el peso del matraz más agua, aforado, a la temperatura de ensayo. El valor de calibración para los matraces M-4 y M-5 a temperatura de ensayo $T_e = 27^\circ\text{C}$, fue 695.95g para ambos.

2. Determinación de la gravedad específica a temperatura de ensayo

$$G_{st} = \frac{\rho_s}{\rho_{w,t}} = \frac{M_s}{\left(M_{pwt} - (M_{pwst} - M_s) \right)} \quad (\text{EC. 1})$$

donde:

G_{st} : gravedad específica de los sólidos del suelo a la temperatura de ensayo

ρ_s : densidad de los sólidos del suelo, Mg/m^3 ó g/cm^3

$\rho_{w,t}$: densidad del agua a la temperatura de ensayo, g/ml ó g/cm^3 , ver tabla 1

M_s : masa de los sólidos del suelo secado en horno, g

M_{pwt} : masa del frasco volumétrico y agua a la temperatura de ensayo, g, ver carta de calibración para cada matraz.

M_{pwst} : masa del frasco volumétrico, agua y sólidos del suelo a la temperatura de ensayo, g. Pesado en el laboratorio

Tabla 1. Coeficiente de temperatura y densidad del agua para las temperaturas dadas.
Fuente: ASTM D 854-02, volumen 04.08

Temperatura, °C	Densidad del agua, g/ml	Coeficiente de temperatura, K
27	0.99652	0.99831

3. Determinación de la gravedad específica de los sólidos del suelo a 20°C

NOTA: Toda la muestra de suelo pasó el tamiz No. 4, por lo que no se debe hacer

corrección de la gravedad específica debido a suelo retenido en la malla No. 4

$$G_{s\ 20^{\circ}\ C} = K \cdot G_{st} \quad (\text{EC. 2})$$

donde:

$G_{s\ 20^{\circ}\ C}$: gravedad específica de los sólidos del suelo a 20°C

K: coeficiente de temperatura del agua a cierta temperatura, ver tabla 1

G_{st} : gravedad específica de los sólidos del suelo a la temperatura de ensayo, ver ecuación 1

La tabla 2 muestra las fórmulas utilizadas para calcular la gravedad específica a temperatura de ensayo, G_{st} , y la gravedad específica a 20°C, $G_{s\ 20^{\circ}\ C}$. La gravedad específica promedio a temperatura de 20°C está basada en 2 muestras ensayadas.

Tabla 2. Fórmulas utilizadas para calcular la gravedad específica a temperatura de ensayo, Gt, y gravedad específica a 20°C

	B	C	D	F	G
27	Gravedad Específica				
28	Temperatura de ensayo (Te)		°C	27	27
29	Densidad del agua a temperatura de ensayo*		g/ml	0.99652	0.99652
30	Masa del picnómetro+suelo+agua a Te		g	744.4	742.3
31	Masa del picnómetro+agua a Te (carta de calibración matraz)		g	695.95	695.95
32	No. de charola			1412	146
33	Masa de charola		g	29.24	27.22
34	Masa de sólidos del suelo seco + recipiente		g	109.4	103.59
35	Masa de los sólidos del suelo		g	=+F34-F33	=+G34-G33
36	Gravedad específica a temperatura de ensayo (Gt)			=+F35/(F35+F31-F30)	=+G35/(G35+G31-G30)
37	Coefficiente de temperatura*		K	0.99831	0.99831
38	Gravedad específica a temperatura de 20°C		(Gs)	=+F36*F37	=+G36*G37
39	Gravedad específica promedio a temperatura de 20°C		(Gs)	=+PROMEDIO(F38:G38)	

A continuación se presenta la hoja resumen, ver siguiente página, para determinar la gravedad específica de los sólidos del suelo por el método de matraz más agua.

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
 FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
 ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL
 LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES
 "ING. MARIO ANGEL GUZMAN URBINA"

**DETERMINACIÓN DE LA GRAVEDAD ESPECÍFICA DE LOS SÓLIDOS DEL SUELO
 POR EL MÉTODO DEL MATRAZ CON AGUA
 (BASADA EN ASTM D 854-02)**

Lugar de procedencia:	Cárcava Comasagua	Fecha:	26/04/2012
Clasificación del suelo:	MH	No. ensayo:	1
Método de ensayo:	B	Laboratoristas	Jorge Chicas;
No. de muestra:	1	y cálculo:	Nazira Saravia
		Revisó:	Msc. Rogelio Godínez

Calibración del matraz

No. De picnómetro	M-4	M-5
Masa de matraz g	---	---
Temperatura de calibración °C	---	---
Masa de picnómetro+agua a temperatura de calibración g	---	---
Densidad del agua a temperatura de calibración g/ml	---	---
Volumen del picnómetro ml	---	---
Volumen promedio del picnómetro ml	---	---

NOTA: SE USÓ CARTA DE CALIBRACIÓN EXISTENTE EN VEZ DE CALIBRAR EL MATRAZ PREVIO A ENSAYO

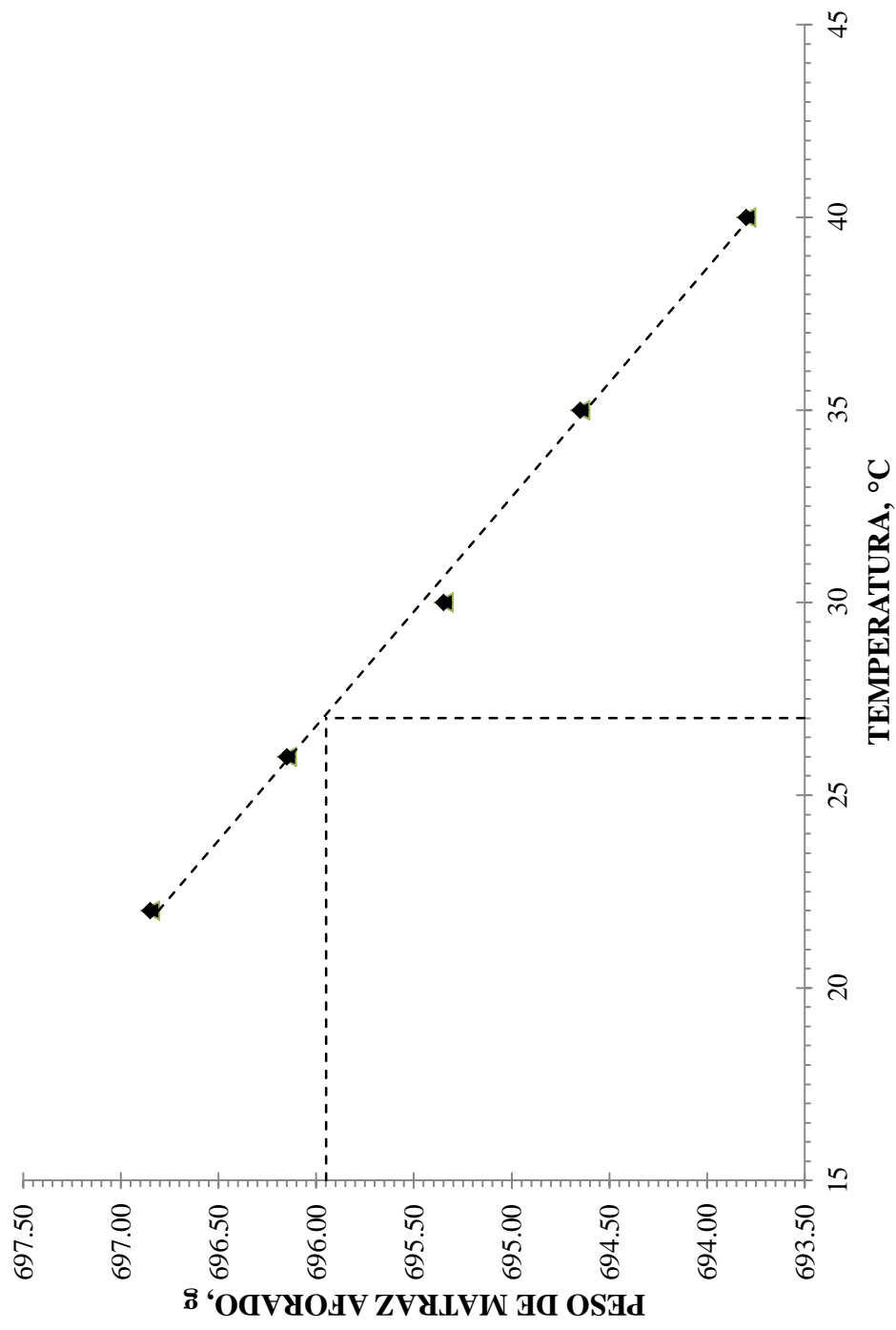
Gravedad Específica

Temperatura de ensayo (Te) °C	27.0	27.0
Densidad del agua a temperatura de ensayo* g/ml	0.99652	0.99652
Masa del picnómetro+suelo+agua a Te g	744.4	742.3
Masa del picnómetro+agua a Te (carta de calibración matraz) g	695.95	695.95
No. de charola	14-12	14-6
Masa de charola g	29.24	27.22
Masa de sólidos del suelo seco + recipiente g	109.4	103.59
Masa de los sólidos del suelo g	80.16	76.37
Gravedad específica a temperatura de ensayo (Gt)	2.53	2.54
Coefficiente de temperatura*, K	0.99831	0.99831
Gravedad específica a temperatura de 20°C (Gs)	2.52	2.54
Gravedad específica promedio a temperatura de 20°C (Gs)	2.53	

Observaciones: * Fuente: tabla 5.2 norma ASTM D854-02, volumen 04.08

1 ml = 1cm³

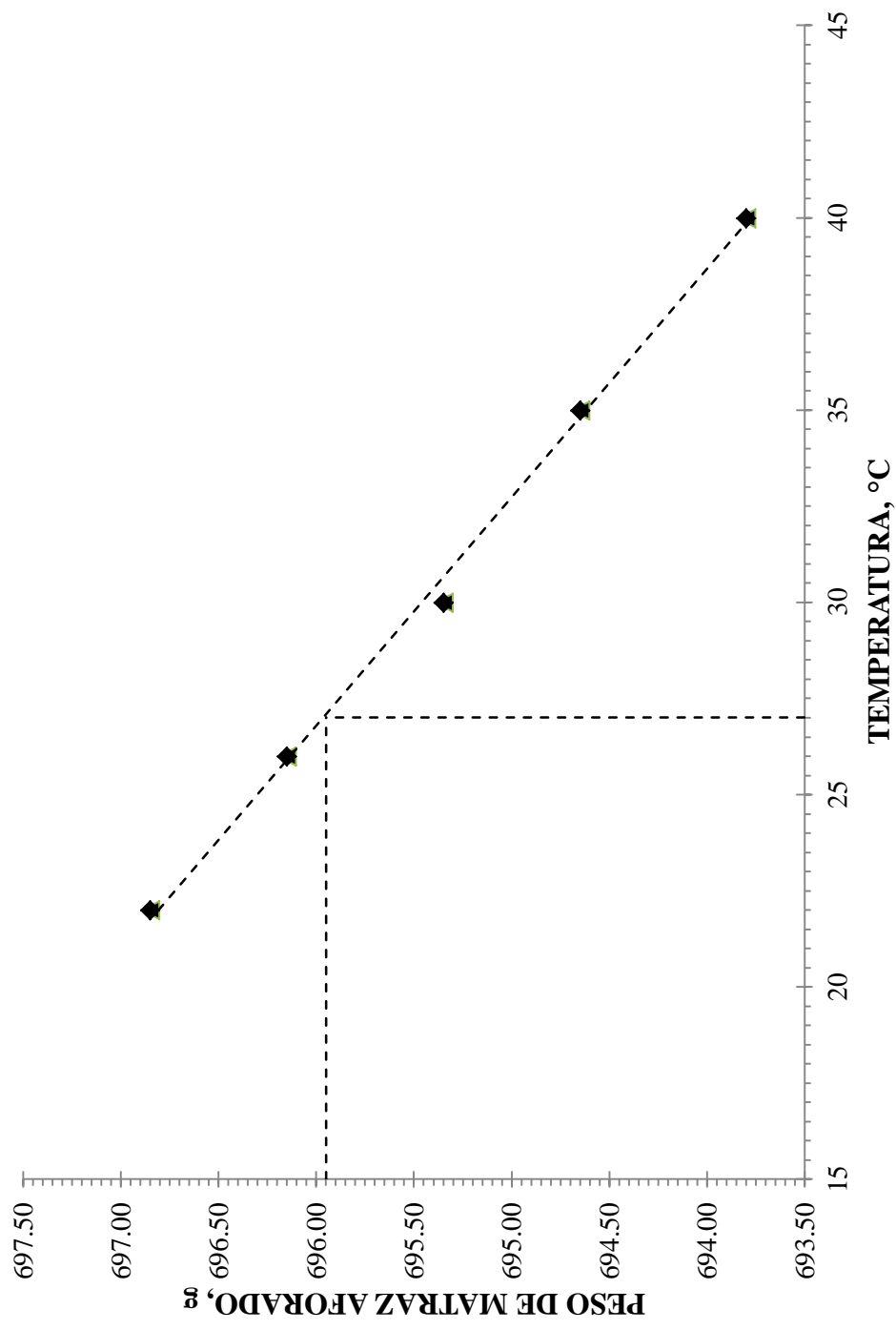
CARTA DE CALIBRACIÓN MATRAZ M-4 11/06/07



Universidad de El Salvador
Laboratorio de Suelos y Materiales
"Ing. Mario Angel Guzmán Urbina"

Fecha de calibración: junio de 2007
Revisó: Ing. Landaverde

CARTA DE CALIBRACIÓN MATRAZ M-5 11/06/07



Universidad de El Salvador
Laboratorio de Suelos y Materiales
"Ing. Mario Angel Guzmán Urbina"

Fecha de calibración: junio de 2007
Revisó: Ing. Landaverde

ANEXO 4

Procedimientos de ensayos

DETERMINACION DEL TAMAÑO DE LAS PARTÍCULAS DE SUELOS, SEGÚN MÉTODO DE PRUEBA ASTM D 422. HIDROMETRIA

PROCEDIMIENTO DE LABORATORIO

1. Objetivo

- Explicar en forma general el procedimiento desarrollado en laboratorio para determinar el tamaño de las partículas de suelo, con énfasis en los granos finos.

2. Resumen del método

Una muestra representativa de suelo fue tamizada¹⁸ en la malla No. 10, abertura 2.00 mm, los granos menores que 2.00mm se mezclaron con una solución de Hexametafostato de Sodio y agua, dejando que la lechada reposara 16 horas, luego, se hicieron correcciones por menisco, en probeta sólo con agua, y corrección por defloculante, probeta sólo con agua y luego con la solución, a continuación, se agitó la lechada, en una batidora, para ser introducida en una probeta con 875ml de agua e iniciar las lecturas, en la escala del hidrómetro 152H, respecto al tiempo transcurrido. Los tamaños de las partículas menores que 0.075mm, pasan la malla No.200, se determinaron con el principio de sedimentación y ley de Stokes; las partículas arenosas, menores que 4.75mm y mayores que 0.075mm, fueron tamizadas de malla No.10 a No.200; finalmente, se determinó la masa de suelo seco retenida en cada malla.

¹⁸ Toda la muestra de suelo pasó la malla No. 10.

3. Material y equipo

- Muestra de suelo representativa de campo, secada al horno.
- Agente defloculante: solución de Hexametáfosfato de Sodio, proporción 40 g/l de solución.
- Agua destilada.
- Balanza de triple brazo, precisión 0.01 g.
- Batidora.
- Varilla de vidrio para agitar la lechada.
- Hidrómetro 152H.
- 2 Probetas, capacidad 1000ml cada una.
- Un beaker, capacidad 400ml.
- Un termómetro, precisión 0.1°C.
- Juego de tamices¹⁹ No.4, 10, 20, 40, 60, 100, 200, tapa y fondo.
- Vibrador eléctrico, Rop – Tap, para tamizar la muestra de suelo seco.
- Cronómetro.
- Horno de secado.
- Misceláneos.

Piseta, brocha delgada, cuchara de albañil, franela, cucharón, charolas, guantes de hule, bandejas, otros.

La figura 1 muestra parte del equipo necesario para realizar el ensayo hidrométrico.

¹⁹ No se utilizaron tamices de mayor abertura debido a que todo el suelo pasó la malla No.10.

4. Procedimiento de ensayo

- a. Se expuso al aire, la muestra de suelo extraída de campo, hasta que secó parcialmente, se desmenuzaron grumos y terrones, usando guantes de hule, para secar al horno la muestra de suelo.



Figura 1 Equipo utilizado para realizar el ensayo hidrométrico.

- b. La muestra de suelo, secada al horno, fue reducida por cuarteo²⁰ manual a una cantidad representativa²¹, ver figura 2.



Figura 2 Reducción por cuarteo manual, de la muestra representativa de campo, a tamaño de prueba.

²⁰ Según ASTM C 702-01, método B.

²¹ Para suelos arcillosos y limosos, la masa mínima a ensayar, que pasa el tamiz No. 10, debe ser 65 g, de esa masa, 10 a 15 g son para determinar humedad higroscópica,

- c. Toda la muestra reducida, a tamaño de ensayo, fue tamizada en la malla No. 10; los grumos retenidos fueron desmenuzados hasta separarlos en granos individuales, después, fueron tamizados nuevamente en la misma malla.

NOTA: No se determinó la humedad higroscópica debido a que el suelo utilizado en el ensayo fue secado al horno, casi inmediatamente después de sacarlo del horno, solamente se dejó enfriar un poco, se determinó la masa de suelo seco a ensayar, se mezcló con la solución, reposando durante 16 horas. Todo el suelo pasó el tamiz No.10.

- d. Se preparó la solución dispersante, defloculante, determinando 40 g de Hexametáfosfato de Sodio, en una balanza de precisión 0.01 g, ver figura 3.



Figura 3 Determinación de la masa de Hexametáfosfato de Sodio.

- e. Se llenó parcialmente con agua, hasta la mitad de la probeta de 1000 ml, y fue agregado el defloculante, ver figura 4.
- f. La solución fue agitada hasta que el defloculante se disolvió completamente, luego se agregó agua hasta completar los 1000 ml.



Figura 4 Mezcla del agua con el defloculante blanco para formar la solución dispersante.

- g. Se determinó la corrección por menisco, limpiando con alcohol la superficie del vástago del hidrómetro y sumergiéndolo en una probeta de 1000 ml llena con agua destilada, después, se tomaron y registraron dos lecturas en la escala graduada del hidrómetro, la primera en la parte superior del menisco y la segunda en la parte inferior, siguiendo la superficie horizontal del agua.
- h. Se determinó la corrección por defloculante, limpiando con alcohol la superficie del vástago del hidrómetro y sumergiéndolo en una probeta de 1000 ml parcialmente llena con agua destilada, posteriormente, se tomó una lectura en la parte inferior del menisco y en la escala graduada del hidrómetro, luego se extrajo el hidrómetro de la probeta; después, se agregaron 125 ml de solución dispersante en la probeta, ver literales “e”, “f” y “g”, completando el llenado de la probeta con agua; se agitó la solución para luego sumergir nuevamente el

hidrómetro, registrando la nueva lectura, leída en la parte inferior del menisco y sobre la escala graduada del hidrómetro.

- i. Las correcciones por temperatura fueron realizadas en una probeta de control de 1000 ml, completamente llena con 875 ml de agua y 125 ml de solución, preparada en el literal “g”. Se sumergió el termómetro en la probeta de control, tomando las temperaturas correspondientes a cada una de las lecturas del hidrómetro durante el ensayo, registrándolas en la hoja de datos.
- j. Se colocaron 62.10 g de suelo seco, en un beaker de 400 ml, agregando 125 ml de solución dispersante, preparado en los literales “e”, “f” y “g”, después se agitó con una varilla de vidrio hasta que se formó una lechada, dejándola reposar al menos 16 horas, ver figura5.



Figura 5 Mezcla de la muestra de suelo con 125 ml de solución dispersante y reposo durante 16 horas.

- k. Se transfirió la lechada a la batidora, enjuagando con agua destilada, cualquier remanente de suelo en el beaker, después se agregó agua destilada a un nivel de 2/3 del vaso de la batidora y se agitó durante un minuto, ver figura 6.



Figura 6 Transferencia de la lechada al vaso de la batidora para iniciar el mezclado mecánico por un minuto.

- l. Inmediatamente después, se transfirió la lechada a una probeta graduada de 1000 ml, llenándola con agua destilada y enjuagando el vaso para prevenir pérdida de granos de suelo remanente.
- m. La probeta se tapó con la palma de la mano, luego se agitó durante un minuto, haciéndola girar²² en un plano vertical de 180° y asegurándose que las partículas remanentes de suelo en el fondo de la probeta, se desprendieran durante el proceso de agitado.
- n. Se colocó la probeta con la lechada, sobre una mesa fija y se activó simultáneamente el cronómetro.
- o. Se tomaron las lecturas del hidrómetro después de 2, 5, 15, 30, 60, 250 y 1440 minutos de activado el cronómetro, insertando cuidadosamente²³ el hidrómetro unos 20 a 25 segundos antes de cada lectura.

²² El número de giros durante el minuto fue de unos 60, contando hacia arriba y abajo como dos giros.

²³ El hidrómetro no debe hacer contacto con las paredes internas de la probeta y estar estabilizado al momento de hacer la lectura.

- p. Se introdujo, simultáneamente, el termómetro en la probeta de control, preparada en el literal “j”, para registrar la temperatura²⁴ en cada una de las mediciones del hidrómetro²⁵, con una precisión de 0.5°C, ver figura 7.



Figura 7 A la derecha se observa el termómetro inmerso en la probeta de control para leer la temperatura, en la probeta izquierda, lectura en la escala graduada del hidrómetro inmerso en la solución más suelo.

- q. Después de tomar la última lectura del hidrómetro, la lechada fue vertida en el tamiz No.200, abertura 0.075 mm.
- r. Se lavó, con agua del grifo, el suelo retenido en el tamiz No. 200, hasta que el agua de lavado se observara transparente.

24 Se verificó que la diferencia de temperaturas entre la probeta de control y la que contenía la lechada, no fue mayor que 1.0°C.

25 Se recomienda mantener el hidrómetro limpio e inmerso en la probeta de control mientras no se tomen las lecturas.

- s. El suelo retenido en la malla No. 200 fue depositado en una charola de masa conocida, luego se secó en un horno eléctrico a $110 \pm 5^{\circ}\text{C}$ durante al menos 16 horas, hasta registrar masa constante.
- t. Se ordenaron los tamices, de mayor a menor abertura, No. 10, 20, 40, 60, 100, 200 y fondo, después se depositó el suelo seco en la malla No. 10 y se puso la tapa.
- u. Se colocó el juego de tamices, conteniendo la muestra de suelo seco, en el Rop – Tap y se tamizó durante 3 minutos, ver figura 8.



Figura 8 Colocación de la muestra de suelo seco en la malla No. 10, antes de ser tamizado en el Rop-Tap.

- v. Se determinaron y registraron las masas retenidas en cada tamiz, utilizando una balanza de precisión 0.01 g. La figura 9 es la muestra de suelo seco sin tamizar, lado izquierdo, también presenta las fracciones de granos retenidos en las mallas No. 40, 60, 100, 200 y lo que pasa la No. 200, de izquierda a derecha.



Figura 9 A la izquierda, muestra de suelo seco sin tamizar, al lado derecho, se presentan las fracciones de granos retenidos en las mallas No. 40, 60, 100, 200 y lo que pasa la No. 200, de izquierda a derecha.

DETERMINACION DEL LÍMITE LÍQUIDO, LÍMITE PLÁSTICO E ÍNDICE DE PLASTICIDAD DE LOS SUELOS, BASADA EN ASTM D 4318-00

PROCEDIMIENTO DE LABORATORIO

1. Objetivo

- Explicar en forma general el procedimiento desarrollado en laboratorio para determinar el valor de los límites líquido, plástico e índice de plasticidad

2. Resumen del método

Una muestra de suelo seco fue cribada por el tamiz No. 40, abertura 0.425mm, para remover cualquier material retenido en él. El límite líquido fue determinado con la porción de suelo que pasó el tamiz No. 40, realizando ensayos en los que una cantidad de la muestra de suelo fue extendida en la Copa de Casagrande, luego es dividida en dos mitades, utilizando un ranurador, posteriormente sacudido el suelo por medio de golpes repetitivos proporcionados a la copa hasta que las dos mitades de la muestra se unan longitudinalmente una distancia de 1.3cm ó ½ pulgada. El cálculo del límite líquido determinado por el método A, múltiples puntos, requirió al menos tres ensayos sobre un rango de contenidos de humedad a ser realizados y cuyos datos fueron graficados y calculados para hacer una relación de la cual el límite líquido fue determinado. El límite plástico fue determinado, presionando y enrollando una porción pequeña de suelo plástico en forma de hilo, diámetro 3.2mm ó 1/8 pulgada, hasta que el contenido de agua en el suelo es reducido a un punto en el cual, éste se fisuró y desmoronó sin poder ser alargado por presión y enrollado. El

índice de plasticidad se calculó como la diferencia entre el límite líquido y el límite plástico.

3. Material y equipo

a. Límite Líquido

- Muestra de suelo representativa de campo, tamizada por la malla No 40, 4.75mm y secada al horno según ASTM D 2216
- Agua destilada o desmineralizada
- Copa Casagrande²⁶
- Calibrador metálico para ajustar la altura de caída de la copa
- Ranurador curvo
- Vidrio reloj
- Balanza de precisión 0.01 g
- Espátula de hoja corta
- Copa de porcelana para mezclado del material
- Horno de secado

Con regulador de temperatura, capaz de mantenerse a una temperatura de 110 ± 5 °C en toda la cámara de secado.

- Tamiz No. 40 (4.75 mm)
- Misceláneos

Bolsas plásticas, franelas, piseta, espátula de hoja corta, charolas, otros.

²⁶ Es un dispositivo mecánico, constituido de una copa de latón suspendida de un carruaje, diseñado para controlar su caída hacia una base de caucho duro. El dispositivo puede ser operado manualmente o por medio de un motor eléctrico.

b. Límite Plástico

- Placa de vidrio, dimensiones 30cm por lado y 1cm de espesor
- Misceláneos

Bolsas plásticas, franelas, espátula de hoja corta, charolas, vidrio reloj, otros.

La figura 1 muestra parte del equipo requerido para los ensayos de límite líquido y límite plástico.



Figura 1 Parte del equipo requerido para los ensayos de límite líquido y límite plástico.

4. Inspección de desgaste del equipo y calibración de la altura de caída de la copa

NOTA: La copa Casagrande satisfizo los requerimientos del equipo, para desgaste y altura de caída, según ASTM D 4318.

5. Procedimiento de ensayo para límite líquido, método “A”, múltiples puntos

- a. Se desmenuzaron los grumos y terrones en el suelo y toda la muestra se secó al horno, según ASTM D 2216.

- b. Luego de 24 horas de secado, se volvió a desmenuzar los grumos y terrones más pequeños y nuevamente se introdujo toda la muestra al horno por 24 horas.
- c. La muestra de suelo se tamizó en la malla No. 40, agitando el tamiz con las manos para asegurar la separación completa de la fracción más fina, los granos retenidos en esta malla fueron desmenuzados nuevamente y luego cribados, los granos retenidos²⁷ fueron descartados del ensayo.
- d. Se agregó agua para saturar la muestra de suelo, mezclando completamente, luego se dejó reposar al menos 16 horas en un recipiente de porcelana cubierto con una bolsa plástica.
- e. Se remezcló en forma completa la pasta de suelo, inmediatamente antes de iniciar el ensayo, ver figura 2.



Figura 2 Remezclado del suelo arcilloso previo a realizar ensayo de límite líquido.

- f. Se tomó con la espátula una porción de suelo y fue colocado en la copa de latón del dispositivo del límite líquido, distribuyéndola con el menor número de

²⁷ La primera malla en retener suelo fue la No 20

golpes con la espátula hasta que se obtuvo un espesor de unos 10mm como máximo y se dejó nivelada la superficie en el plano horizontal.

- g. Se guardó el resto de suelo húmedo en el recipiente de porcelana aislado con la bolsa plástica.
- h. Se dividió la masa de suelo en la copa, utilizando el ranurador curvo, perpendicular a la superficie de la copa, trazando una línea recta del punto más alto al punto más bajo en el borde de la copa, ver figura 3.



Figura 3 División en dos partes de la muestra de suelo para realizar límite líquido con diferente humedad para cada punto.

- i. Se usó una Copa Casagrande automática, por lo que sólo fue necesario visualizar el momento en que ambas partes de suelo separadas, se volvió a unir en 13mm longitudinales, en ese momento se detuvo el ensayo y se leyó la cantidad de golpes proporcionados, después se limpió la copa con una franela, ver figura 4.

- j. Si en el primer ensayo o punto, la cantidad de golpes fue menor que 15, entonces se secó parcialmente la muestra, por tanteo y observación, tomando con las manos la muestra de suelo y haciéndola una esfera que se rodaba entre las manos para así perder humedad.
- k. En el primer punto, si la cantidad de golpes fue de 15 a 25, entonces se tomó una porción del suelo de aproximadamente el ancho de la espátula y en ángulo recto de la sección de la ranura donde fluyó, luego se colocó en un vidrio reloj previamente determinado su masa, se pesó la masa de suelo mas recipiente y después se secó al horno según ASTM D 2216.



l.

Figura 4 Unión de unos 13mm en el corte, después de proporcionar los golpes.

- m. Se tomó la segunda porción de suelo, de la muestra restante en el recipiente de porcelana, esta muestra se secó más que la anterior, a modo que la cantidad de golpes dados en la copa Casagrande fuera de 20 a 30, luego se colocó en un vidrio reloj previamente determinado su masa, se pesó la masa de suelo mas recipiente y después se secó al horno según ASTM D 2216.

- n. Se extrajo una tercera porción de suelo, de la muestra restante en el recipiente de porcelana, esta tercera muestra se secó aun más que la anterior, a modo que la cantidad de golpes dados en la copa Casagrande fuera de 25 a 35, luego se colocó en un vidrio reloj previamente determinado su masa, se pesó la masa de suelo mas recipiente y después se secó al horno, según ASTM D 2216.

6. Procedimiento de ensayo para límite plástico

- a. Se tomaron al menos 20 g de suelo preparado para el ensayo del límite líquido.
- b. Se redujo la humedad del suelo hasta que tuvo una consistencia en la que pudo rolarse sin adherirse en las manos cuando sea extendido o se mezcle continuamente en la placa de vidrio.
- c. Fue seleccionada una porción de suelo entre 1.5 g y 2.0 g de la muestra de 20 g que se tomó anteriormente, literal a, y se formó una masa elipsoidal.
- d. El suelo se roló, colocándolo entre la palma de la mano o los dedos y la placa de vidrio con suficiente presión, hasta hacer un hilo de diámetro uniforme de unos 3.2mm máximo, a lo largo de su longitud en lapso no mayor que 2 minutos.
- e. Cuando el hilo de suelo tenía el diámetro de 3.2mm, se partió en varias porciones, que se juntaron y amasaron de nuevo hasta darle una forma elipsoidal, se continuaron rolando hasta que aparecieron grietas en los hilos o se quebró bajo la presión del amasado y ya no fue posible formarlo de nuevo con el diámetro de 3.2mm, ver figura 5.



Figura 5 Hilos de suelo resquebrajado para determinar el valor del límite plástico de las arcillas.

- f. Se reunieron las porciones de suelo resquebrajadas y fueron colocadas en un vidrio reloj, previamente determinado su masa, hasta que en el recipiente hubo por lo menos 6 g de suelo, ver figura 6



Figura 6 Determinación de la masa del vidrio reloj más los hilos de arcilla húmeda o con las muestras para determinar el límite líquido.

- g. Se repitieron los literales de “c” a “f” hasta que en el recipiente hubo por lo menos 6 g de suelo.
- h. Se repitió el proceso dos veces más.

- i. Las muestras de límite líquido y límite plástico fueron colocadas en una charola e introducidas, por al menos 16 horas, en un horno eléctrico a $110 \pm 5^{\circ}\text{C}$.
- j. Se pesaron las muestras de suelo seco mas vidrio reloj.
- k. Se calcularon las humedades para cada muestra de límite líquido y límite plástico, según ASTM D 2216.

**DETERMINACION DE LA GRAVEDAD ESPECÍFICA DE LOS SÓLIDOS DEL
SUELO POR EL MÉTODO DEL PICNÓMETRO CON AGUA
ASTM D 854-02**

PROCEDIMIENTO DE LABORATORIO

MÉTODO “B” (MUESTRA SECA)

1. Objetivos

- Determinar el valor de la gravedad específica de un suelo mediante los datos obtenidos durante el ensayo
- Explicar en forma general el procedimiento desarrollado en laboratorio para determinar el valor de la gravedad específica

2. Resumen del método “B”

En un matraz limpio, seco, previamente calibrado, ver cartas de calibración, se introduce en él una muestra de suelo seco, método B, luego se agrega agua hasta formar una lechada, se le extrae el aire atrapado mediante ebullición; se completa el llenado del matraz con agua desairada y se coloca en un recipiente de baño María durante la noche para alcanzar un equilibrio térmico. Se determina y registra la masa del picnómetro, suelo y agua, se mide la temperatura de la mezcla suelo-agua, dicha mezcla es colocada en una charola e introducida en un horno hasta obtener masa constante, es decir, la masa seca de los granos del suelo.

3. Material y equipo

- Muestra de suelo representativa de campo, tamizada por la malla No 4, 4.75mm.
- Agua destilada
- Frasco volumétrico o matraz
- Balanza con precisión 0.01 g
- Termómetro con precisión 1°C, profundidad de inmersión de 75mm
- Cocina de temperatura controlada
- Embudo
- Horno de secado

Con regulador de temperatura, capaz de mantenerse a una temperatura de 110 ± 5 °C en toda la cámara de secado.

- Tamiz No. 4 (4.75 mm)
- Misceláneos

Agitador mecánico, guantes de hule, franelas, piseta, espátula de hoja corta, beaker, charolas, otros.

4. Calibración del matraz

NOTA: Los matraces ya habían sido calibrados, por lo que se usó la carta de calibración para cada uno.

5. Procedimiento de laboratorio para suelo secado al horno, método “B”

- a. Se desmenuzaron los grumos en el suelo y toda la muestra se secó al horno, según ASTM D 2216.

- b. Luego de 24 horas de secado, se volvió a desmenuzar los grumos más pequeños y nuevamente se introdujo toda la muestra al horno por 24 horas.
- c. Después, se pesaron 81.00g y 77.00g de suelo, que pasó el tamiz No. 4, para las muestras colocadas en los matraces M4 y M5 respectivamente, ver figura 1.



Figura 1 Pesado y registro de las masas de arcilla, secadas al horno, previo a introducir a los matraces

- d. Las muestras de limos fueron introducidas en los matraces con ayuda de un embudo para evitar que granos del suelo quedaran en la garganta de los matraces, después, se vertió agua en el embudo para lavar los granos que le quedaron adheridos y agregarlos al interior de los matraces, ver figura 2.

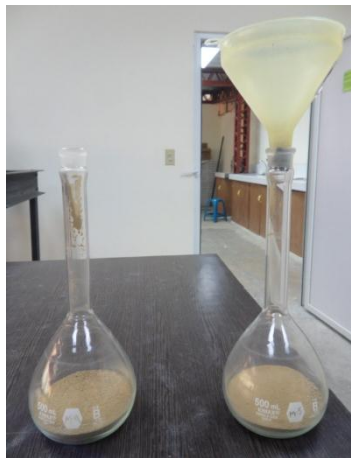


Figura 2 Introducción del suelo en cada matraz.

- e. Se agregó agua al matraz hasta un nivel de $\frac{1}{3}$ a $\frac{1}{2}$ de la altura del cuerpo principal de éste.
- f. Se agitó, en forma rotacional, el agua y suelo en los matraces hasta formar una lechada y se enjuagó dentro del matraz, cualquier partícula de suelo adherida al el interior del mismo.
- g. Luego, se desairó la lechada, extrayendo el aire atrapado por dos horas, a través de aplicar suficiente calor para mantener la ebullición de la misma y agitándola tanto como sea necesario, para prevenir que cualquier partícula de suelo se adhiera o seque en el vidrio del matraz sobre la superficie de la lechada en el frasco, ver figura 3.



Figura 3 Aplicación de calor para extraer el aire del suelo.

- h. El agua evaporada dentro de los matraces era agregada con agua hervida del recipiente en el que estaban los matraces durante la ebullición.
- i. Los matraces con agua hervida y suelo, termómetro y beaker con agua desairada, fueron introducidos en la cocina de temperatura controlada, llena con

agua a 27°C, para los matraces M4 y M5. Se dejaron en equilibrio térmico unas 24 horas, ver figura 4.



Figura 4 Baño María durante 24 horas para lograr equilibrio térmico, posterior a desairado.

- j. Se retiraron los matraces del baño María en la cocina de temperatura controlada, manipulándolos por el borde superior, cuello de los matraces, para evitar cambios en el equilibrio térmico y se colocaron sobre una franela mientras se realizaron ajustes al nivel de agua en la marca de calibración²⁸ de los matraces. Cuando fue necesario agregar agua, se utilizó la contenida en el beaker, que fue agua desairada y en equilibrio térmico.
- k. El borde y exterior de los matraces fueron secados con otra franela seca.
- l. Se pesó y registró la masa del matraz, suelo y agua a temperatura de ensayo, ver figura 5.

²⁸ El ajuste al nivel del agua en la marca de calibración fue adecuado cuando el nivel inferior del menisco coincidió con el de la marca de calibración.



Figura 5 Determinación del peso de matraz, suelo y agua a temperatura de ensayo.

- m. Se leyó y registró la temperatura de ensayo, T_e , con precisión 0.1°C , usando el termómetro térmicamente equilibrado en el baño María, ver figura 6.



Figura 5 Verificación de temperatura de ensayo²⁹.

- n. La lechada al interior de los matraces, fue vertida en charolas previamente pesadas, sin derramar muestra de suelo y lavando las paredes internas de los matraces, agregando estos granos a las charolas; cuando los granos se

²⁹ Se comprobó al introducir el termómetro en los matraces, sin hacer contacto con los granos de suelo, a una profundidad máxima donde el agua era transparente.

sedimentaron, el exceso de agua se decantó para secar las muestras al horno, según ASTM D 2216.



Figura 6 Muestras de suelo seco a ser pesadas

- o. Se determinaron las masas de suelo seco en las charolas, utilizando una balanza de precisión 0.01 g.

ANEXO 3.2

MAPA DE CURVAS ALTIMETRICAS ESCALA 1:2,000

TOMADO DE MAPA DE CURVAS ALTIMETRICAS ESCALA 1:1000, ADQUIRIDO EN IGCN DEL CNR

- 3.2.1 PLANTA GENERAL, SUBCUENCA DE DRENAJE DE QUEBRADA EL PLAYÓN ENTRE EL CERRO LA BARRERA Y CERRO VIVO
- 3.2.2 PERFIL GENERAL, EJE DEL DESLIZAMIENTO EN CERRO LA BARRERA

VER PLANOS AL FINAL DEL LIBRO

ANEXO 3.3

**ENTREVISTAS A POBLADORES DE CANTON EL
ZAPOTAL, MUNICIPIO OJOS DE AGUA,
DEPARTAMENTO CHALATENANGO**

Durante la primera visita realizada el domingo, 03 de junio de 2012, fueron entrevistadas 9 familias afectadas directamente por deslizamientos de tierra, sobre todo, el ocurrido el domingo, 30 de mayo de 2010. Todas las entrevistas, excepto la No. 7, fueron hechas en casas ubicadas en la margen derecha de la quebrada, aguas abajo, desde la tubería de PVC ubicada bajo la losa-puente. La entrevista No. 6 fue la realizada mas lejos de la quebrada, rumbo suroeste. Las entrevistas No. 1, 3 fueron realizadas en hogares contiguos a la quebrada. Estas dos casas eran opuestas por la calle que de Las Vueltas conduce a Ojos de Agua. A partir de las respuestas recibidas de los lugareños afectados, los datos fueron tabulados, analizados e interpretados estadísticamente. La tabla 3.6 muestra las preguntas y respuestas por cada persona entrevistada. En la tabla 1 se presentan las preguntas y respuestas ordenadas en cada entrevista.

La tabla 2 muestra cada pregunta con su análisis e interpretación estadística de datos.

Tabla 1 Preguntas y respuestas por cada persona entrevistada, nueve personas de diferentes familias fueron entrevistadas.

No. Pregunta	ENCUESTA No.								
	1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	¿Han ocurrido deslizamientos de tierra anteriores?	1932, 1934, 2010	No	No recuerda	1942 peor que el de 2010	No	No	Le contaron que en 1970 cubrió todas las casas	Le contaron de uno hace 70 años, 1942
2	¿Qué arrastraba el deslizamiento?	Piedras, palo de mango, lodo, árboles	Palos, lodo	Madera, lodo, piedra, barro colorado	Piedras, palos, lodo	Rocas, palos	Árboles largos de 30 a 40cm de diámetro, piedras de 50 a 100cm, lodo, agua	Piedras grandes, árboles grandísimos, lodo	Piedras y palos grandes y gruesos
3	¿Estaba muy agitado el deslizamiento?	Sí	Sí	Sí	Sí	Sí	Sí, arenoso	Sí	Sí
4	¿Cuáles zonas(s) fueron afectadas por el deslizamiento?	Viviendas vecinas a esta casa	Margen derecho de quebrada, aguas abajo	Las Vegas y casas cercanas a quebrada	El Mangón a La Vega	---	Cercano a la quebrada, a 10m de su casa	La Vega, cercana a la quebrada	Cercana a la quebrada
5	¿Hay deslizamientos de tierra durante todos los inviernos?	No	No	No	No	No	Quebrada Seca, durante agosto - septiembre	Pequeños deslizamientos en pleno invierno	En junio, pequeños derrumbes de piedras
6	¿Cuáles son las zonas más afectadas por los deslizamientos de tierra y en qué las afectan?	Entre iglesias católica y evangélica, bloqueo de calle, derribo cerco de piedra que lo protegía de la quebrada	Daño a la tubería de la quebrada, pérdida de canalita	Casas vecinas, comunicación vial	Incomunicación vial	Cercana a la quebrada	Traumas psicológicos, enfermedades nerviosas	Cercanas a la quebrada, comunicación vial	Cercana a la quebrada
7	¿Cómo les ha afectado, a usted y a su familia, los deslizamientos de tierra?	Perdió bienes materiales por \$2000.00, altura de 1.50m de lodo adentro de la casa	Vivir fuera de casa por un mes, cerco dañado de postes de concreto y malla cklón de 1 torsión	Danificado, se desplazó por temor a otro deslizamiento	Casi soterró completamente la casa, desplazados por temor a otro deslizamiento	Trauma psicológico, salto de casa 8 días	Daño a fosa de la casa, daño psicológico, pérdida de bebe un mes después del deslizamiento, desplazados	Trauma psicológico	Incomunicación vial, trauma psicológico, abandono de casa por una semana

No. Pregunta	Pregunta	Análisis e interpretación estadístico de datos (Respuestas de las personas entrevistadas)
1	¿Han ocurrido deslizamientos de tierra anteriores?	1/9 u 11.1% respondió que sabe de 3 deslizamientos, 4/9 ó 44.4% dijo saber de 2; 3/9 ó 33.33% dijo NO; 1/9 u 11.1% NO RECUERDA.
2	¿Qué arrastraba el deslizamiento?	4/9 ó 44.4% respondieron que arrastraban piedras y palos; 3/9 ó 33.3% piedras, árboles y lodo; 1/9 u 11.1% árboles y lodo; 1/9 u 11.1% sólo arboles.
3	¿Estaba muy aguado el deslizamiento?	9/9 ó 100% dijo Sí; 1/9 u 11.1% dijo SI Y ARENOSO
4	¿Cuál(es) zona(s) fueron afectadas por el deslizamiento?	1/9 u 11.1% NO RESPONDIÓ; 2/9 ó 22.2% dijo La Vega y casas cercanas a la quebrada; 5/9 ó 55.5% respondió cerca a la quebrada; 1/9 u 11.1% respondió de El Mangón a La Vega
5	¿Hay deslizamientos de tierra durante todos los inviernos?	6/9 ó 66.7% respondió NO; 3/9 ó 33.3% dijo Sí durante los inviernos
6	¿Cuáles son las zonas más afectadas por los deslizamientos de tierra y en qué las afectan?	4/9 ó 44.4% respondió cercana a la quebrada; 1/9 u 11.1% entre iglesias católica y evangélica; 3/9 ó 33.3% dijo incomunicación vial; 1/9 u 11.1% respondió traumas psicológicos y enfermedades nerviosas; 1/9 u 11.1% dijo pérdida de la milpa.
7	¿Cómo les ha afectado, a usted y a su familia, los deslizamientos de tierra?	8/9 u 88.9% respondió trauma psicológico; 1/9 u 11.1% dijo pérdida de bebé; 2/9 ó 22.2% respondió damnificados; 3/9 ó 33.3%; dijo abandono temporal de la casa; 4/9 ó 44.4% respondió pérdidas materiales.

Tabla 2 Preguntas de las entrevistas. Las respuestas fueron analizadas e interpretadas estadísticamente.

Refino López Guadalupe

ENTREVISTA A LUGAREÑOS DE CANTON EL ZAPOTAL, MUNICIPIO OJOS DE AGUA, DEPARTAMENTO CHALATENANGO.	
Fecha: Domingo, 03 de junio de 2012	Nº 071
1. ¿Han ocurrido deslizamientos de tierra anteriores? 1932-34 Mayo - Afecto casa (cuenta el papá) 2010 -	
2. ¿Qué arrastraba el deslizamiento? (Pudieron palo de mango del 32) Piedra - Lobo - Grando 250cm ✓ Arboles de Tamaño Regular (Madera cacao - pino) 80% de las rocas actuales son depositados.	
3. ¿Estaba muy aguado el deslizamiento?	Sí <input checked="" type="checkbox"/> No <input type="checkbox"/>
4. ¿Cuál(es) zona(s) fueron afectadas por el deslizamiento? Varias viviendas vacías a esta	
5. ¿Hay deslizamientos de tierra durante todos los inviernos? No (mayo)	
6. ¿Cuáles son las zonas más afectadas por los deslizamientos de tierra y en qué las afectan? Como Entra la Iglesia católica y Evangélica Bloqueo la calle al deslizamiento. Desaparición el cerco de piedra de la quebrada que protegía. 1-20 - 1.40 arroyo	
7. ¿Cómo les ha afectado, a usted y a su familia, los deslizamientos de tierra? \$ 2000 desoterra porque se le metió todo en toda la casa. Perdió cosas materiales. No hubo apoyo	

Blanca Cruz.

ENTREVISTA A LUGAREÑOS DE CANTON EL ZAPOTAL, MUNICIPIO OJOS DE AGUA, DEPARTAMENTO CHALATENANGO.	
Fecha: Domingo, 03 de junio de 2012	N° 021
1. ¿Han ocurrido deslizamientos de tierra anteriores? No recuerda. Hace 80 años uno /	
2. ¿Qué arrastraba el deslizamiento? Palos, lodo	
3. ¿Estaba muy aguado el deslizamiento?	Sí <input checked="" type="checkbox"/> No <input type="checkbox"/>
4. ¿Cuál(es) zona(s) fueron afectadas por el deslizamiento? Al margen derecho de quebrada (Aguas Abajo)	
5. ¿Hay deslizamientos de tierra durante todos los inviernos? No	
6. ¿Cuáles son las zonas más afectadas por los deslizamientos de tierra y en qué las afectan? Se dañó el tubo de la quebrada ahora pasa por arriba el agua, se perdió la canalota.	
7. ¿Cómo les ha afectado, a usted y a su familia, los deslizamientos de tierra? Les toco desplazarse porque la casa (el patio) se la lleno de lodo. 1.20m de altura de lodo (mas le toco vivir fuera. - El cerco defendio que no entrara material arrastrado y esta (cerco) quedo completamente dañado (Posta de concreto y maya ciclon de 1 tozision	

María Delgado.

ENTREVISTA A LUGAREÑOS DE CANTON EL ZAPOTAL, MUNICIPIO OJOS DE AGUA, DEPARTAMENTO CHALATENANGO.	
Fecha: Domingo, 03 de junio de 2012	Nº 03 / 1
1. ¿Han ocurrido deslizamientos de tierra anteriores? No. -	
2. ¿Qué arrastraba el deslizamiento? Arboles frutales y arrastró los talacos.	
3. ¿Estaba muy aguado el deslizamiento?	Sí <input checked="" type="checkbox"/> No <input type="checkbox"/>
4. ¿Cuál(es) zona(s) fueron afectadas por el deslizamiento? Entró su casa y la quebrada	
5. ¿Hay deslizamientos de tierra durante todos los inviernos? No	
6. ¿Cuáles son las zonas más afectadas por los deslizamientos de tierra y en qué las afectan? Hubo pérdidas de milpas.	
7. ¿Cómo les ha afectado, a usted y a su familia, los deslizamientos de tierra? Le toco desplazarse, tiene miedo de otro. se acercaron puertas, 1,50 m de altura por donde entro, por la ventana.	

Alberto Mejía

ENTREVISTA A LUGAREÑOS DE CANTON EL ZAPOTAL, MUNICIPIO OJOS DE AGUA, DEPARTAMENTO CHALATENANGO.	
Fecha: Domingo, 03 de junio de 2012	Nº 04 /
1. ¿Han ocurrido deslizamientos de tierra anteriores? No recuerda de otro	
2. ¿Qué arrastraba el deslizamiento? Madera, Lodo, piedra.	
3. ¿Estaba muy aguado el deslizamiento? barrio colorado	Sí <input checked="" type="checkbox"/> No <input type="checkbox"/>
4. ¿Cuál(es) zona(s) fueron afectadas por el deslizamiento? Las vegas y las casas qe estan cercanas a la quebrada.	
5. ¿Hay deslizamientos de tierra durante todos los inviernos? No	
6. ¿Cuáles son las zonas más afectadas por los deslizamientos de tierra y en qué las afectan? Tajo de piedra y madera calle, casas vecinas.	
7. ¿Cómo les ha afectado, a usted y a su familia, los deslizamientos de tierra? Desplazado a la escuela, 2 semanas el acceso del pago fue el que se lleno de lodo. se desplazaron por el miedo a otro deslizamiento	

María Sara Mojía

ENTREVISTA A LUGAREÑOS DE CANTON EL ZAPOTAL, MUNICIPIO OJOS DE AGUA, DEPARTAMENTO CHALATENANGO.	
Fecha: Domingo, 03 de junio de 2012	Nº 051
1. ¿Han ocurrido deslizamientos de tierra anteriores? No. Su papá recuerda de uno hace 70 años, fue peor que el de 2010. -	
2. ¿Qué arrastraba el deslizamiento? Piedras, palos, lodo.	
3. ¿Estaba muy aguado el deslizamiento?	Sí No
No recuerda, pero después lo pareció que sí	
4. ¿Cuál(es) zona(s) fueron afectadas por el deslizamiento? Desde el mangón la vega.	
5. ¿Hay deslizamientos de tierra durante todos los inviernos? No.	
6. ¿Cuáles son las zonas más afectadas por los deslizamientos de tierra y en qué las afectan? 3 días de incomunicación vial. -	
7. ¿Cómo les ha afectado, a usted y a su familia, los deslizamientos de tierra? A la casa no llega, pero la coctra allí sí estaba pasando el agua. Se salieron de su vivienda, y no han regresado por miedo a que vuelva a pasar vivía en A Casi cubrió por completo la casa.	

Evangelina Mejía.

ENTREVISTA A LUGAREÑOS DE CANTON EL ZAPOTAL, MUNICIPIO OJOS DE AGUA, DEPARTAMENTO CHALATENANGO.	
Fecha: Domingo, 03 de junio de 2012	Nº 06 1
1. ¿Han ocurrido deslizamientos de tierra anteriores? <u>No.</u>	
2. ¿Qué arrastraba el deslizamiento? <u>Pedras (rocas), Vigas (palos).</u>	
3. ¿Estaba muy aguado el deslizamiento?	Sí <input checked="" type="checkbox"/> No <input type="checkbox"/>
4. ¿Cuál(es) zona(s) fueron afectadas por el deslizamiento? <u>Se dañó la zona que fue al deslizamiento.</u>	
5. ¿Hay deslizamientos de tierra durante todos los inviernos? <u>No.</u>	
6. ¿Cuáles son las zonas más afectadas por los deslizamientos de tierra y en qué las afectan? <u>Desde la iglesia hasta unas casas luego de la quebrada. Afecto casas cercanas a la quebrada.</u>	
7. ¿Cómo les ha afectado, a usted y a su familia, los deslizamientos de tierra? <u>No se dio cuenta de lo que ocurría. Solo fue el susto, los tuvo salirse de la casa por prevención, 8 días en la noche se iban al albergue y en el día regresaban.</u>	

Ana Margarita Alvarado

ENTREVISTA A LUGAREÑOS DE CANTON EL ZAPOTAL, MUNICIPIO OJOS DE AGUA, DEPARTAMENTO CHALATENANGO.	
Fecha: Domingo, 03 de junio de 2012	Nº 071
1. ¿Han ocurrido deslizamientos de tierra anteriores? No.	
2. ¿Qué arrastraba el deslizamiento? Arboles, piedras, lodo, agua. rocas de 50 a 100cm. Vigas (tablas) largas y corto de 30 a 40 cm de grueso.	
3. ¿Estaba muy aguado el deslizamiento? arenoso	Sí <input checked="" type="checkbox"/> No <input type="checkbox"/>
4. ¿Cuál(es) zona(s) fueron afectadas por el deslizamiento? Zona cercanas a la quebrada a 10 m de su casa (según)	
5. ¿Hay deslizamientos de tierra durante todos los inviernos? (septiembre-agosto) Otras temporadas, quebrada seca.	
6. ¿Cuáles son las zonas más afectadas por los deslizamientos de tierra y en qué las afectan? Problemas Psicológicos, varias personas se enfermaron quedando mal de los nervios. Los ruidos de las tormentas los afectan.	
7. ¿Cómo les ha afectado, a usted y a su familia, los deslizamientos de tierra? Dajaron la casa, se les dañó la fosa, y daño psicológico (una familia embarazada parió a su bebé un mes después del acontecimiento)	

Irma Mejía (no) (ME)

ENTREVISTA A LUGAREÑOS DE CANTON EL ZAPOTAL, MUNICIPIO OJOS DE AGUA, DEPARTAMENTO CHALATENANGO.	
Fecha: Domingo, 03 de junio de 2012	Nº 081
1. ¿Han ocurrido deslizamientos de tierra anteriores? La contaron de uno del 70 que cubrió todas las casas	
2. ¿Qué arrastraba el deslizamiento? Piles grandísimos, piedras grandes, lodo	
3. ¿Estaba muy aguado el deslizamiento? como que era ola.	Sí <input checked="" type="checkbox"/> No <input type="checkbox"/>
4. ¿Cuál(es) zona(s) fueron afectadas por el deslizamiento? Las cercanías de la quebrada, La zona de la Vega	
5. ¿Hay deslizamientos de tierra durante todos los inviernos? Pequeños deslizamientos. (Cuando se adelanta el invierno)	
6. ¿Cuáles son las zonas más afectadas por los deslizamientos de tierra y en qué las afectan? Cercanías a la quebrada. No mayores daños solo que tapo la calle.	
7. ¿Cómo les ha afectado, a usted y a su familia, los deslizamientos de tierra? Los asustó y se salieron de la casa. Solo el día Domingo, al siguiente salieron.	

Lilian Caldera (ME⁺)

ENTREVISTA A LUGAREÑOS DE CANTON EL ZAPOTAL, MUNICIPIO OJOS DE AGUA, DEPARTAMENTO CHALATENANGO.

Fecha: Domingo, 03 de junio de 2012

Nº 1 /

1. ¿Han ocurrido deslizamientos de tierra anteriores?

Le han contado de uno hace 70 años

2. ¿Qué arrastraba el deslizamiento?

Palos y Piedras. Granos y Gruesos

3. ¿Estaba muy aguado el deslizamiento?

Sí

X

No

4. ¿Cuál(es) zona(s) fueron afectadas por el deslizamiento?

Cercano a la quebrada.

5. ¿Hay deslizamientos de tierra durante todos los inviernos?

Después hubo uno pequeño solo de piedras, (en Junio)

6. ¿Cuáles son las zonas más afectadas por los deslizamientos de tierra y en qué las afectan?

Cercanas a la quebrada. Se asustaron, corrieron de calle solamente.

7. ¿Cómo les ha afectado, a usted y a su familia, los deslizamientos de tierra?

Daños materiales no fueron, solo el susto y se saltaron de su casa 1 semana.

ANEXO 3.4

CALCULO DE VOLUMEN DESLIZADO EN CERRO LA BARRERA DESLIZAMIENTO OCURRIDO EL 29 DE MAYO DE 2010

CALCULO DE VOLUMEN DESLIZADO

ESTACION	INCREMENTO	AREA DESLIZADA, m2	VOLUMEN ACUMULADO, m3
0	0	18.16	0.00
10	10	18.18	181.80
15	5	18.72	93.60
20	5	19.71	98.55
25	5	23.81	119.05
30	5	25.00	125.00
35	5	49.38	246.90
40	5	54.56	272.80
45	5	52.26	261.30
50	5	50.21	251.05
55	5	44.61	223.05
60	5	46.88	234.40
65	5	50.53	252.65
70	5	49.25	246.25
75	5	49.88	249.40
80	5	50.00	250.00
85	5	66.67	333.35
90	5	75.88	379.40
95	5	88.08	440.40
100	5	62.56	312.80
105	5	100.60	503.00
110	5	99.89	499.45
115	5	83.88	419.40
120	5	69.71	348.55
125	5	54.09	270.45
130	5	63.88	319.40
135	5	64.67	323.35
		TOTAL	7255.35

ANEXO 3.5

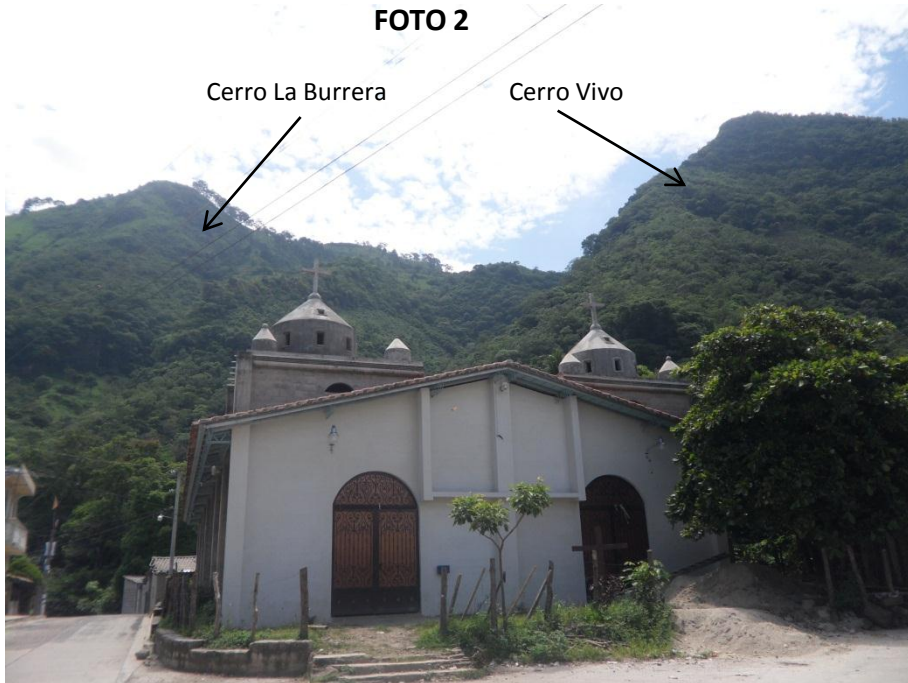
**REGISTRO FOTOGRAFICO DE VISITAS TECNICAS
A ZONA DE DESLIZAMIENTO EN CERRO LA
BARRERA, CANTON EL ZAPOTAL, MUNICIPIO
OJOS DE AGUA, DEPARTAMENTO
CHALATENANGO**

03, 09, 10 DE JUNIO DE 2012

FOTO 1



FOTO 2



Iglesia Católica de Cantón El Zapotal

FOTO 3



Cerro La Burrera, ubicado en dirección del Lateral Oeste de Deslizamiento

FOTO 4



Cerro Vivo, ubicado en dirección del Lateral Este de Deslizamiento

FOTO 5



Corona del Deslizamiento, Dirección del Flujo Sureste

FOTO 6



Cuerpo del Deslizamiento

FOTO 7



Cerro Vivo, inicio de Erosión Superficial

FOTO 9



Arrastre Ladera Debajo de Rocas de diámetros menores que 5 cm hasta 2 m

FOTO 8



Arrastre Ladera Debajo de Rocas de diámetros menores que 5 cm hasta 2 m

FOTO 10



Roca arrastrada en el flujo ladera abajo

FOTO 11

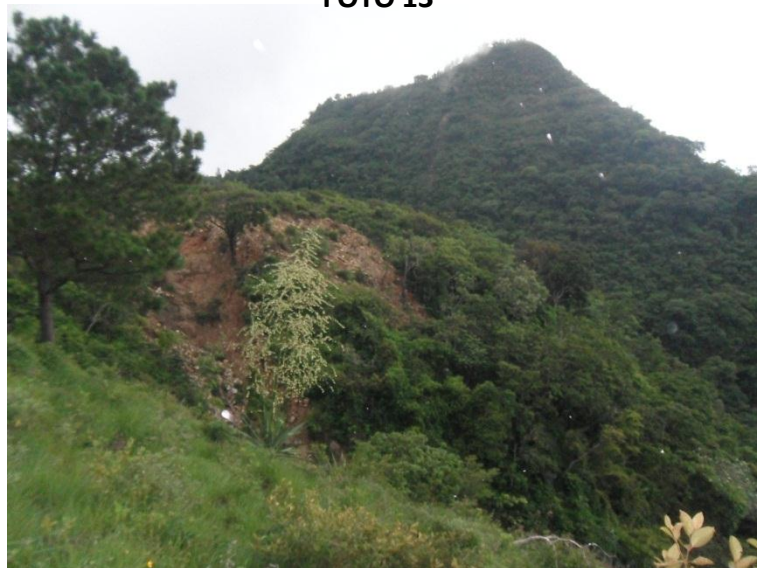


FOTO 12



Obra de Drenaje Ubicada en cauce de Quebrada El Playón

FOTO 13



Vista General de Zona del Deslizamiento de Tierra

ANEXO 3.6

**REPORTE DE INSPECCIÓN, DESLIZAMIENTO Y
FLUJO DE ESCOMBROS EN MICRO-CUENCA
ENTRE CERROS VIVO Y LA BARRERA, CANTÓN
EL ZAPOTAL, MUNICIPIO DE OJOS DE AGUA,
CHALATENANGO.**

MORÁN, G. JUNIO 2010.

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD DE CIENCIAS NATURALES Y MATEMÁTICA
INSTITUTO DE CIENCIAS DE LA TIERRA

REPORTE DE INSPECCIÓN, DESLIZAMIENTO Y FLUJO DE ESCOMBROS EN
MICROCUCENCA ENTRE CERROS VIVO Y LA BARRERA, CANTON LA
ZAPOTERA, MUNICIPIO DE OJOS DE AGUA, CHALATENANGO.

PRESENTA
GEÓLOGO
GUILLERMO NAPOLEÓN MORÁN ORELLANA

SAN SALVADOR, 09 DE JUNIO DE 2010

Señores
José Alfaro
José Hernández
Delegados Departamentales
Protección Civil
Departamento de Chalatenango

Descripción del desastre del 30 de mayo de 2010.

El día domingo 30 de mayo alrededor de la 5:00 a.m. los habitantes de la población de El Zapotal, del municipio de Ojos de Agua, fueron sorprendidos por un intenso ruido que provenía de las partes altas entre los cerros la barrera y Vivo. La oportuna intervención de los pobladores impidió que un flujo de lodo y escombros que bajo de las partes altas y que arrasó con 2 viviendas se convirtiera en una tragedia humana. Según un habitante de la zona esto no había ocurrido desde 1934, donde un evento similar había afectado a la comunidad.

Descripción general de actividad geológica en la zona alta

Este flujo fue producido por la intensa saturación del suelo y la probable la reactivación de deslizamientos, principalmente en el sector alto de la micro cuenca. Cabe resaltar que los materiales de la parte superior del suelo están sumamente alterados con un comportamiento plástico y muy susceptible a la generación de deslizamientos. El material que se ha deslizado en la zona de la corona es la capa superior del suelo que alcanza entre 0.5 hasta unos cinco metros de profundidad, posteriormente se formó un canal de unos pocos metros de ancho pero con una altura que alcanza entre 10 y 15 m.

Estudios anteriores hechos por personal científico y técnico del Instituto de Ciencias de la Tierra (1), habían identificado deslizamientos rotacionales en las laderas de las micro cuencas de las quebradas adyacentes a los cerros la Burrera y Vivo y la extensión de los materiales depositados en la zona baja. Una parte de El Zapotal, que incluye la zona adyacente a la iglesia se asienta sobre el abanico aluvional de los materiales que en el pasado habían sido arrastrados como flujos de escombros y lodo de las partes altas.

(1) Proyecto “Evaluación de Amenazas Naturales y Propuestas Municipales de Reducción del Riesgo en la Mancomunidad la Montañona, Chalatenango

Puntos inspeccionados:

Base del deslizamiento:

Probablemente la sobresaturación del suelo por las intensas lluvias de la tormenta Tropical Agatha, provocaron que el material plástico de la parte superior del suelo, compuesto por arcillas plásticas (lodo) y bloques de diferentes tamaños, presionara y pusiera en movimiento el suelo, canalizando el material a través de una pequeña quebrada, tal como se observa en la fig. 1.

El socavamiento de la base del talud provocó que se originara un deslizamiento rotacional que desplazó mas material hacia la quebrada, dejando un talud de aproximadamente entre 10 y 15 m de altura aguas arriba de la quebrada ver fig 1, con un canal entre 4 a cinco metros de ancho en la base, se puede observar también el escalón del deslizamiento de los materiales con una altura entre 2 a 3 metros. Depósitos del material deslizado se puede observar en el canal de la quebrada en la Fig.2, en el cual se pueden observar bloques de unos pocos centímetros hasta unos70 cm de largo.



Fig. 1 zona de deslizamientos en la parte alta de la quebrada

Fig. 2. Talud expuesto en la ladera izquierda aguas abajo y depósito de materiales derrumbados en el fondo de la quebrada.



Punto inspeccionado Nº 2.

Corona de la Microcuenca.

Zona de inestabilidad en coordenadas . Corona activa que muestra en la parte superior escalones entre bloques deslizados entre 50 cm y unos 3 metros, en las Fig 3 y 4 se puede observar la parte alta de la zona de deslizamiento donde el terreno se ha desestabilizado dado que es un material muy plástico y con la sobresaturación del suelo adquirió propiedades para poder fluir. de altura, y un bloque.



Fig. 3 Parte de la corona del Deslizamiento se pueden observar varios niveles de escalones de los deslizamientos, que caen al cauce de la quebrada.

Fig. 4. Se puede observar el material que compone el deslizamiento, son arcillas plásticas (barro), y bloque de roca (piedras de diferente tamaño).



Análisis de la Amenaza

Los materiales de la Microcuenca están sumamente alterados y susceptibles a deslizamientos. La zona con mayor inestabilidad es la del lado izquierdo aguas abajo por la evidencia de los deslizamientos, la cual presenta deslizamientos rotacionales a lo largo de la quebrada. Aun cuando es una microcuenca pequeña y el volumen de agua captado, las propiedades muy plásticas de los suelos, la sobresaturación y las fuertes pendientes, agravada la situación por el uso inadecuado de la tierra, contribuyeron a que se originará

un flujo de escombros que afectó a la zona baja de El Zapotal. La visita a la zona fue apoyada por varias instituciones Figs. 5 y 6 y los pobladores de la zona.

Fig. 5 Personal de Protección Civil, Fuerza Armada, Policía Nacional Civil, habitantes de El Zapotal y del Instituto de Ciencias de la Tierra de la UES, en la visita a la zona alta de la micro cuenca.



Fig. 6 Personal de Protección Civil y del Instituto de Ciencias de la Tierra, evaluando la situación en el sitio de la corona de deslizamiento, parte alta de la micro cuenca

Elementos expuestos

Tal como puede verse en la fig.7 los elementos directamente expuestos son las familias que habitan en la zona baja de El Zapotal, adyacentes a la iglesia católica. Hay un conjunto de viviendas que se encuentran asentadas en un abanico aluvial formado por los depósitos que bajan de las tres microcuencas que se encuentran entre los cerros Vivo y la Burrera. También se encuentra expuesta la calle perimetral en el tramo atravesado en el abanico aluvial.



Fig. 7. Vista de parte de El cantón el Zapotal, desde la parte alta de la microcuenca afectada por los deslizamientos. Se puede observar también las laderas, que son usadas para pastoreo,



Medidas recomendadas

Las medidas de prevención y mitigación recomendadas se pueden clasificar entre medidas estructurales y no estructurales.

1. Medidas no estructurales

Se recomienda a Protección Civil la atención efectiva del área, a fin de establecer, con el concurso de la población y de otras entidades públicas y privadas, un plan adecuado de monitoreo, implementación de un sistema de alerta temprana y un sistema de evacuación efectivo en caso de producirse un deslizamiento y avalancha de dimensiones importantes en la microcuenca de la quebrada. El plan comunitario de monitoreo continuo debe incluir mediciones de lluvia e inspección visual del terreno en la zona alta. Sistema de alerta en caso de sobrepasarse niveles de lluvia establecidos sobre los cuales se considere hay peligro para la población.

Elaborar un plan de emergencia, para la atención en caso la situación se vuelva peligrosa en períodos de lluvia intensa. Favorecer la organización

comunitaria. Informar a la población continuamente de medidas de mitigación y prevención que se estén ejecutando.

Llevar a cabo estudios de mayor detalle sobre la caracterización de la inestabilidad en la parte alta de la montaña en la micro cuenca. Estos estudios deben caracterizar los deslizamientos y su extensión.

Hacer un levantamiento topográfico para poder hacer un diseño de corrección del terreno en la parte alta y calcular los costos de las obras a ejecutar.

Prohibir nuevas construcciones o ampliaciones de las ya existentes en la zona afectada, aplicar el zonificación propuesta en el Plan de ordenamiento y Desarrollo territorial de la mancomunidad la Montañona.

Desarrollar una estrategia que favorezca paulatinamente cambios en el uso del suelo en las partes altas de las micro cuencas entre el Cerro La Burrera y cerro Vivo.

Hacer una evaluación de amenazas de detalle en el cantón el Zapotal.

Visitas de monitoreo y asesoría técnica científica por personal especializado del instituto de Ciencias de la Tierra en apoyo a protección civil, la municipalidad y la comunidad afectada.

2. Medidas estructurales.

En la parte baja, construir barreras de protección. Que protejan la iglesia y viviendas adyacentes que se encuentran dentro del perímetro afectado por los deslizamientos de la zona alta y los flujos de lodo y escombros.

Diseñar con base en estudios geológico-geotécnicos, obras de mitigación en la parte alta en el tramo de la cuenca afectada por los deslizamientos. Estas obras deberían manejar las aguas superficiales de las partes altas, controlar la erosión, estabilización de taludes y protección de fuentes de agua.

ANEXO 3.7

**PLANTA, PERFIL Y SECCIONES TRANSVERSALES
DEL LEVANTAMIENTO TAQUIMÉTRICO DE LA
ZONA DEL DESLIZAMIENTO DE TIERRA EN CERRO
LA BARRERA, CANTÓN EL ZAPOTAL, MUNICIPIO
DE OJOS DE AGUA, DEPARTAMENTO
CHALATENANGO.**

VER PLANOS AL FINAL DEL LIBRO

ANEXO 3.8

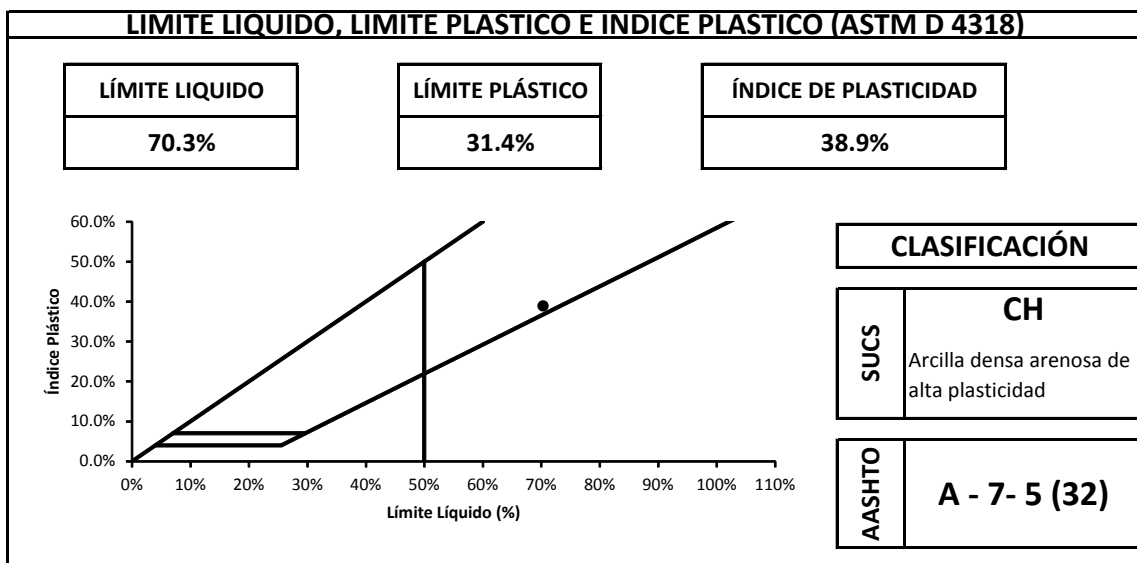
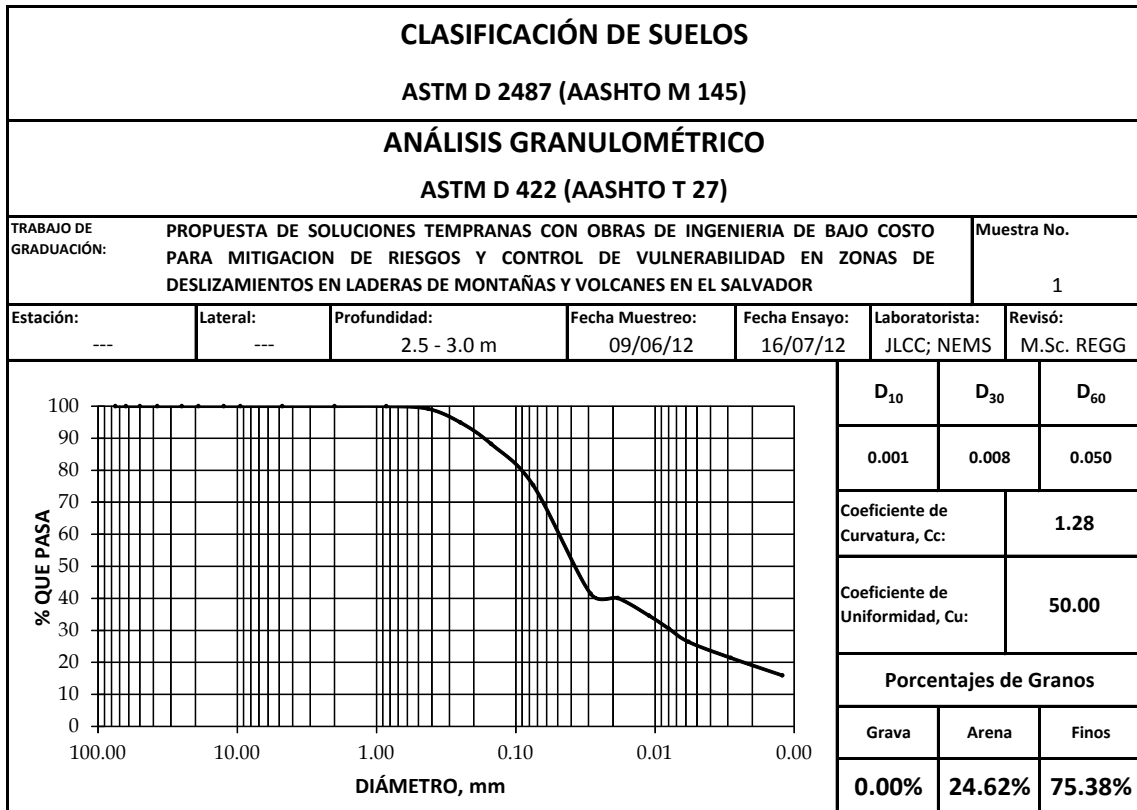
**ENSAYOS DE LABORATORIO DE MUESTRAS
EXTRAIDAS EN ZONA DEL DESLIZAMIENTO DE
TIERRA EN CERRO LA BURRERA, CANTÓN EL
ZAPOTAL, MUNICIPIO DE OJOS DE AGUA,
DEPARTAMENTO CHALATENANGO.**

RESUMEN DE DATOS OBTENIDOS MEDIANTE ENSAYOS DE LABORATORIO

TRABAJO DE PROPUESTA DE SOLUCIONES TEMPRANAS CON OBRAS DE INGENIERIA DE BAJO COSTO PARA MITIGACION DE RIESGOS Y CONTROL DE VULNERABILIDAD EN ZONAS DE DESLIZAMIENTOS EN LADERAS DE MONTAÑAS GRADUACION: Y VOLCANES EN EL SALVADOR

No.	Muestra No.	GRANULOMETRIA					LIMITES DE ATTERBERG			CLASIFICACION			PROCTOR MODIFICADO			GRAVEDAD ESPECIFICA, adimensional	OBSERVACIONES	
		Grava	Porcentaje de Granos, %		Finos	Coeficiente de Uniformidad, Cu	Coeficiente de Curvatura, Cc	Limite Lquido LL, %	Limite Plastico LP, %	Indice de Plasticidad IP, %	SUCS		AASHTO	Peso Volumetrico Seco Máximo, kg/m3	Humedad Optima, %			
			Gruesa	Media							Fina	Total						Simbolo de Grupo
CERRRO LA BURRERA. Visita de campo 09 y 10/06/2012																		
MUESTRA INALTERADA. Color café claro, profundidad: 2.5 - 3.0 m																		
1	1	0.00	0.82	23.80	24.62	75.38	50.00	1.28	70.3	31.4	38.9	CH	Arcilla densa arenosa de alta plasticidad	A - 7 - 5 (32)	1430	30.0	2.66	Si se practicó un análisis hidrométrico. Se utilizaron valores de muestra No. 2/2B para límites de Atterberg.
2	1/2	0.00	0.00	39.01	45.92	84.93	6.67	0.94	67.5	34.6	32.9	SM	Arena limosa	A - 2 - 7 (0)				No se hizo ensayo de hidrometría. Se utilizaron valores de muestra No. 1/2B para límites de Atterberg.
3	2/2	0.00	0.00	62.54	71.89	28.11	---	---	70.3	31.4	38.9	SC	Arena arcillosa	A - 2 - 7 (4)				No se hizo ensayo de hidrometría. En la curva granulométrica, no se visualizaba el diámetro efectivo D ₆₀ para calcular C _c y C _u . Se utilizaron valores de muestra No. 2/2B para límites de Atterberg.
CERRRO LA BURRERA. Visita de campo 03/06/2012																		
MUESTRA ALTERADA. Color café oscuro, profundidad: 2.0 - 2.5 m																		
4	1/2H	0.00	0.00	1.42	7.74	9.16	90.84	---	83.6	34.3	49.3	CH	Arcilla densa arenosa de alta plasticidad	A - 7 - 5 (53)				Si se practicó el análisis hidrométrico. En la curva granulométrica, no se visualizaba el diámetro efectivo D ₆₀ y D ₃₀ para calcular C _c y C _u . Se utilizaron valores de muestra No. 1/2A para límites de Atterberg.
5	2/2H	0.00	0.00	1.24	7.72	8.96	91.04	---	82.0	34.2	47.8	CH	Arcilla densa arenosa de alta plasticidad	A - 7 - 5 (52)	1362	32	2.49	Si se practicó el análisis hidrométrico. En la curva granulométrica, no se visualizaba el diámetro efectivo D ₆₀ y D ₃₀ para calcular C _c y C _u . Se utilizaron valores de muestra No. 2/2A para límites de Atterberg.
6	1/2	0.00	0.00	60.02	37.42	97.44	2.56	1.36	83.6	34.3	49.3	SP	Arena mal graduada	A - 7 - 5 (0)				No se hizo ensayo de hidrometría. Se utilizaron valores de muestra No. 1/2A para límites de Atterberg.
7	2/2	0.00	0.00	38.73	48.99	87.72	12.28	1.33	82.0	34.2	47.8	SC	Arena arcillosa	A - 7 - 5 (0)				No se hizo ensayo de hidrometría. Se utilizaron valores de muestra No. 2/2A para límites de Atterberg.

MUESTRA INALTERADA



ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO (HIDROMETRÍA)

ASTM D 422 (AASHTO T 27)

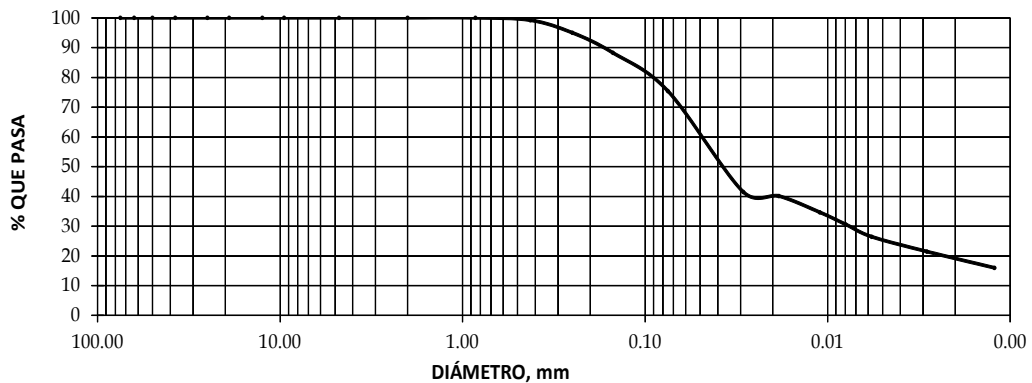
TRABAJO DE GRADUACIÓN:	PROPUESTA DE SOLUCIONES TEMPRANAS CON OBRAS DE INGENIERIA DE BAJO COSTO PARA MITIGACION DE RIESGOS Y CONTROL DE VULNERABILIDAD EN ZONAS DE DESLIZAMIENTOS EN LADERAS DE MONTAÑAS Y VOLCANES EN EL SALVADOR	Muestra No. 1				
Estación:	Lateral:	Profundidad:	Fecha Muestreo:	Fecha Ensayo:	Laboratorista:	Revisó:
---	---	2.50 - 3.0 m	09/06/12	13/07/12	JLCC; NEMS	M.Sc. REGG

Peso Bruto Seco (gr): 60.00 Tara (gr): 5.00 Peso Neto Seco (gr): 55.00
MATERIAL GRUESO **PSC (gr): 55.00**

Malla	Peso Seco Retenido Parcial (gr)	% Retenido Parcial	% Retenido Acumulado	% Que Pasa la Malla	Observaciones
3"	0	0.0	0.0	100.0	Contenido de Humedad PH + Tara (grs): 0.00 PS + Tara (grs): 0.00 Humedad grs): 0.00 PS Neto (grs): 0.00 Peso Tara (grs): 0.00 Humedad (%): 0.00 MUESTRA SECADA AL HORNO
2 1/2"	0.0	0.0	0.0	100.0	
2"	0.0	0.0	0.0	100.0	
1 1/2"	0.0	0.0	0.0	100.0	
1"	0.0	0.0	0.0	100.0	
3/4"	0.0	0.0	0.0	100.0	
1/2"	0.0	0.0	0.0	100.0	
3/8"	0.0	0.0	0.0	100.0	
No. 4	0.0	0.0	0.0	100.0	
Pasa No. 4	0.0	0.0	0.0	100.0	
SUMAS	0.0				

MATERIAL TAMIZADO POR MALLA No. 4 Peso Neto (gr): 55.00 **PSC (gr): 55.00**

Malla	Peso Seco Retenido Parcial (gr)	% Retenido Parcial	% Retenido Acumulado	% Que Pasa la Malla	Observaciones
No. 10	0.00	0.00	0.00	100.00	GRAVA 0.00% ARENA 24.62% FINOS 75.38%
No. 20	0.01	0.02	0.02	99.98	
No. 40	0.44	0.80	0.82	99.18	
No. 60	2.33	4.24	5.05	94.95	
No. 100	3.70	6.73	11.78	88.22	
No. 200	7.06	12.84	24.62	75.38	
Pasa No. 200	41.46	75.38	100.00	0.00	
SUMAS	55.00	100.00			

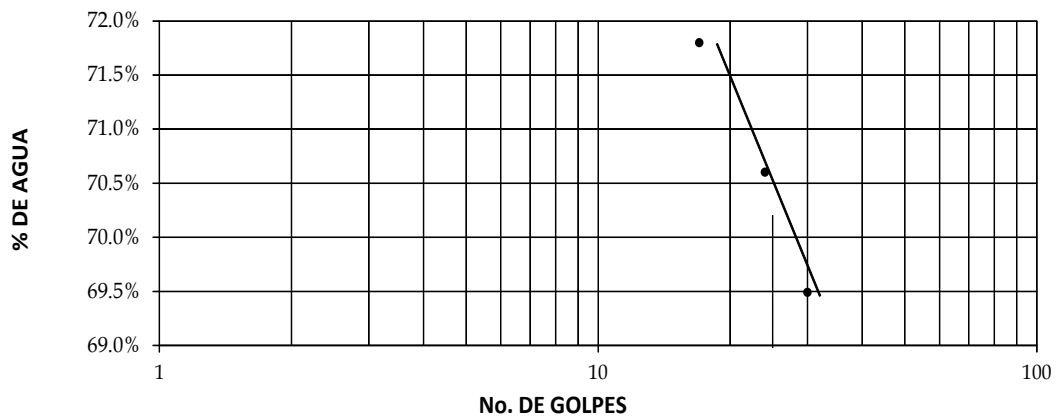


LÍMITES DE ATTERBERG

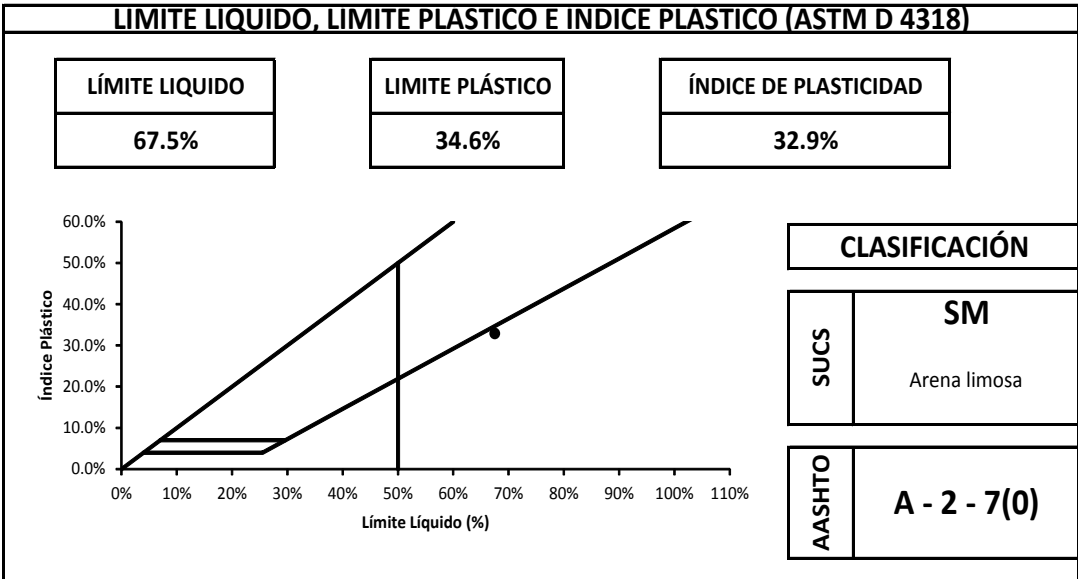
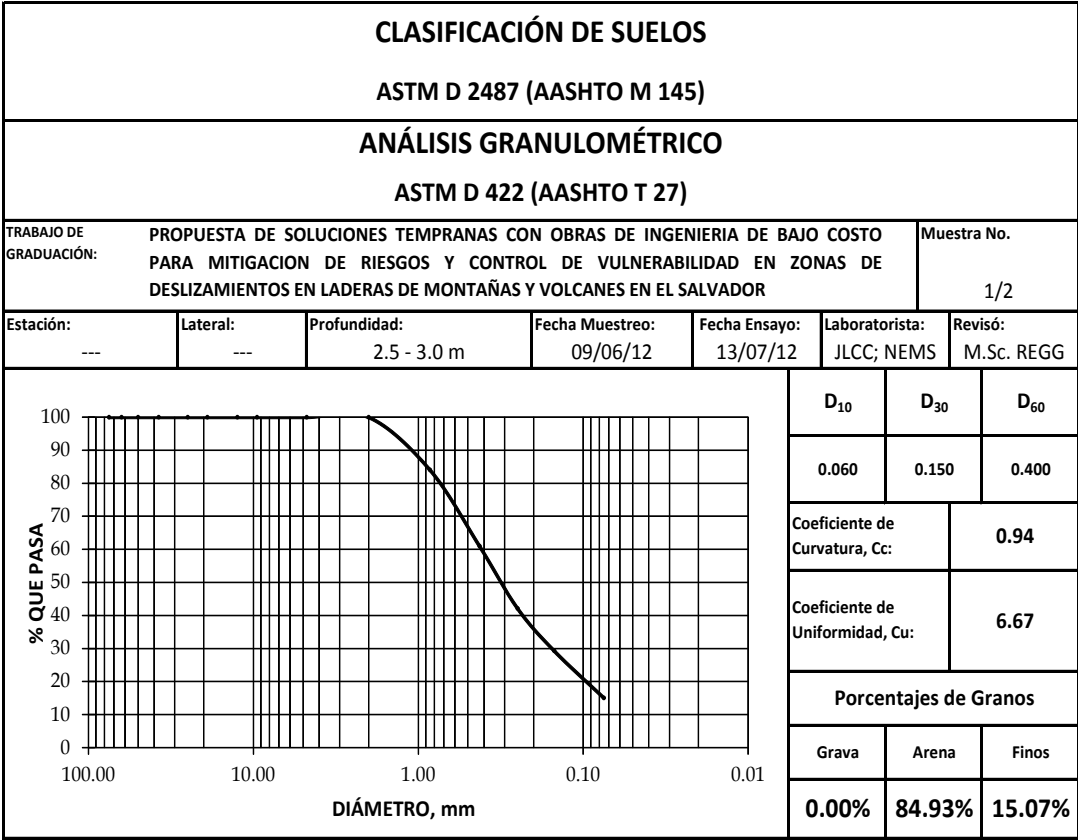
ASTM D 4318 (AASHTO T 89, T 90)

TRABAJO DE GRADUACIÓN:	PROPUESTA DE SOLUCIONES TEMPRANAS CON OBRAS DE INGENIERIA DE BAJO COSTO PARA MITIGACION DE RIESGOS Y CONTROL DE VULNERABILIDAD EN ZONAS DE DESLIZAMIENTOS EN LADERAS DE MONTAÑAS Y VOLCANES EN EL SALVADOR	Muestra No. 2/2B
Método: A	Lateral: ---	Profundidad: 2.50 -3.0 m
	Fecha Muestreo: 09/06/12	Fecha Ensayo: 12/07/12
	Laboratorista: JLCC; NEMS	Revisó: M.Sc. REGG

	LÍMITE LÍQUIDO			LÍMITE PLÁSTICO		
	17	24	30			
No. de Golpes	17	24	30			
Cápsula No.	0-9	C	E	T-000	0-14	C12
Peso Húmedo + Tara, g	28.25	27.80	26.84	24.50	25.24	33.86
Peso Seco + Tara, g	24.66	24.87	23.97	22.94	23.77	32.46
Peso Agua, g	3.59	2.93	2.87	1.56	1.47	1.40
Peso Tara, g	19.66	20.72	19.84	18.03	19.17	27.86
Peso Seco, g	5.00	4.15	4.13	4.91	4.60	4.60
Contenido de Agua, %	71.8%	70.6%	69.5%	31.8%	32.0%	30.4%



LÍMITE LÍQUIDO	70.3%
LÍMITE PLÁSTICO	31.4%
ÍNDICE DE PLASTICIDAD	38.9%



ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO

ASTM D 422 (AASHTO T 27)

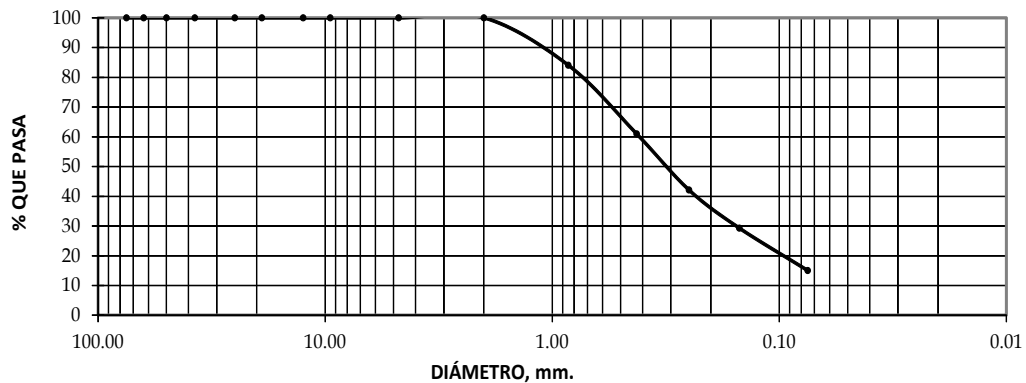
TRABAJO DE GRADUACIÓN:	PROPUESTA DE SOLUCIONES TEMPRANAS CON OBRAS DE INGENIERIA DE BAJO COSTO PARA MITIGACION DE RIESGOS Y CONTROL DE VULNERABILIDAD EN ZONAS DE DESLIZAMIENTOS EN LADERAS DE MONTAÑAS Y VOLCANES EN EL SALVADOR	Muestra No. 1/2				
Estación:	Lateral:	Profundidad:	Fecha Muestreo:	Fecha Ensayo:	Laboratorista:	Revisó:
---	---	2.50 - 3.0 m	09/06/12	13/07/12	JLCC; NEMS	M.Sc. REGG

Peso Bruto Seco (gr): 445.4 Tara (gr): 107.0 Peso Neto Seco (gr): 338.4
MATERIAL GRUESO **PSC (gr): 338.4**

Malla	Peso Seco Retenido Parcial (gr)	% Retenido Parcial	% Retenido Acumulado	% Que Pasa la Malla	Observaciones
3"	0	0.0	0.0	100.0	Contenido de Humedad PH + Tara (grs): 0.00 PS + Tara (grs): 0.00 Humedad grs): 0.00 PS Neto (grs): 0.00 Peso Tara (grs): 0.00 Humedad (%): 0.00 MUESTRA SECADA AL HORNO
2 1/2"	0.0	0.0	0.0	100.0	
2"	0.0	0.0	0.0	100.0	
1 1/2"	0.0	0.0	0.0	100.0	
1"	0.0	0.0	0.0	100.0	
3/4"	0.0	0.0	0.0	100.0	
1/2"	0.0	0.0	0.0	100.0	
3/8"	0.0	0.0	0.0	100.0	
No. 4	0.0	0.0	0.0	100.0	
Pasa No. 4	0.0	0.0	0.0	100.0	
SUMAS	0.0				

MATERIAL TAMIZADO POR MALLA No. 4 Peso Neto (gr): 338.4 **PSC (gr): 338.4**

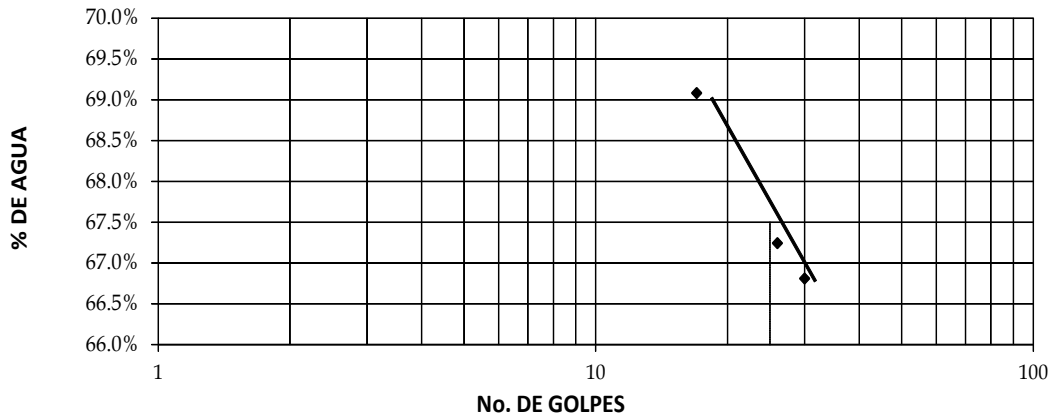
Malla	Peso Seco Retenido Parcial (gr)	% Retenido Parcial	% Retenido Acumulado	% Que Pasa la Malla	Observaciones
No. 10	0.0	0.00	0.00	100.00	GRAVA 0.00% ARENA 84.93% FINOS 15.07%
No. 20	53.9	15.93	15.93	84.07	
No. 40	78.1	23.08	39.01	60.99	
No. 60	63.8	18.85	57.86	42.14	
No. 100	43.4	12.83	70.69	29.31	
No. 200	48.2	14.24	84.93	15.07	
Pasa No. 200	51.0	15.07	100.00	0.00	
SUMAS	338.4	100.00			



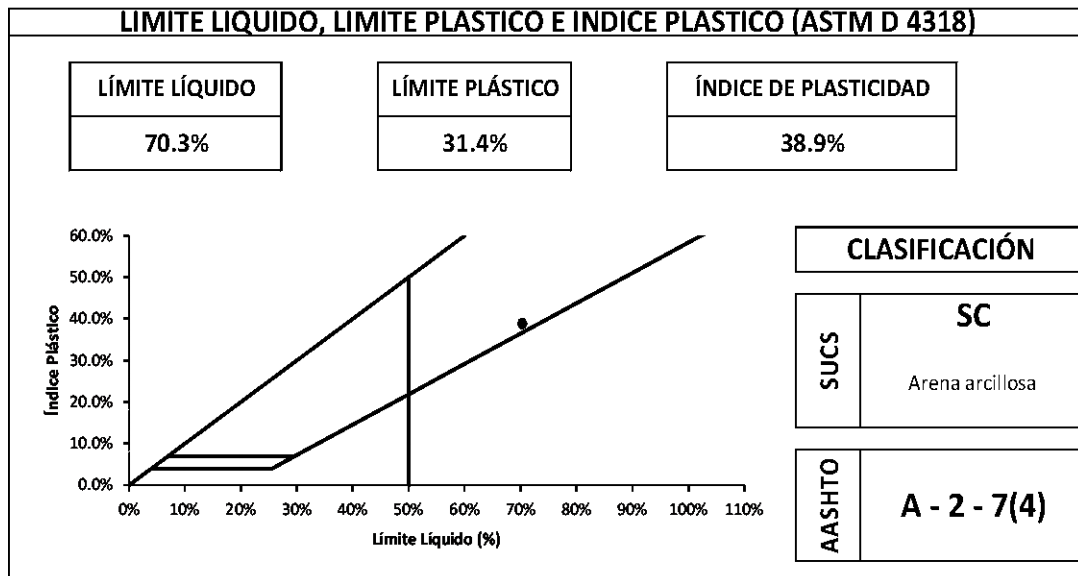
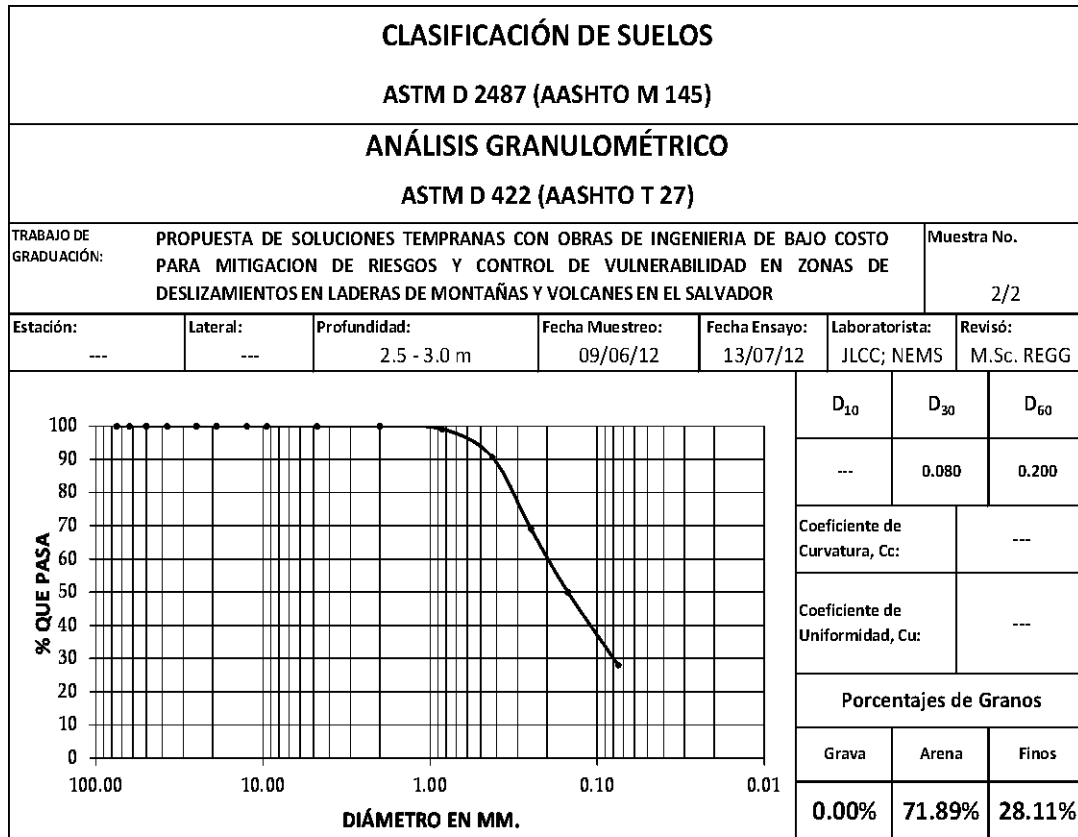
LÍMITES DE ATTERBERG
ASTM D 4318-00 (AASHTO T 89, T 90)

TRABAJO DE GRADUACIÓN:		PROPUESTA DE SOLUCIONES TEMPRANAS CON OBRAS DE INGENIERIA DE BAJO COSTO PARA MITIGACION DE RIESGOS Y CONTROL DE VULNERABILIDAD EN ZONAS DE DESLIZAMIENTOS EN LADERAS DE MONTAÑAS Y VOLCANES EN EL SALVADOR				Muestra No. 1/2B	
Método:	Lateral:	Profundidad:	Fecha Muestreo:	Fecha Ensayo:	Laboratorista:	Revisó:	
A	---	2.50 -3.0 m	09/06/12	10/07/12	JLCC; NEMS	M.Sc. REGG	

	LÍMITE LÍQUIDO			LÍMITE PLÁSTICO			
	No. de Golpes	17	26	30			
Cápsula No.	0-91	C3	E	T-000	0-14	C12	
Peso Húmedo + Tara, g	27.72	26.65	27.63	22.37	23.46	31.88	
Peso Seco + Tara, g	24.86	23.84	24.51	21.27	22.36	30.83	
Peso Agua, g	2.86	2.81	3.12	1.10	1.10	1.05	
Peso Tara, g	20.72	19.66	19.84	18.03	19.17	27.86	
Peso Seco, g	4.14	4.18	4.67	3.24	3.19	2.97	
Contenido de Agua, %	69.1%	67.2%	66.8%	34.0%	34.5%	35.4%	



LÍMITE LÍQUIDO	67.5%
LÍMITE PLÁSTICO	34.6%
ÍNDICE DE PLASTICIDAD	32.9%



ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO

ASTM D 422 (AASHTO T 27)

TRABAJO DE GRADUACIÓN:	PROPUESTA DE SOLUCIONES TEMPRANAS CON OBRAS DE INGENIERIA DE BAJO COSTO PARA MITIGACION DE RIESGOS Y CONTROL DE VULNERABILIDAD EN ZONAS DE DESLIZAMIENTOS EN LADERAS DE MONTAÑAS Y VOLCANES EN EL SALVADOR	Muestra No. 2/2				
Estación:	Lateral:	Profundidad:	Fecha Muestreo:	Fecha Ensayo:	Laboratorista:	Revisó:
---	---	2.50 - 3.0 m	09/06/12	13/07/12	JLCC; NEMS	M.Sc. REGG

Peso Bruto Seco (gr): 444.80 Tara (gr): 139.20 Peso Neto Seco (gr): 305.60

MATERIAL GRUESO

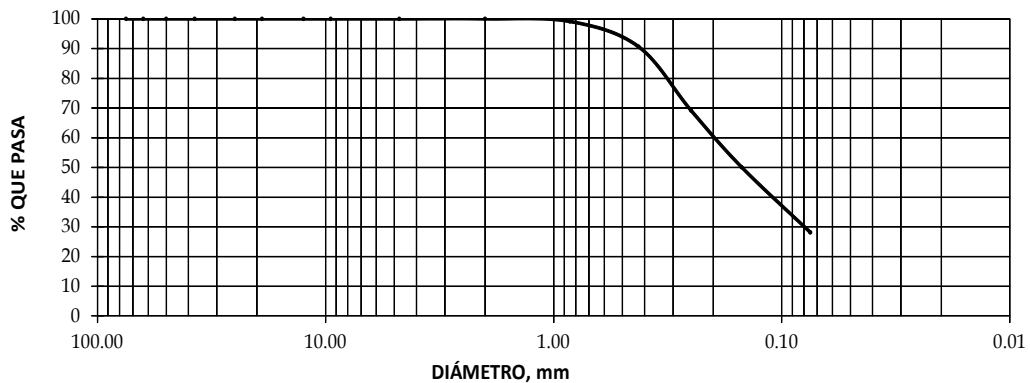
PSC (gr): **305.60**

Malla	Peso Seco Retenido Parcial (gr)	% Retenido Parcial	% Retenido Acumulado	% Que Pasa la Malla	Observaciones
3"	0	0.0	0.0	100.0	Contenido de Humedad PH + Tara (grs): 0.00 PS + Tara (grs): 0.00 Humedad grs): 0.00 PS Neto (grs): 0.00 Peso Tara (grs): 0.00 Humedad (%): 0.00 MUESTRA SECADA AL HORNO
2 1/2"	0.0	0.0	0.0	100.0	
2"	0.0	0.0	0.0	100.0	
1 1/2"	0.0	0.0	0.0	100.0	
1"	0.0	0.0	0.0	100.0	
3/4"	0.0	0.0	0.0	100.0	
1/2"	0.0	0.0	0.0	100.0	
3/8"	0.0	0.0	0.0	100.0	
No. 4	0.0	0.0	0.0	100.0	
Pasa No. 4	0.0	0.0	0.0	100.0	
SUMAS	0.0				

MATERIAL TAMIZADO POR MALLA No. 4

Peso Neto (gr): 305.60 PSC (gr): **305.60**

Malla	Peso Seco Retenido Parcial (gr)	% Retenido Parcial	% Retenido Acumulado	% Que Pasa la Malla	Observaciones
No. 10	0.00	0.00	0.00	100.00	GRAVA 0.00% ARENA 71.89% FINOS 28.11%
No. 20	2.64	0.86	0.86	99.14	
No. 40	25.94	8.49	9.35	90.65	
No. 60	65.66	21.49	30.84	69.16	
No. 100	58.35	19.09	49.93	50.07	
No. 200	67.10	21.96	71.89	28.11	
Pasa No. 200	85.91	28.11	100.00	0.00	
SUMAS	305.60	100.00			

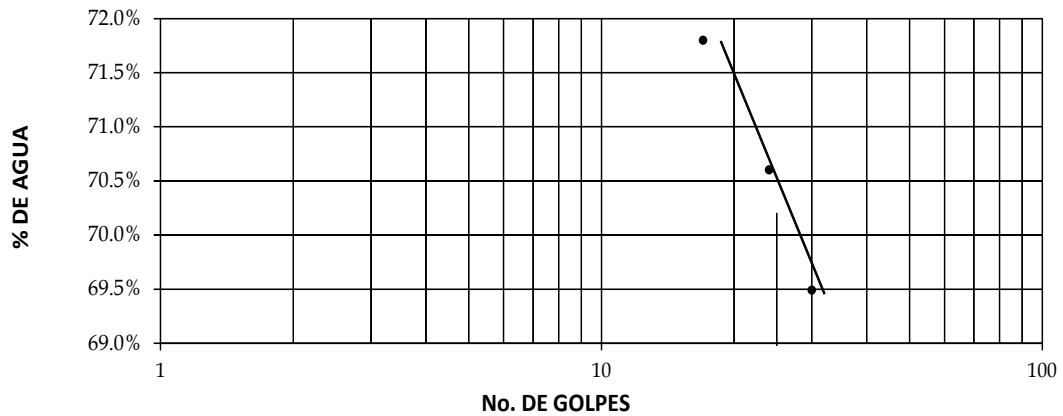


LÍMITES DE ATTERBERG

ASTM D 4318 (AASHTO T 89, T 90)

TRABAJO DE GRADUACIÓN:					Muestra No.	
PROPUESTA DE SOLUCIONES TEMPRANAS CON OBRAS DE INGENIERIA DE BAJO COSTO PARA MITIGACION DE RIESGOS Y CONTROL DE VULNERABILIDAD EN ZONAS DE DESLIZAMIENTOS EN LADERAS DE MONTAÑAS Y VOLCANES EN EL SALVADOR					2/2B	
Método:	Lateral:	Profundidad:	Fecha Muestreo:	Fecha Ensayo:	Laboratorista:	Revisó:
A	---	2.50 -3.0 m	09/06/12	12/07/12	JLCC; NEMS	M.Sc. REGG

	LÍMITE LÍQUIDO			LÍMITE PLÁSTICO		
	No. de Golpes	17	24	30		
Cápsula No.	0-9	C	E	T-000	0-14	C12
Peso Húmedo + Tara, g	28.25	27.80	26.84	24.50	25.24	33.86
Peso Seco + Tara, g	24.66	24.87	23.97	22.94	23.77	32.46
Peso Agua, g	3.59	2.93	2.87	1.56	1.47	1.40
Peso Tara, g	19.66	20.72	19.84	18.03	19.17	27.86
Peso Seco, g	5.00	4.15	4.13	4.91	4.60	4.60
Contenido de Agua, %	71.8%	70.6%	69.5%	31.8%	32.0%	30.4%



LÍMITE LÍQUIDO	70.3%
LÍMITE PLÁSTICO	31.4%
ÍNDICE DE PLASTICIDAD	38.9%

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL
LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES
"ING. MARIO ANGEL GUZMAN URBINA"

**DETERMINACIÓN DE LA GRAVEDAD ESPECÍFICA DE LOS SÓLIDOS DEL SUELO
POR EL MÉTODO DEL MATRAZ CON AGUA
(BASADA EN ASTM D 854-02)**

Lugar de procedencia:	<u>Cerro La Burrera</u>	Fecha:	<u>10/06/2012</u>
Clasificación del suelo:	<u>CH</u>	No. ensayo:	<u>1</u>
% que pasa tamiz #4	<u>100</u>	Laboratoristas	<u>Jorge Chicas;</u>
Método de ensayo:	<u>B (secado al horno)</u>	y cálculistas:	<u>Nazira Saravia</u>
No. de muestra:	<u>1</u>	Revisó:	<u>M.Sc. Rogelio Godínez</u>

Calibración del matraz

No. De picnómetro	M-4	M7	M-4	M7
Masa de matraz	g	---	---	---
Temperatura de calibración	°C	---	---	---
Masa de picnómetro+agua a temperatura de calibración	g	---	---	---
Densidad del agua a temperatura de calibración	g/ml	---	---	---
Volumen del picnómetro	ml	---	---	---
Volumen promedio del picnómetro	ml	---	---	---

NOTA: SE USÓ CARTA DE CALIBRACIÓN EXISTENTE EN VEZ DE CALIBRAR EL MATRAZ PREVIO A ENSAYO

Gravedad Específica, Gs

Temperatura de ensayo (Te)	24.0	24.0	25.0	25.0
Densidad del agua a temperatura de ensayo*	g/ml	0.99730	0.99730	0.99705
Masa del picnómetro+suelo+agua a Te	g	734.2	714.4	733.0
Masa del picnómetro+agua a Te (carta de calibración matraz)	g	696.475	676.4	696.3
No. de charola		14-2	A-7	11-6
Masa de charola	g	27.01	26.72	65.57
Masa de sólidos del suelo seco + recipiente	g	87.17	86.74	125.33
Masa de los sólidos del suelo	g	60.16	60.02	59.76
Gravedad específica a temperatura de ensayo	(Gst)	2.68	2.73	2.59
Coefficiente de temperatura*	K	0.99909	0.99909	0.99884
Gravedad específica a temperatura de 20°C	(Gs)	2.68	2.72	2.59
Gravedad específica promedio a temperatura de 20°C (Gs 20°C)		2.66		

Observaciones:

* Fuente: tabla 5.2 norma ASTM D854-02, volumen 04.08

1 ml = 1cm³

Muestra de suelo extraída de estructura terro-rocosa en flujo de lodo, Cerro La Burrera, Chalatenango.

DETERMINACIÓN EN LABORATORIO DE LAS CARACTERÍSTICAS DE COMPACTACIÓN DE LOS SUELOS (BASADA EN AASHTO T 180-01)						
TRABAJO DE GRADUACIÓN: PROPUESTA DE SOLUCIONES TEMPRANAS CON OBRAS DE INGENIERIA DE BAJO COSTO PARA MITIGACION DE RIESGOS Y CONTROL DE VULNERABILIDAD EN ZONAS DE DESLIZAMIENTOS EN LADERAS DE MONTAÑAS Y VOLCANES EN EL SALVADOR						
Fecha Muestreo:	Fecha Ensayo:	Profundidad:	Método de ensayo:		Molde	Descripción del suelo: CH arcilla densa arenosa de alta plasticidad
09/06/12	16/07/12	2.50 - 3.0 m	A		4''	
Gs:	No capas	Golpes/capa	Martillo	Laboratoristas:	Revisó:	
2.66	5	25	10.0 lb	JLCC; NEMS	MSc. REGG	

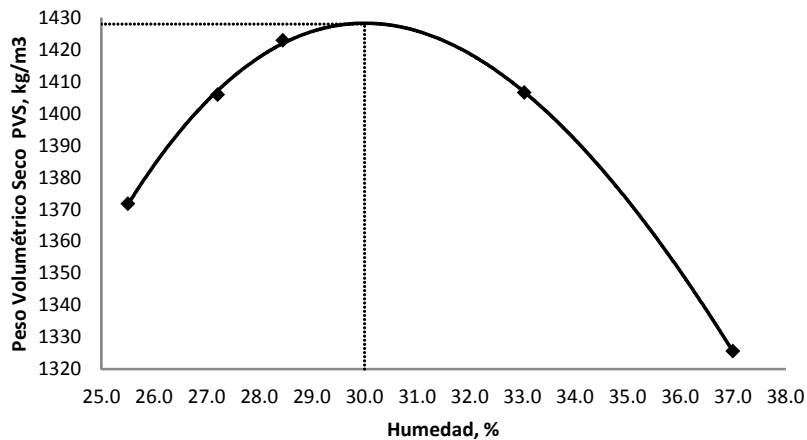
DETERMINACIÓN DE LA RELACIÓN DENSIDAD - HUMEDAD

No muestra		1	2	3	4	5
Peso de muestra de ensayo	gr	2603	1325	2603	2603	2603
Humedad de prueba	%	25%	27%	29%	33%	37%
Volumen de agua a agregar	cm ³	651	358	755	859	963
Peso del molde	gr	4288	4288	4288	4288	4288
Peso muestra húmeda + molde	gr	5910	5973	6010	6051	5999
Peso muestra húmeda	gr	1622	1685	1722	1763	1711
Volumen del molde	cm ³	942.14356	942.14356	942.14356	942.14356	942.14356
Peso volumétrico húmedo P.V.H.	Kg/m ³	1722	1788	1828	1871	1816
Peso volumétrico seco P.V.S.	Kg/m ³	1372	1406.0	1423.0	1406.6	1325.6

DETERMINACIÓN DE LA HUMEDAD

No muestra		1	2	3	4	5
No de tara		13_4	A-7	E-3	11_6	C-37
Peso de tara	gr	65.4	27.0	64.9	65.7	65.7
Peso húmedo + recipiente	gr	303.1	342.6	357.5	316.6	321.2
Peso seco + recipiente	gr	254.8	275.1	292.7	254.3	252.2
Peso de agua	gr	48.3	67.5	64.8	62.3	69.0
Peso seco	gr	189.4	248.1	227.8	188.6	186.5
Humedad	%	25.5	27.2	28.4	33.0	37.0

RELACIÓN HUMEDAD - DENSIDAD



HUMEDAD ÓPTIMA

30.0%

P.V.SECO MÁXIMO

1430 Kg/m³

P.V. HÚMEDO

1859 Kg/m³

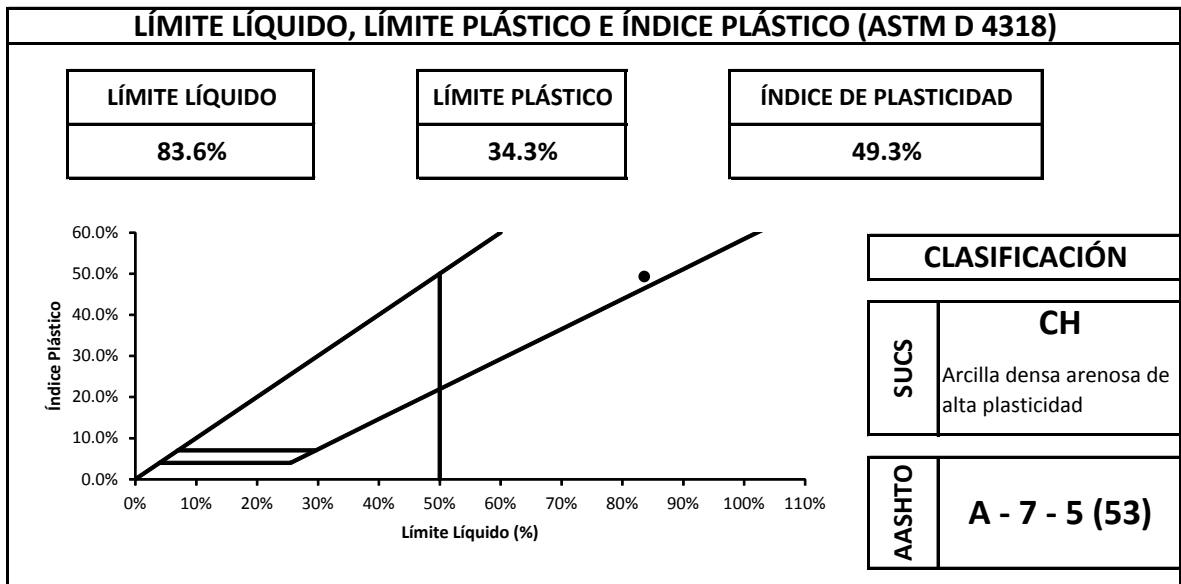
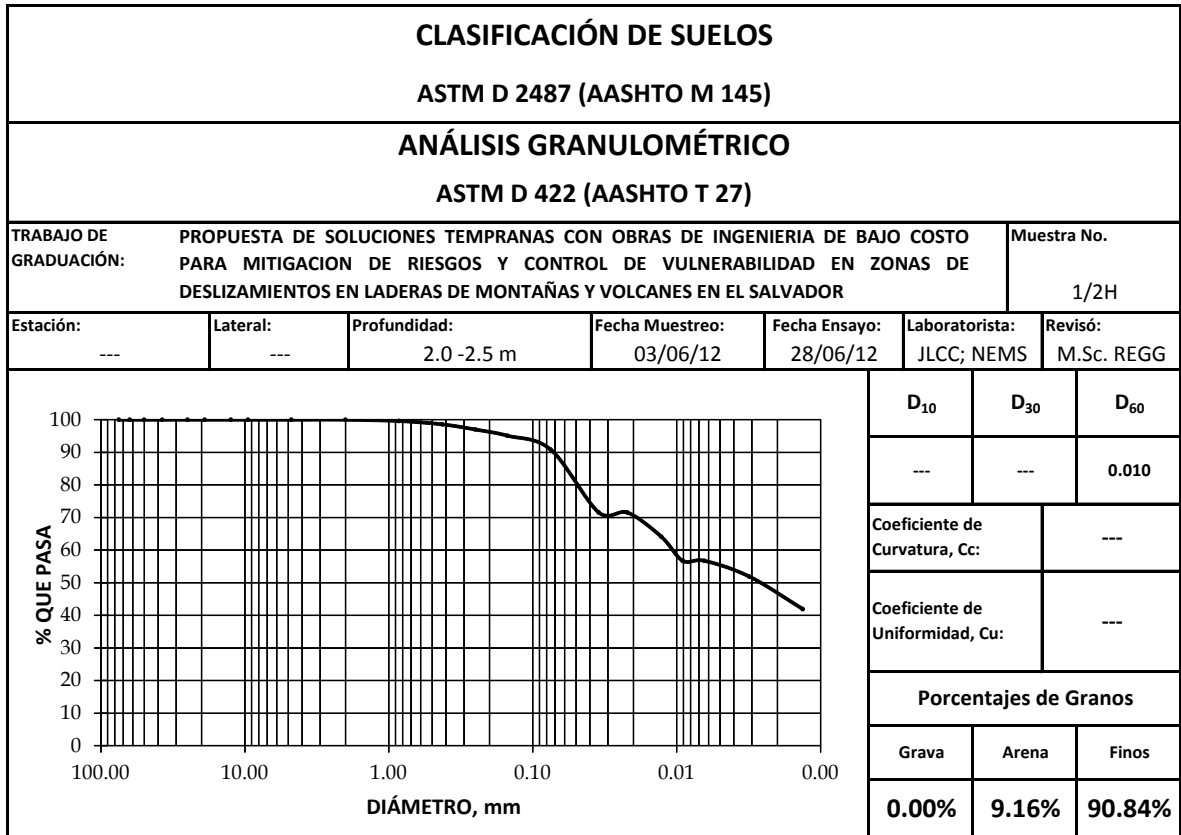
P.V.S Máximo corregido

1430 Kg/m³

Humedad Óptima corregida

30.0%

MUESTRA ALTERADA



ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO (HIDROMETRÍA)

ASTM D 422 (AASHTO T 27)

TRABAJO DE GRADUACIÓN: PROPUESTA DE SOLUCIONES TEMPRANAS CON OBRAS DE INGENIERÍA DE BAJO COSTO PARA MITIGACIÓN DE RIESGOS Y CONTROL DE VULNERABILIDAD EN ZONAS DE DESLIZAMIENTOS EN LADERAS DE MONTAÑAS Y VOLCANES EN EL SALVADOR						Muestra No. 1/2H
Estación:	Lateral:	Profundidad:	Fecha Muestreo:	Fecha Ensayo:	Laboratorista:	Revisó:
---	---	2.0 - 2.5 m	03/06/12	28/06/12	JLCC; NEMS	M.Sc. REGG

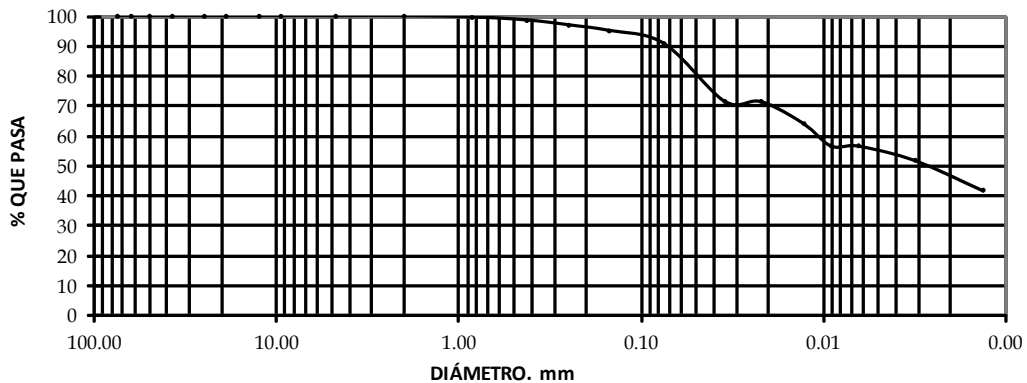
Peso Bruto Seco (gr): 20.14 Tara (gr): 7.47 Peso Neto (gr): 12.67

MATERIAL GRUESO **PSC (gr): 12.67**

Malla	Peso Retenido Parcial (gr)	% Retenido Parcial	% Retenido Acumulado	% Que Pasa la Malla	Observaciones
3"	0	0.0	0.0	100.0	Contenido de Humedad PH + Tara (grs): 0.00 PS + Tara (grs): 0.00 Humedad (grs): 0.00 PS Neto (grs): 0.00 Peso Tara (grs): 0.00 Humedad (%): 0.00
2 1/2"	0.0	0.0	0.0	100.0	
2"	0.0	0.0	0.0	100.0	
1 1/2"	0.0	0.0	0.0	100.0	
1"	0.0	0.0	0.0	100.0	
3/4"	0.0	0.0	0.0	100.0	
1/2"	0.0	0.0	0.0	100.0	
3/8"	0.0	0.0	0.0	100.0	
No. 4	0.0	0.0	0.0	100.0	
Pasa No. 4	12.7	100.0			
SUMAS	12.7				

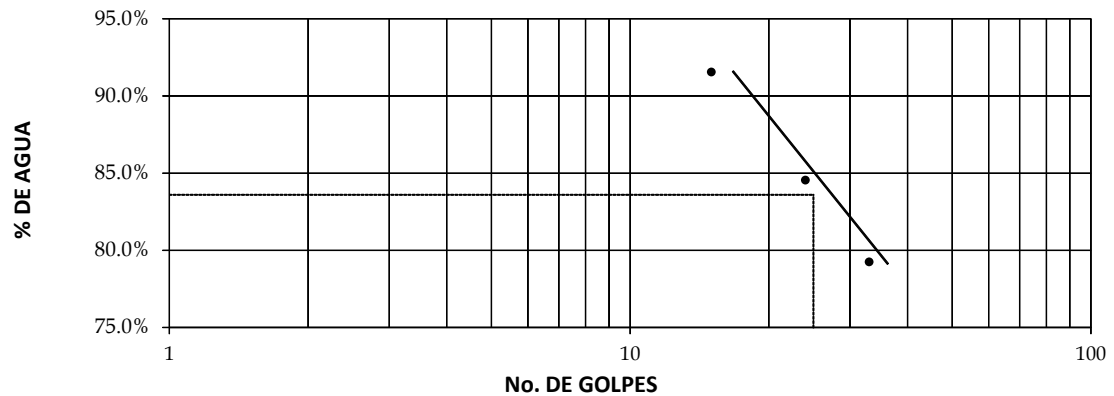
MATERIAL TAMIZADO POR MALLA No. 4 Peso Neto (gr): 12.67 **PSC (gr): 12.67**

Malla	Peso Retenido Parcial (grs)	% Retenido Parcial	% Retenido Acumulado	% Que Pasa la Malla	Observaciones
No. 10	0.00	0.00	0.00	100.00	GRAVA 0.00% ARENA 9.16% FINOS 90.84%
No. 20	0.05	0.39	0.39	99.61	
No. 40	0.13	1.03	1.42	98.58	
No. 60	0.20	1.58	3.00	97.00	
No. 100	0.24	1.89	4.89	95.11	
No. 200	0.54	4.26	9.16	90.84	
Pasa No. 200	11.51	90.84	100.00	0.00	
SUMAS	12.67	100.00			

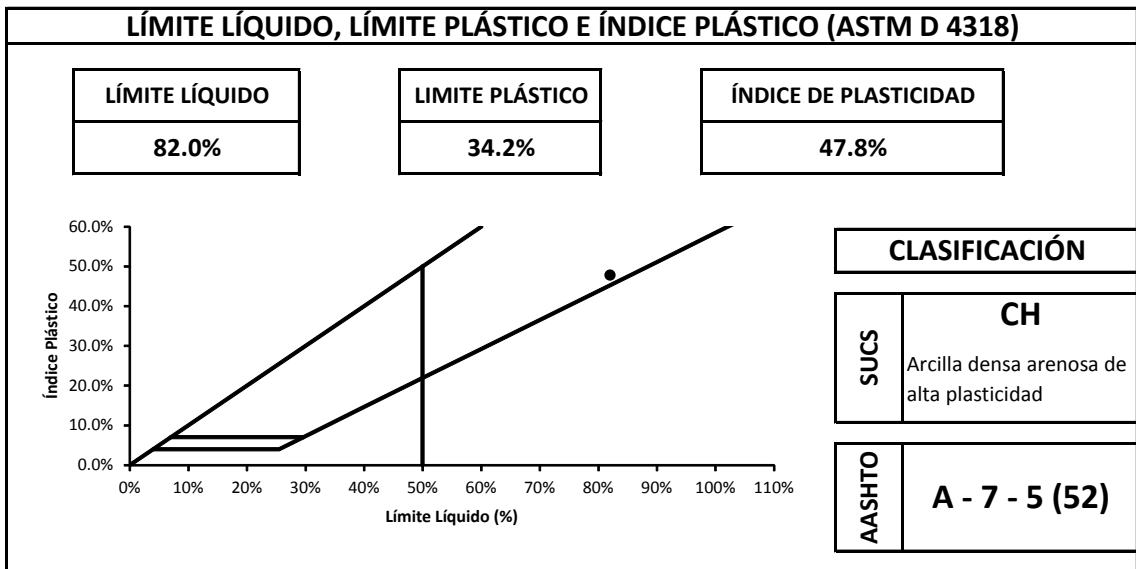
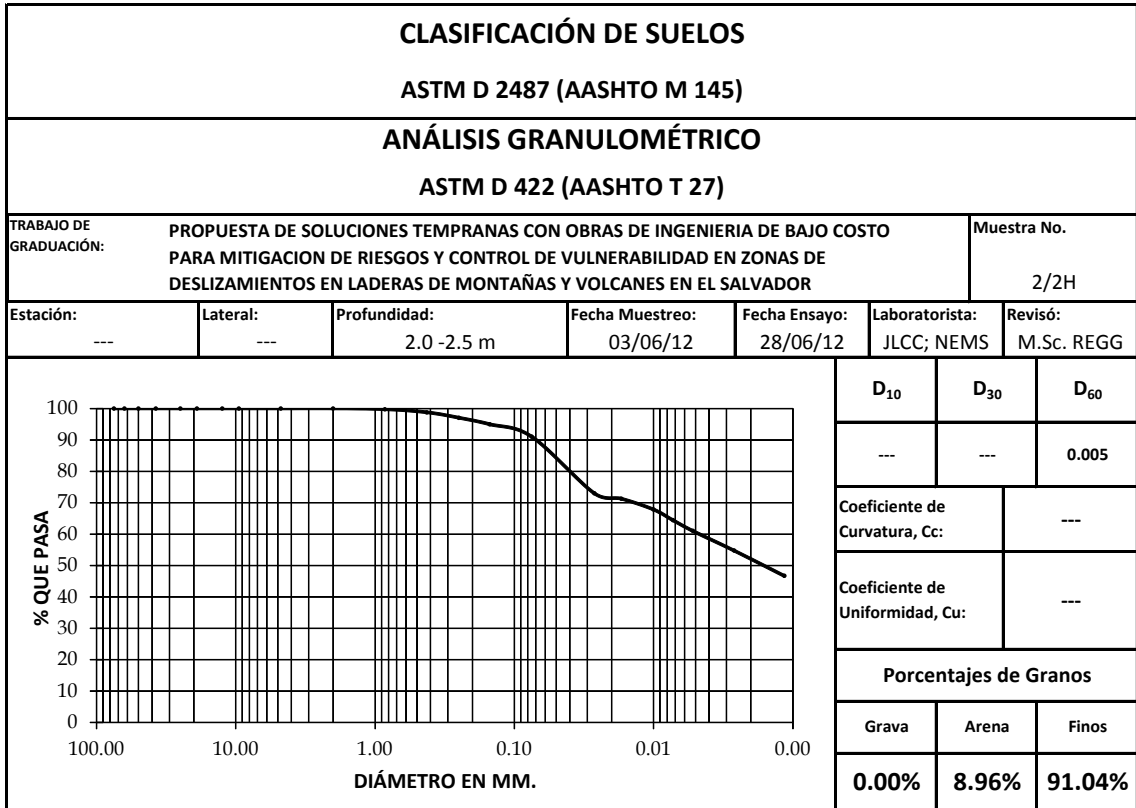


LIMITES DE ATTERBERG						
ASTM D 4318 (AASHTO T 89, T 90)						
TRABAJO DE GRADUACIÓN:	PROPUESTA DE SOLUCIONES TEMPRANAS CON OBRAS DE INGENIERIA DE BAJO COSTO PARA MITIGACION DE RIESGOS Y CONTROL DE VULNERABILIDAD EN ZONAS DE DESLIZAMIENTOS EN LADERAS DE MONTAÑAS Y VOLCANES EN EL SALVADOR					Muestra No. 1/2
Estación:	Lateral:	Profundidad:	Fecha Muestreo:	Fecha Ensayo:	Laboratorista:	Revisó:
---	---	2.0 - 2.50 m	03/06/12	06/06/12	JLCC; NEMS	M.Sc. REGG

	LÍMITE LÍQUIDO			LÍMITE PLÁSTICO		
No. de Golpes	15	24	33			
Cápsula No.	0-0	0	P	T-000	C	C12
Peso Húmedo + Tara, g	37.34	28.12	29.81	24.56	27.42	34.00
Peso Seco + Tara, g	33.76	23.85	25.15	22.91	25.70	32.42
Peso Agua, g	3.58	4.27	4.66	1.65	1.72	1.58
Peso Tara, g	29.85	18.80	19.27	18.06	20.70	27.83
Peso Seco, g	3.91	5.05	5.88	4.85	5.00	4.59
Contenido de Agua, %	91.6%	84.6%	79.3%	34.0%	34.4%	34.4%



LÍMITE LÍQUIDO	83.6%
LÍMITE PLÁSTICO	34.3%
ÍNDICE DE PLASTICIDAD	49.3%



ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO (HIDROMETRÍA)

ASTM D 422 (AASHTO T 27)

TRABAJO DE GRADUACIÓN:	PROPUESTA DE SOLUCIONES TEMPRANAS CON OBRAS DE INGENIERIA DE BAJO COSTO PARA MITIGACION DE RIESGOS Y CONTROL DE VULNERABILIDAD EN ZONAS DE DESLIZAMIENTOS EN LADERAS DE MONTAÑAS Y VOLCANES EN EL SALVADOR	Muestra No. 2/2H				
Estación:	Lateral:	Profundidad:	Fecha Muestreo:	Fecha Ensayo:	Laboratorista:	Revisó:
---	---	2.0 - 2.5 m	03/06/12	09/07/12	JLCC; NEMS	M.Sc. REGG

Peso Bruto Seco (gr): 65.40 Tara (gr): 10.40 Peso Neto (gr): 55.00

MATERIAL GRUESO

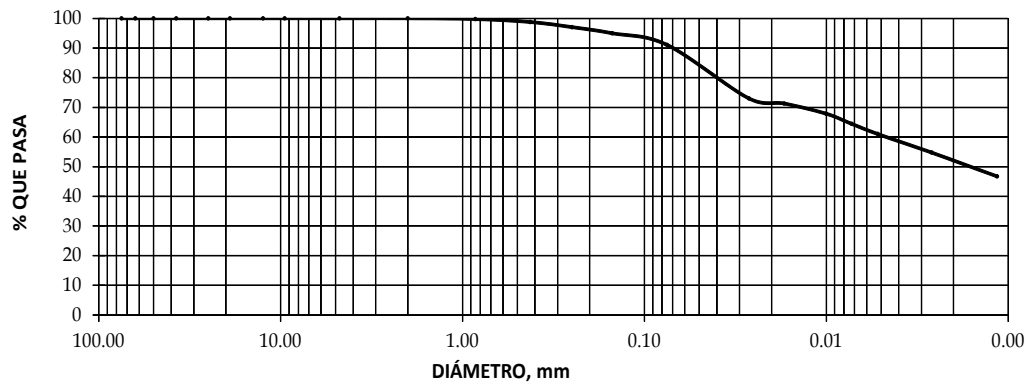
PSC (gr): **55.00**

Malla	Peso Retenido Parcial (gr)	% Retenido Parcial	% Retenido Acumulado	% Que Pasa la Malla	Observaciones
3"	0	0.0	0.0	100.0	Contenido de Humedad PH + Tara (grs): 0.00 PS + Tara (grs): 0.00 Humedad grs): 0.00 PS Neto (grs): 0.00 Peso Tara (grs): 0.00 Humedad (%): 0.00
2 1/2"	0.0	0.0	0.0	100.0	
2"	0.0	0.0	0.0	100.0	
1 1/2"	0.0	0.0	0.0	100.0	
1"	0.0	0.0	0.0	100.0	
3/4"	0.0	0.0	0.0	100.0	
1/2"	0.0	0.0	0.0	100.0	
3/8"	0.0	0.0	0.0	100.0	
No. 4	0.0	0.0	0.0	100.0	
Pasa No. 4	55.0	100.0			
SUMAS	55.0				

MATERIAL TAMIZADO POR MALLA No. 4

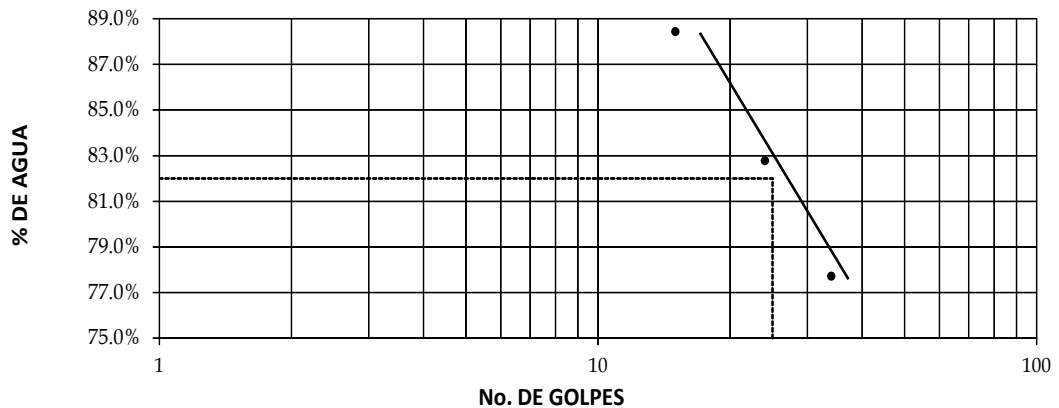
Peso Neto (gr): 55.00 PSC (gr): 55.00

Malla	Peso Retenido Parcial (grs)	% Retenido Parcial	% Retenido Acumulado	% Que Pasa la Malla	Observaciones
No. 10	0.00	0.00	0.00	100.00	GRAVA 0.00% ARENA 8.96% FINOS 91.04%
No. 20	0.14	0.25	0.25	99.75	
No. 40	0.54	0.98	1.24	98.76	
No. 60	0.95	1.73	2.96	97.04	
No. 100	1.14	2.07	5.04	94.96	
No. 200	2.16	3.93	8.96	91.04	
Pasa No. 200	50.07	91.04	100.00	0.00	
SUMAS	55.00	100.00			

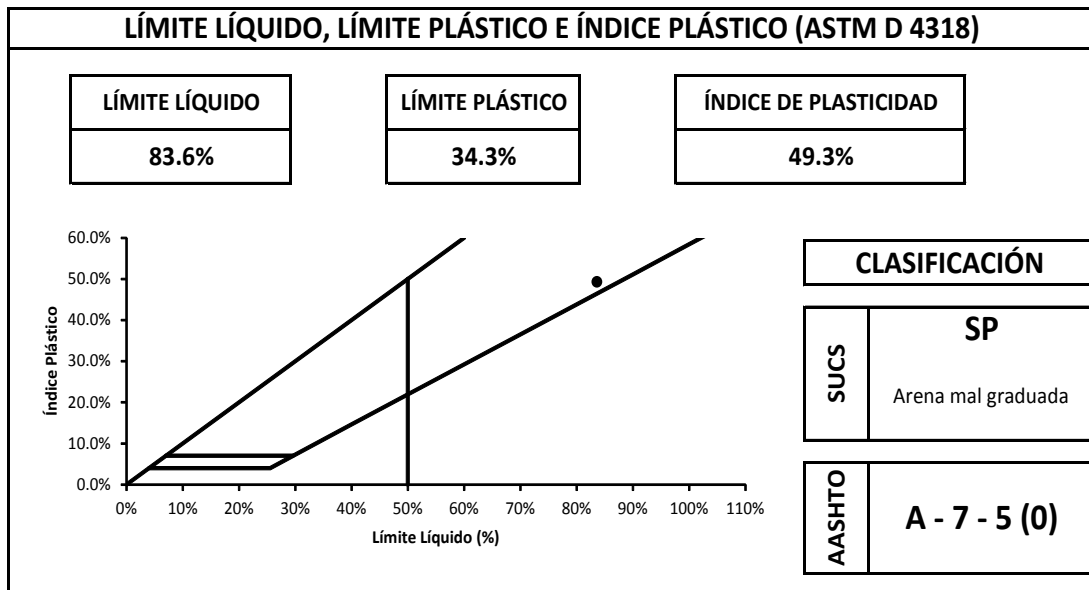
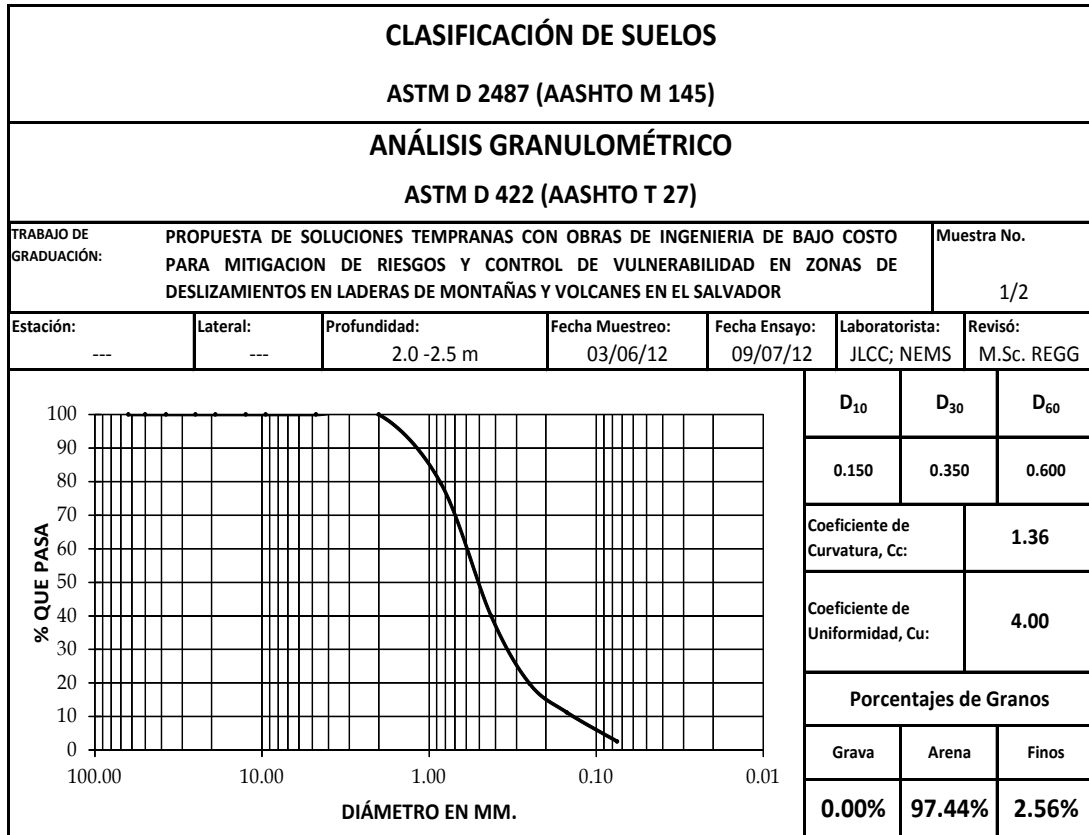


LÍMITES DE ATTERBERG						
ASTM D 4318 (AASHTO T 89, T 90)						
TRABAJO DE GRADUACIÓN:	PROPUESTA DE SOLUCIONES TEMPRANAS CON OBRAS DE INGENIERIA DE BAJO COSTO PARA MITIGACION DE RIESGOS Y CONTROL DE VULNERABILIDAD EN ZONAS DE DESLIZAMIENTOS EN LADERAS DE MONTAÑAS Y VOLCANES EN EL SALVADOR					Muestra No. 2/2
Estación:	Lateral:	Profundidad:	Fecha Muestreo:	Fecha Ensayo:	Laboratorista:	Revisó:
---	---	2.0 - 2.50 m	03/06/12	06/06/12	JLCC; NEMS	M.Sc. REGG

	LÍMITE LÍQUIDO			LÍMITE PLÁSTICO		
	No. de Golpes	15	24	34		
Cápsula No.	81	12_3	94	E	0-9	0-14
Peso Húmedo + Tara, g	32.04	27.91	32.31	27.11	27.35	25.42
Peso Seco + Tara, g	27.45	23.92	27.95	25.23	25.36	23.90
Peso Agua, g	4.59	3.99	4.36	1.88	1.99	1.52
Peso Tara, g	22.26	19.10	22.34	19.85	19.71	19.23
Peso Seco, g	5.19	4.82	5.61	5.38	5.65	4.67
Contenido de Agua, %	88.4%	82.8%	77.7%	34.9%	35.2%	32.5%



LÍMITE LÍQUIDO	82.0%
LÍMITE PLÁSTICO	34.2%
ÍNDICE DE PLASTICIDAD	47.8%



ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO

ASTM D 422 (AASHTO T 27)

TRABAJO DE GRADUACIÓN:	PROPUESTA DE SOLUCIONES TEMPRANAS CON OBRAS DE INGENIERIA DE BAJO COSTO PARA MITIGACION DE RIESGOS Y CONTROL DE VULNERABILIDAD EN ZONAS DE DESLIZAMIENTOS EN LADERAS DE MONTAÑAS Y VOLCANES EN EL SALVADOR	Muestra No. 1/2				
Estación:	Lateral:	Profundidad:	Fecha Muestreo:	Fecha Ensayo:	Laboratorista:	Revisó:
---	---	2.00 - 2.50 m	03/06/12	09/07/12	JLCC; NEMS	M.Sc. REGG

Peso Bruto Seco (grs): 420.30 Tara (grs): 107.40 Peso Neto (grs): 312.90

MATERIAL GRUESO

PSC (grs): **312.90**

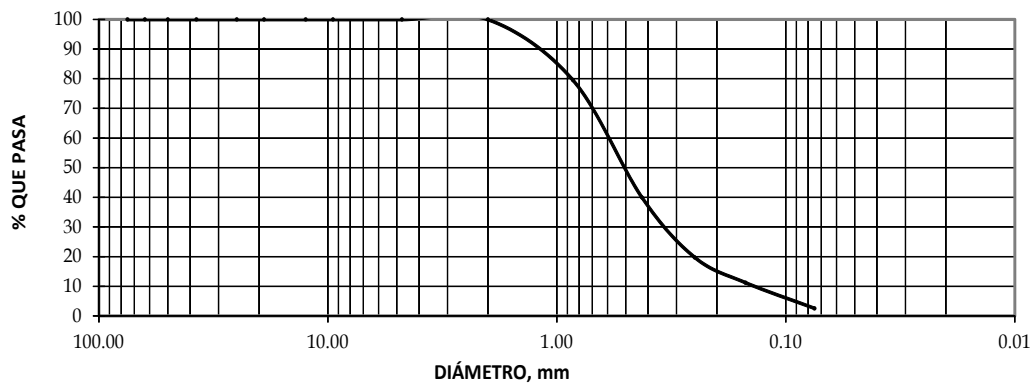
Malla	Peso Retenido Parcial (grs)	% Retenido Parcial	% Retenido Acumulado	% Que Pasa la Malla	Observaciones
3"	0	0.0	0.0	100.0	Contenido de Humedad PH + Tara (grs): 0.0 PS + Tara (grs): 0.0 Humedad (grs): 0.0 PS Neto (grs): 0.0 Peso Tara (grs): 0.0 Humedad (%): 0.00
2 1/2"	0.0	0.0	0.0	100.0	
2"	0.0	0.0	0.0	100.0	
1 1/2"	0.0	0.0	0.0	100.0	
1"	0.0	0.0	0.0	100.0	
3/4"	0.0	0.0	0.0	100.0	
1/2"	0.0	0.0	0.0	100.0	
3/8"	0.0	0.0	0.0	100.0	
No. 4	0.0	0.0	0.0	100.0	
Pasa No. 4	312.9	100.0			
SUMAS	312.9				

NOTA: SUELO SECADO AL HORNO PREVIO A TAMIZADO

MATERIAL TAMIZADO POR MALLA No. 4

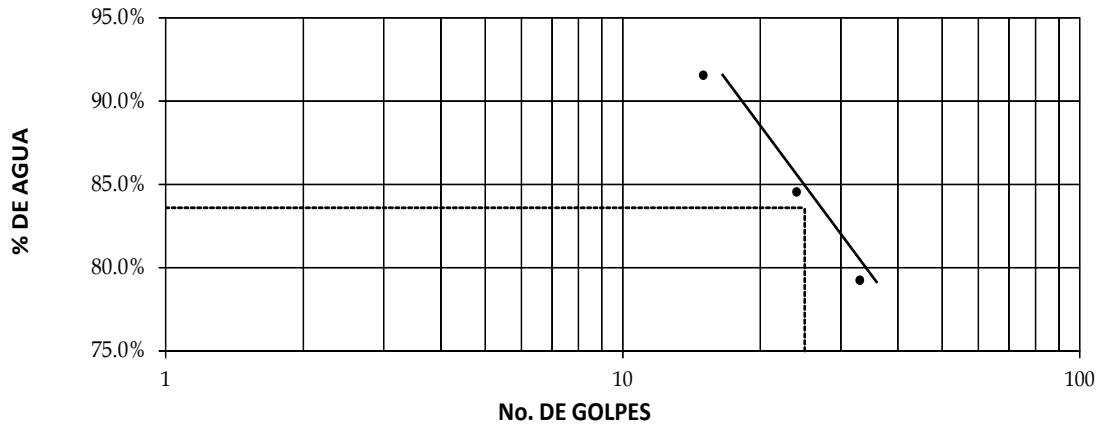
Peso Neto (grs): **312.90** PSC (grs): **312.90**

Malla	Peso Retenido Parcial (grs)	% Retenido Parcial	% Retenido Acumulado	% Que Pasa la Malla	Observaciones
No. 10	0.00	0.00	0.00	100.00	GRAVA 0.00% ARENA 97.44% FINOS 2.56%
No. 20	64.00	20.45	20.45	79.55	
No. 40	123.80	39.57	60.02	39.98	
No. 60	63.30	20.23	80.25	19.75	
No. 100	26.70	8.53	88.78	11.22	
No. 200	27.10	8.66	97.44	2.56	
Pasa No. 200	8.00	2.56	100.00	0.00	
SUMAS	312.9	100.00			



LÍMITES DE ATTERBERG						
ASTM D 4318 (AASHTO T 89, T 90)						
TRABAJO DE GRADUACIÓN:	PROPUESTA DE SOLUCIONES TEMPRANAS CON OBRAS DE INGENIERIA DE BAJO COSTO PARA MITIGACION DE RIESGOS Y CONTROL DE VULNERABILIDAD EN ZONAS DE DESLIZAMIENTOS EN LADERAS DE MONTAÑAS Y VOLCANES EN EL SALVADOR					Muestra No. 1/2
Estación:	Lateral:	Profundidad:	Fecha Muestreo:	Fecha Ensayo:	Laboratorista:	Revisó:
---	---	2.0 - 2.50 m	03/06/12	06/06/12	JLCC; NEMS	M.Sc. REGG

	LÍMITE LÍQUIDO			LÍMITE PLÁSTICO		
	15	24	33			
No. de Golpes	15	24	33			
Cápsula No.	0-0	0	P	T-000	C	C12
Peso Húmedo + Tara, g	37.34	28.12	29.81	24.56	27.42	34.00
Peso Seco + Tara, g	33.76	23.85	25.15	22.91	25.70	32.42
Peso Agua, g	3.58	4.27	4.66	1.65	1.72	1.58
Peso Tara, g	29.85	18.80	19.27	18.06	20.70	27.83
Peso Seco, g	3.91	5.05	5.88	4.85	5.00	4.59
Contenido de Agua, %	91.6%	84.6%	79.3%	34.0%	34.4%	34.4%



LÍMITE LÍQUIDO	83.6%
LÍMITE PLÁSTICO	34.3%
ÍNDICE DE PLASTICIDAD	49.3%

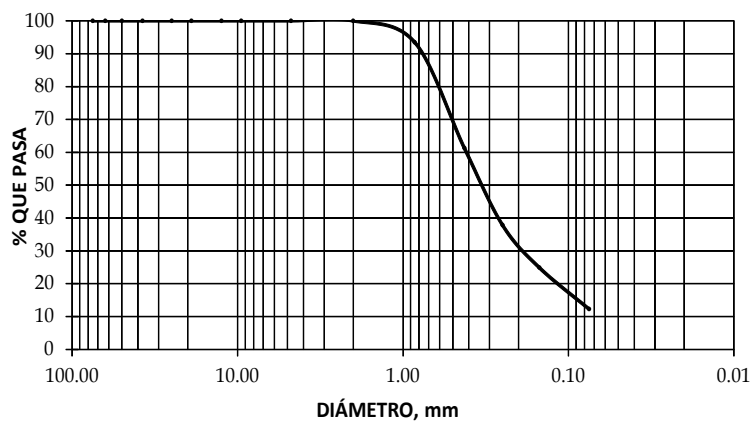
CLASIFICACIÓN DE SUELOS

ASTM D 2487 (AASHTO M 145)

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO

ASTM D 422 (AASHTO T 27)

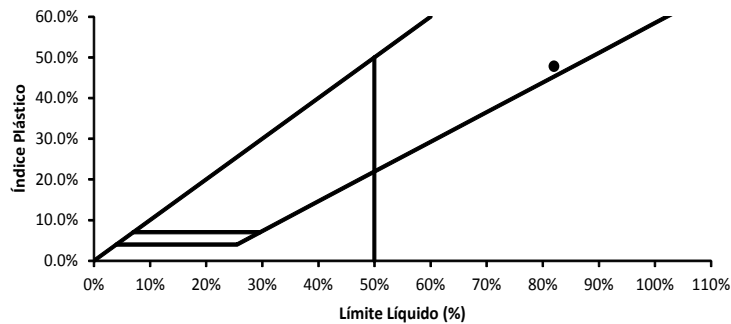
TRABAJO DE GRADUACIÓN:	PROPUESTA DE SOLUCIONES TEMPRANAS CON OBRAS DE INGENIERIA DE BAJO COSTO PARA MITIGACION DE RIESGOS Y CONTROL DE VULNERABILIDAD EN ZONAS DE DESLIZAMIENTOS EN LADERAS DE MONTAÑAS Y VOLCANES EN EL SALVADOR	Muestra No. 2/2				
Estación:	Lateral:	Profundidad:	Fecha Muestreo:	Fecha Ensayo:	Laboratorista:	Revisó:
---	---	2.0 -2.5 m	03/06/12	09/07/12	JLCC; NEMS	M.Sc. REGG



D ₁₀	D ₃₀	D ₆₀
0.075	0.200	0.400
Coeficiente de Curvatura, Cc:		1.33
Coeficiente de Uniformidad, Cu:		5.33
Porcentajes de Granos		
Grava	Arena	Finos
0.00%	87.72%	12.28%

LÍMITE LÍQUIDO, LÍMITE PLÁSTICO E ÍNDICE PLÁSTICO (ASTM D 4318)

LÍMITE LÍQUIDO	LÍMITE PLÁSTICO	ÍNDICE DE PLASTICIDAD
82.0%	34.2%	47.8%



CLASIFICACIÓN	
SUCS	SC Arena arcillosa
AASHTO	A - 7 - 5 (0)

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO

ASTM D 422 (AASHTO T 27)

TRABAJO DE GRADUACIÓN:	PROPUESTA DE SOLUCIONES TEMPRANAS CON OBRAS DE INGENIERIA DE BAJO COSTO PARA MITIGACION DE RIESGOS Y CONTROL DE VULNERABILIDAD EN ZONAS DE DESLIZAMIENTOS EN LADERAS DE MONTAÑAS Y VOLCANES EN EL SALVADOR	Muestra No. 2/2				
Estación:	Lateral:	Profundidad:	Fecha Muestreo:	Fecha Ensayo:	Laboratorista:	Revisó:
---	---	2.00 - 2.50 m	03/06/12	09/07/12	JLCC; NEMS	M.Sc. REGG

Peso Bruto Seco (grs): 152.82 Tara (grs): 29.22 Peso Neto (grs): 123.60

MATERIAL GRUESO

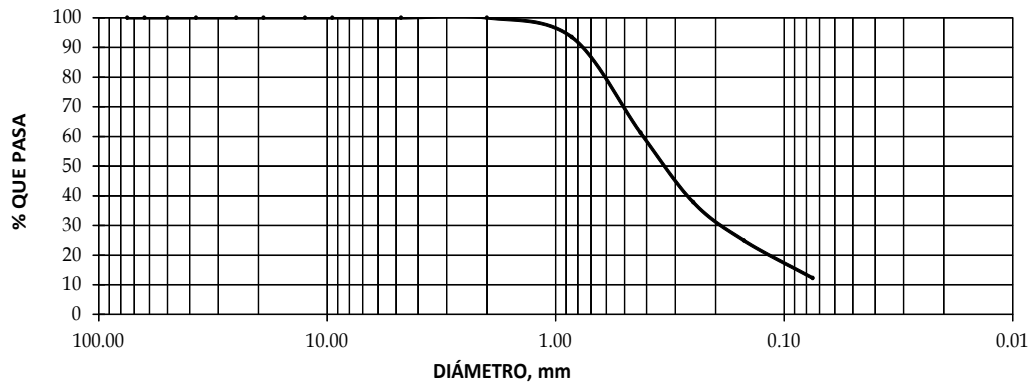
PSC (grs): **123.60**

Malla	Peso Retenido Parcial (grs)	% Retenido Parcial	% Retenido Acumulado	% Que Pasa la Malla	Observaciones
3"	0	0.0	0.0	100.0	Contenido de Humedad PH + Tara (grs): 0.0 PS + Tara (grs): 0.0 Humedad (grs): 0.0 PS Neto (grs): 0.0 Peso Tara (grs): 0.0 Humedad (%): 0.00
2 1/2"	0.0	0.0	0.0	100.0	
2"	0.0	0.0	0.0	100.0	
1 1/2"	0.0	0.0	0.0	100.0	
1"	0.0	0.0	0.0	100.0	
3/4"	0.0	0.0	0.0	100.0	
1/2"	0.0	0.0	0.0	100.0	
3/8"	0.0	0.0	0.0	100.0	
No. 4	0.0	0.0	0.0	100.0	
Pasa No. 4	123.6	100.0			
SUMAS	123.6				NOTA: SUELO SECADO AL HORNO PREVIO A TAMIZADO

MATERIAL TAMIZADO POR MALLA No. 4

Peso Neto (grs): **123.60** PSC (grs): **123.60**

Malla	Peso Retenido Parcial (grs)	% Retenido Parcial	% Retenido Acumulado	% Que Pasa la Malla	Observaciones
No. 10	0.00	0.00	0.00	100.00	GRAVA 0.00% ARENA 87.72% FINOS 12.28%
No. 20	8.05	6.51	6.51	93.49	
No. 40	39.82	32.22	38.73	61.27	
No. 60	28.96	23.43	62.16	37.84	
No. 100	15.97	12.92	75.08	24.92	
No. 200	15.62	12.64	87.72	12.28	
Pasa No. 200	15.18	12.28	100.00	0.00	
SUMAS	123.6	100.00			

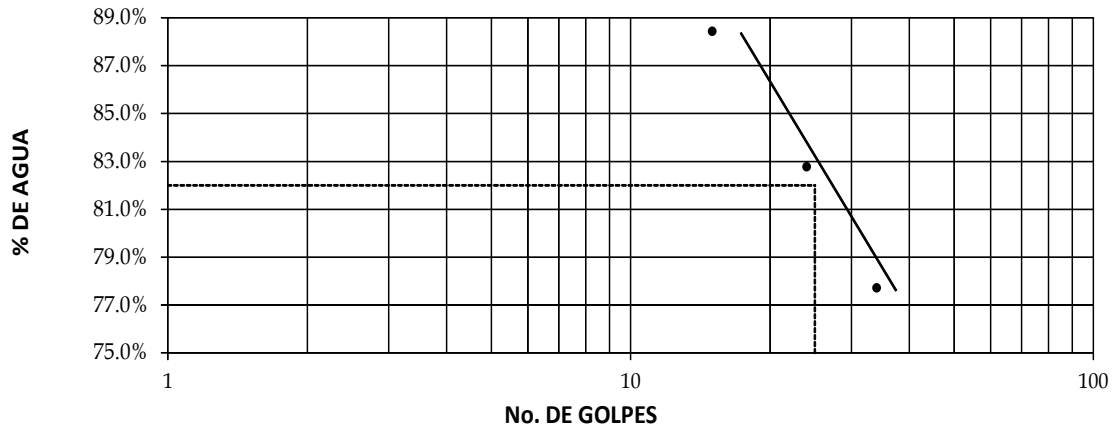


LÍMITES DE ATTERBERG

ASTM D 4318 (AASHTO T 89, T 90)

TRABAJO DE GRADUACIÓN: PROPUESTA DE SOLUCIONES TEMPRANAS CON OBRAS DE INGENIERIA DE BAJO COSTO PARA MITIGACION DE RIESGOS Y CONTROL DE VULNERABILIDAD EN ZONAS DE DESLIZAMIENTOS EN LADERAS DE MONTAÑAS Y VOLCANES EN EL SALVADOR					Muestra No. 2/2	
Estación:	Lateral:	Profundidad:	Fecha Muestreo:	Fecha Ensayo:	Laboratorista:	Revisó:
---	---	2.0 - 2.50 m	03/06/12	06/06/12	JLCC; NEMS	M.Sc. REGG

	LÍMITE LÍQUIDO			LÍMITE PLÁSTICO		
	15	24	34	E	0-9	0-14
No. de Golpes	15	24	34			
Cápsula No.	81	12_3	94	E	0-9	0-14
Peso Húmedo + Tara, g	32.04	27.91	32.31	27.11	27.35	25.42
Peso Seco + Tara, g	27.45	23.92	27.95	25.23	25.36	23.90
Peso Agua, g	4.59	3.99	4.36	1.88	1.99	1.52
Peso Tara, g	22.26	19.10	22.34	19.85	19.71	19.23
Peso Seco, g	5.19	4.82	5.61	5.38	5.65	4.67
Contenido de Agua, %	88.4%	82.8%	77.7%	34.9%	35.2%	32.5%



LÍMITE LÍQUIDO	82.0%
LÍMITE PLÁSTICO	34.2%
ÍNDICE DE PLASTICIDAD	47.8%

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
 FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
 ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL
 LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES
 "ING. MARIO ANGEL GUZMAN URBINA"

**DETERMINACIÓN DE LA GRAVEDAD ESPECÍFICA DE LOS SÓLIDOS DEL SUELO
 POR EL METODO DEL MATRAZ CON AGUA
 (BASADA EN ASTM D 854-02)**

Lugar de procedencia:	Cerro La Burrera	Fecha ensayo:	05/06/2012
Clasificación del suelo:	CH	No. ensayo:	1/1
Método de ensayo:	B (secado al horno)	Laboratoristas	Jorge Chicas;
No. de muestra:	1	y cálculistas:	Nazira Saravia
Revisó:	M.Sc. Rogelio Godínez		

Calibración del matraz

No. De Matraz	3-A	4A	M3
Masa de matraz	g	---	---
Temperatura de calibración	°C	---	---
Masa de picnómetro+agua a temperatura de calibración	g	---	---
Densidad del agua a temperatura de calibración	g/ml	---	---
Volumen del picnómetro	ml	---	---
Volumen promedio del picnómetro	ml	---	---

NOTA: SE USÓ CARTA DE CALIBRACIÓN EXISTENTE EN VEZ DE CALIBRAR EL MATRAZ PREVIO A ENSAYO

Gravedad Específica, Gs

Temperatura de ensayo (Te)	27.0	27.0	27.0
Densidad del agua a temperatura de ensayo*	g/ml	0.99652	0.99652
Masa del picnómetro+suelo+agua a Te	g	722.4	708.2
Masa del picnómetro+agua a Te (carta de calibración matraz)	g	690.1	674.2
No. de charola		A-7	14-2
Masa de charola	g	26.6	29.5
Masa de sólidos del suelo seco + recipiente	g	80.9	85.7
Masa de los sólidos del suelo	g	54.3	56.2
Gravedad específica a temperatura de ensayo	(Gt)	2.47	2.53
Coefficiente de temperatura*,	K	0.99831	0.99831
Gravedad específica a temperatura de 20°C	(Gs)	2.46	2.53
Gravedad específica promedio a temperatura de 20°C	(Gs)	2.49	

Observaciones: * Fuente: tabla 5.2 norma ASTM D854-02, volumen 04.08
1 ml = 1cm³
Muestra de suelo extraída de estructura terro-rocosa en flujo de lodo, Cerro La Burrera, Chalatenango.

DETERMINACIÓN EN LABORATORIO DE LAS CARACTERÍSTICAS DE COMPACTACIÓN DE LOS SUELOS (BASADA EN AASHTO T 180-01)					
TRABAJO DE GRADUACIÓN: PROPUESTA DE SOLUCIONES TEMPRANAS CON OBRAS DE INGENIERIA DE BAJO COSTO PARA MITIGACION DE RIESGOS Y CONTROL DE VULNERABILIDAD EN ZONAS DE DESLIZAMIENTOS EN LADERAS DE MONTAÑAS Y VOLCANES EN EL SALVADOR					
Fecha Muestreo: 03/06/12	Fecha Ensayo: 08/06/12	Profundidad: 2.0 - 2.5 m	Método de ensayo: A	Molde 4''	Descripción del suelo: CH Arcilla densa arenosa de alta plasticidad, color café claro.
Gs: 2.49	No capas 5	Golpes/capa 25	Martillo 10.0 lb	Laboraristas: JLCC; NEMS	Revisó: M.Sc. REGG

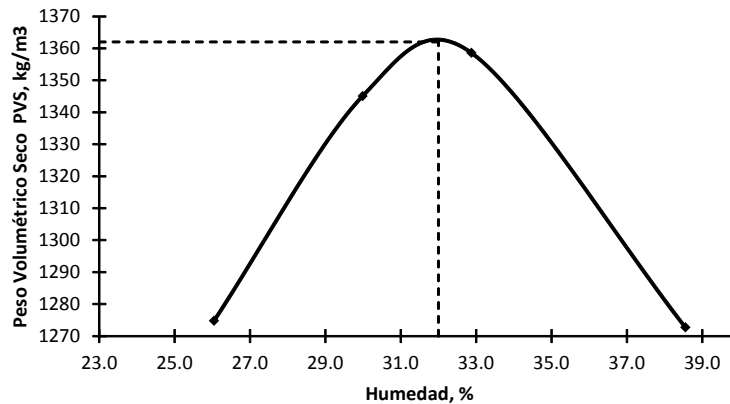
DETERMINACIÓN DE LA RELACIÓN DENSIDAD - HUMEDAD

No muestra		1	2	3	4	---
Peso de muestra de ensayo	gr	3188	2833	2925	2689	---
Humedad de prueba	%	0%	4%	8%	12%	---
Volumen de agua a agregar	cm ³	0	113	234	323	---
Peso del molde	gr	4367	4367	4367	4367	---
Peso muestra húmeda + molde	gr	5865	5997	6050	6011	---
Peso muestra húmeda	gr	1498	1630	1683	1644	---
Volumen del molde	cm ³	932.2782	932.2782	932.2782	932.2782	---
Peso volumétrico húmedo P.V.H.	Kg/m ³	1607	1748	1805	1763	---
Peso volumétrico seco P.V.S.	Kg/m ³	1275	1345	1359	1273	---

DETERMINACIÓN DE LA HUMEDAD

No muestra		1	2	3	4	---
No de tara		14_5	X-1	14_9	14_8	---
Peso de tara	gr	62.7	50.7	65.2	78.6	---
Peso húmedo + recipiente	gr	240.8	233.2	219.6	197.2	---
Peso seco + recipiente	gr	204.0	191.1	181.4	164.2	---
Peso de agua	gr	36.8	42.1	38.2	33.0	---
Peso seco	gr	141.3	140.4	116.2	85.6	---
Humedad	%	26.0	30.0	32.9	38.6	---

RELACIÓN HUMEDAD - DENSIDAD



HUMEDAD ÓPTIMA
32.0%

P.V.SECO MÁXIMO
1362 Kg/m³

P.V. HÚMEDO
1798 Kg/m³

P.V.S Máximo corregido
1362 Kg/m³

Humedad Óptima corregida
32.0%

MEMORIA DE CÁLCULO

MUESTRA INALTERADA

DETERMINACIÓN DEL TAMAÑO DE LAS PARTÍCULAS DE SUELOS SEGÚN MÉTODO DE PRUEBA ASTM D 422. HIDROMETRIA.

MEMORIA DE CÁLCULO PARA LA MUESTRA INALTERADA

1. Determinación de la humedad higroscópica

$$\omega_{\%} = \frac{M_{h+r} - M_{s+r}}{M_{s+r} - M_r} \times 100\% = \frac{M_w}{M_s} \times 100\% \quad (\text{EC. 1})$$

donde:

$\omega_{\%}$: contenido de humedad higroscópica, %

M_{h+r} : masa del espécimen húmedo + recipiente, g

M_{s+r} : masa del espécimen secado al horno + recipiente, g

M_r : masa del recipiente, g

M_w : masa de agua ($M_w = M_{h+r} - M_{s+r}$), g

M_s : masa de suelo seco ($M_s = M_{s+r} - M_r$), g

NOTA: Debido a que se realizó el ensayo con muestra de suelo secado al horno, según

ASTM D 2216, no fue necesario corregir por humedad higroscópica.

2. Determinación de la masa seca que pasa el tamiz No. 10 (2.00 mm) corregida por humedad higroscópica

$$M_{sh} = \frac{M_h}{1 + \frac{\omega_{\%}}{100}} \quad (\text{EC. 2})$$

donde:

$\omega_{\%}$: contenido de humedad higroscópica, %. De ecuación 1.

M_{sh} : masa del espécimen seco corregida por humedad higroscópica, g

M_h : masa del espécimen húmedo del material que pasa la malla No. 10, incluyendo pérdidas por lavado, g

NOTA: Todo el suelo pasó la malla No. 10 (2.00 mm). Debido a que el ensayo se realizó con muestra de suelo secado al horno, según ASTM D 2216, no fue necesario corregir el peso de la muestra de suelo por humedad higroscópica, por lo tanto, M_{sh} es igual a la masa seca total empleada en el ensay, M_t .

3. Determinación de la masa seca total del ensayo

$$M_t = M_g + M_{sh} \quad (\text{EC. 3})$$

donde:

M_t : masa seca total empleada en el ensayo, g

M_g : masa del material grueso, fracción retenida en la malla No. 10, g

M_{sh} : masa del espécimen seco corregida por humedad higroscópica, g

$$M_t = M_g + M_{sh} = 0.0 + 55.00$$

$$M_t = 55.00 \text{ g}$$

4. Análisis de tamizado para la porción retenida en el tamiz No. 10 (2.00 mm)

NOTA: La muestra total de suelo pasó el tamiz No. 10, es decir, no fue necesario tamizar la fracción retenida en la criba No. 10

5. Análisis por hidrometría

a. Determinación de la masa seca empleada en el análisis hidrométrico

NOTA: Debido a que se utilizaron 55.00 g de suelo seco, no fue necesario determinar la muestra de suelo seco empleando la ecuación 2.

b. Lectura corregida del hidrómetro

$$R_c = R_r - C_d \pm C_t \quad (\text{EC. 4})$$

donde:

R_c : lectura corregida del hidrómetro por defloculante y temperatura, g/l

R_r : lectura real hidrómetro, g/l

C_d : corrección por defloculante, g/l

C_t : corrección por temperatura, g/l. Ver tabla 1

$$C_d = L_1 - L_2 \quad (\text{EC. 5})$$

donde:

L_1 : lectura parte inferior del menisco, sólo con agua

L_2 : lectura parte inferior del menisco, con agua y defloculante

$$C_d = -1 - 8 = | -9 | = 9$$

$$C_d = 9$$

Tabla 1. Corrección por temperatura. Fuente:
Manual de laboratorio de Joseph E.
Bowles

Temperatura, °C	C _t
25	+1.30
26	+1.65

Tabla 2. Tiempos de lecturas, lecturas R_r, temperaturas de ensayo °C, correcciones por temperatura C_t, corrección por defloculante C_d y lectura corregida del hidrómetro por defloculante y temperatura R_c.

Tiempo, min	R _r	Temp. °C	C _t , °C	C _d	R _c
2	38	25	+1.30	9	30.30
5	37	25	+1.30	9	29.30
15	33	25	+1.30	9	25.30
30	30	25	+1.30	9	22.30
60	27	25	+1.30	9	19.30
250	23	26	+1.65	9	15.65
1440	19	26	+1.65	9	11.65

c. Determinación del factor de corrección “a”

La gravedad específica del suelo es $G_s = 2.66$, entonces se interpola el valor “a” de la tabla 3 y se obtuvo $a = 0.998$

Tabla 3. Factor de corrección debido a gravedad específica.
Fuente: ASTM D 422-63, volumen 04.08.

G _s	Factor de corrección*
2.70	0.99
2.65	1.00

* Valor a ser empleado en la ecuación para la determinación del porcentaje de suelo que permanece en suspensión, cuando se usa el hidrómetro 152H

d. Determinación del porcentaje de suelo que permanece en suspensión

Para el hidrómetro 152H se tiene:

$$P = \frac{R_c \times a}{M_{sh}} \times 100 \quad (\text{EC. 6})$$

donde:

P : Porcentaje de suelo que permanece en suspensión al nivel en que el hidrómetro mide la densidad de la suspensión, %

R_c: lecturas corregidas del hidrómetro por defloculante y temperatura, calculada con la ecuación 4.

a: factor de corrección, según tabla 3 en el literal “c”.

M_{sh}: masa del espécimen seco corregida por humedad higroscópica, utilizado en el proceso hidrométrico, g. Ver ecuación 2. M_{sh} = 55.00 g

La tabla 4 muestra los porcentajes de suelo que permanece en suspensión al nivel en que el hidrómetro mide la densidad de la suspensión, P%

Tabla 4. Porcentajes de suelo que permanece en suspensión al nivel en que el hidrómetro mide la densidad de la suspensión, P%

Tiempo, min	Rr	Temp. °C	Ct, °C	Cd	Rc	P%
2	38	25	+1.30	9	30.30	54.98
5	37	25	+1.30	9	29.30	53.17
15	33	25	+1.30	9	25.30	45.91
30	30	25	+1.30	9	22.30	40.46
60	27	25	+1.30	9	19.30	35.02
250	23	26	+1.65	9	15.65	28.40
1440	19	26	+1.65	9	11.65	21.14

- e. Determinación del suelo que permanece en suspensión, porcentaje que pasa, referido al material que pasa la malla No. 200 (0.075 mm)

$$P_p = \frac{P}{100} \times \% \text{ que pasa la malla No. 200} \quad (\text{EC. 7})$$

donde:

P_p : Porcentaje de suelo que permanece en suspensión al nivel en que el hidrómetro mide la densidad de la suspensión, %

P : Porcentaje de suelo que permanece en suspensión al nivel en que el hidrómetro mide la densidad de la suspensión, %

La tabla 5 muestra los valores P y P_p para cada lectura del hidrómetro en un tiempo dado.

Tabla 5. Valores P y P_p para cada lectura del hidrómetro en un tiempo dado.

Tiempo, min	$P\%$	$P_p\%$
2	54.98	41.44
5	53.17	40.08
15	45.91	34.61
30	40.46	30.50
60	35.02	26.40
250	28.40	21.41
1440	21.14	15.93

NOTA: los valores $P\%$ fueron tomados de la tabla 4 del literal “d”

f. Determinación del valor de la lectura “R” del hidrómetro, corregida por menisco

$$R = R_r + C_m \quad (\text{EC. 8})$$

donde:

R: Lectura del hidrómetro corregida por menisco, g/l

Rr: lectura real del hidrómetro, tomada durante el ensayo, g/l

Cm: corrección por menisco, g/l

$$C_m = L_3 - L_4 \quad (\text{EC. 9})$$

donde:

L₃: lectura en la parte superior del menisco, sólo con agua

L₄: lectura en la parte inferior del menisco, sólo con agua

$$C_m = -1 - 0 = -1$$

$$C_m = 1$$

La tabla 6 muestra el valor de lectura “R” corregida por menisco, para cada tiempo de lectura.

Tabla 6. Valores de lectura “R” corregida por menisco para cada tiempo de lectura

Tiempo, min	Rr	Cm	R
2	38	1	39
5	37	1	38
15	33	1	34
30	30	1	31
60	27	1	28
250	23	1	24
1440	19	1	20

g. Determinación de la distancia de caída de las partículas o profundidad efectiva, L

NOTA: La profundidad efectiva, L, puede ser calculado con fórmula, sin embargo, se usó la tabla 7 para el mismo propósito.

Tabla 7. Profundidad efectiva en función del tipo de hidrómetro y la lectura del hidrómetro "R" corregida por menisco. Fuente: tabla 3.8 de norma ASTM D422-63, vol. 04-06

Hidrómetro 152H		
Tiempo, min	R	L
2	39	9.9
5	38	10.1
15	34	10.7
30	31	11.2
60	28	11.7
250	24	12.4
1440	20	13.0

h. Diámetros de las partículas del suelo

$$D = K \cdot \sqrt{\frac{L}{t}} \quad \text{Ley de Stokes} \quad (\text{EC. 10})$$

donde:

K: constante que depende de la temperatura de la suspensión y gravedad específica de las partículas del suelo, ver tablas 8 y 9.

L: distancia desde la superficie de la suspensión hasta el nivel en el que la densidad ha sido determinada, profundidad efectiva L, cm. Ver tabla 7.

t: intervalo de tiempo desde el inicio de la sedimentación hasta el registro de la lectura, en minutos.

Tabla 8. Valores de “K” para el cálculo del diámetro de la partícula del análisis hidrométrico

Temperatura, °C	Gravedad específica de las partículas del suelo	
	2.65	2.70
25	0.01286	0.01267
26	0.01272	0.01253

Al interpolar para $G_s = 2.66$ y temperatura de 25°C , se obtiene $K = 0.012822$

Al interpolar para $G_s = 2.66$ y temperatura de 26°C , se obtiene $K = 0.012682$

Tabla 9. Valores de “K” que depende de la temperatura de la suspensión y gravedad específica de las partículas del suelo.

Tiempo, min	L	Temp. °C	K	D
2	9.9	25	0.012822	0.029
5	10.1	25	0.012822	0.018
15	10.7	25	0.012822	0.011
30	11.2	25	0.012822	0.008
60	11.7	25	0.012822	0.006
250	12.4	26	0.012682	0.003
1440	13.0	26	0.012682	0.001

6. Análisis de tamizado de las partículas que pasan el tamiz No. 10 (2.00 mm)

La tabla 10 muestra las fórmulas utilizadas para calcular los porcentajes retenidos parciales y acumulados, porcentaje de suelo que pasa cada malla y el porcentaje que pasa referido a la muestra total. En este caso, como toda la muestra de suelo pasa la malla No. 10, el porcentaje que pasa es igual al porcentaje que pasa referido a la muestra de suelo total.

Tabla 10. Tabla de análisis granulométrico de los granos de suelo que pasan el tamiz No. 10 (2.00 mm)

	A	C	D	E	F	G
104						
105	Malla No.	Masa seca retenida, g	% retenido		% pasante	% pasante, referido de la muestra total
106			parcial	acumulado		
107	10	0	$=+C107/SCS114*100$	$=+D107$	$=100-E107$	$=+F107*SF107/100$
108	20	0.01	$=+C108/SCS114*100$	$=+E107+D108$	$=100-E108$	$=+F108*SF107/100$
109	40	0.44	$=+C109/SCS114*100$	$=+E108+D109$	$=100-E109$	$=+F109*SF107/100$
110	60	2.33	$=+C110/SCS114*100$	$=+E109+D110$	$=100-E110$	$=+F110*SF107/100$
111	100	3.7	$=+C111/SCS114*100$	$=+E110+D111$	$=100-E111$	$=+F111*SF107/100$
112	200	7.06	$=+C112/SCS114*100$	$=+E111+D112$	$=100-E112$	$=+F112*SF107/100$
113	pasa No200	$=+B103-SUMA(C107:C112)$	$=+C113/SCS114*100$	$=+E112+D113$		
114	total	$=+SUMA(C113,C107:C112)$				

7. Elaboración del gráfico del análisis granulométrico (tamizado e hidrometría)

En el eje de las abscisas y escala logarítmica, se trazan las aberturas de las mallas y diámetros de los granos D, en el eje de las ordenadas, los porcentajes que pasan cada una de las mallas correspondientes y los valores Pp%, en una escala aritmética.

DETERMINACION DEL LÍMITE LÍQUIDO, LÍMITE PLÁSTICO E ÍNDICE DE PLASTICIDAD DE LOS SUELOS (ASTM D 4318-00)

MEMORIA DE CÁLCULO PARA LA MUESTRA INALTERADA No.1/2B

1. Límite líquido, LL. Método A (múltiples puntos)

- Con la ecuación 1, se determinan las humedades para cada punto o muestra de suelo con diferente número de golpes, N, ver tabla 1. Los valores numéricos de los contenidos de humedad, en porcentaje, se muestran en la tabla 2.

$$\omega_{\%} = \frac{M_{h+r} - M_{s+r}}{M_{s+r} - M_r} \times 100\% = \frac{M_w}{M_s} \times 100\% \quad (\text{EC. 1})$$

donde:

$\omega_{\%}$: contenido de humedad, %

M_{h+r} : masa del suelo húmedo + recipiente, g

M_{s+r} : masa del suelo secado al horno + recipiente, g

M_r : masa del recipiente, g

M_w : masa de agua ($M_w = M_{h+r} - M_{s+r}$), g

M_s : masa de suelo seco o peso seco ($M_s = M_{s+r} - M_r$), g

Tabla 1. Fórmulas utilizadas para determinar el contenido de humedad de una muestra de suelo secada al horno, según ASTM D 2216.

	A	B	C	D	E	J	M	N	O	R	S
7											
8						LIMITE LIQUIDO					
9	No. de Golpes					17	26		30		
10	Cápsula No.					0-91		C3		E	
11	Peso Húmedo + Tara,				g	27.72	26.65		27.63		
12	Peso Seco + Tara,				g	24.86	23.83955		24.51		
13	Peso Agua,				g	=J11-J12	=N11-N12		=R11-R12		
14	Peso Tara,				g	20.72	19.66		19.84		
15	Peso Seco,				g	=J12-J14	=N12-N14		=R12-R14		
16	Contenido de Agua %					=J13/J15	=N13/N15		=R13/R15		

Tabla 2. Valores numéricos de los contenidos de agua, en porcentaje, para cada punto o muestra de límite líquido

LIMITE LIQUIDO				
No. de Golpes		17	26	30
Cápsula No.		0-91	C3	E
Peso Húmedo + Tara,	g	27.72	26.65	27.63
Peso Seco + Tara,	g	24.86	23.84	24.51
Peso Agua,	g	2.86	2.81	3.12
Peso Tara,	g	20.72	19.66	19.84
Peso Seco,	g	4.14	4.18	4.67
Contenido de Agua %		69.1%	67.2%	66.8%

- Se construye la curva de fluidez en papel semilogarítmico, graficando los contenidos de agua $\omega\%$ en el eje de las ordenadas, en escala aritmética y el número correspondiente de golpes N de cada muestra como abscisas, en escala logarítmica. Después se traza la mejor recta que una los puntos graficados.

- Se selecciona la abscisa de 25 golpes e intercepta con la línea recta que une los puntos, se ubica el contenido de humedad correspondiente en el eje de las ordenadas y se registró como el valor del límite líquido de 67.5%, ver figura 1.

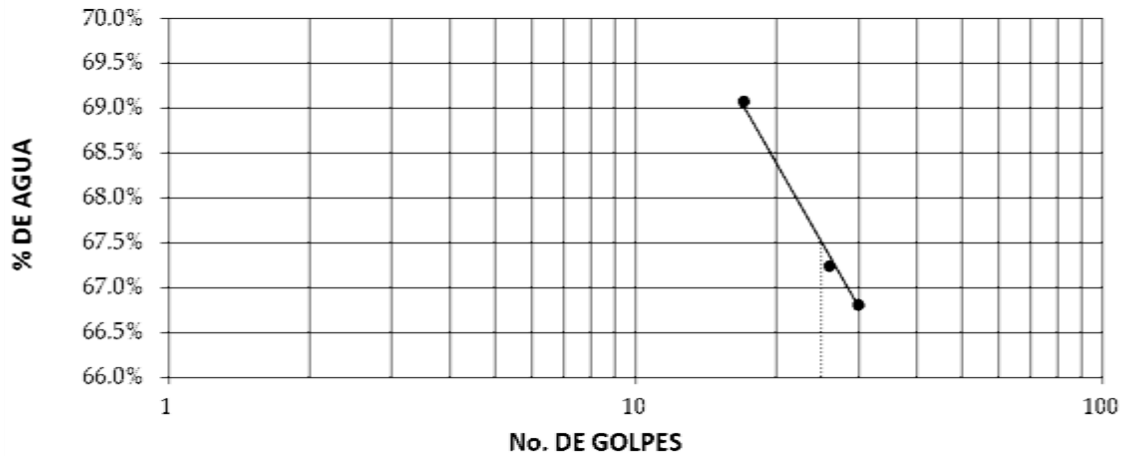


Figura 1. Curva de fluidez del límite líquido.

2. Límite plástico, LP

Se calcula el promedio de las humedades¹ correspondientes a las tres muestras del límite plástico.

La tabla 3 presenta los valores numéricos de los contenidos de agua, en porcentaje, para cada muestra del límite plástico, también, muestra el promedio de humedades, que es el valor del límite plástico de 34.6%.

¹ Cada humedad fue calculada con la ecuación 1.

Tabla 3. Valores numéricos de los contenidos de agua, en porcentaje, para cada muestra del límite plástico, además, promedio de humedades, que es el valor del límite plástico.

LIMITE PLÁSTICO			
No. de Golpes			
Cápsula No.	T-000	0-14	C12
Peso Húmedo + Tara, g	22.37	23.46	31.88
Peso Seco + Tara, g	21.27	22.36	30.83
Peso Agua, g	1.10	1.10	1.05
Peso Tara, g	18.03	19.17	27.86
Peso Seco, g	3.24	3.19	2.97
Contenido de Agua %	34.0%	34.5%	35.4%
Promedio, %	34.6		

3. Índice de plasticidad, IP

$$IP = LL - LP$$

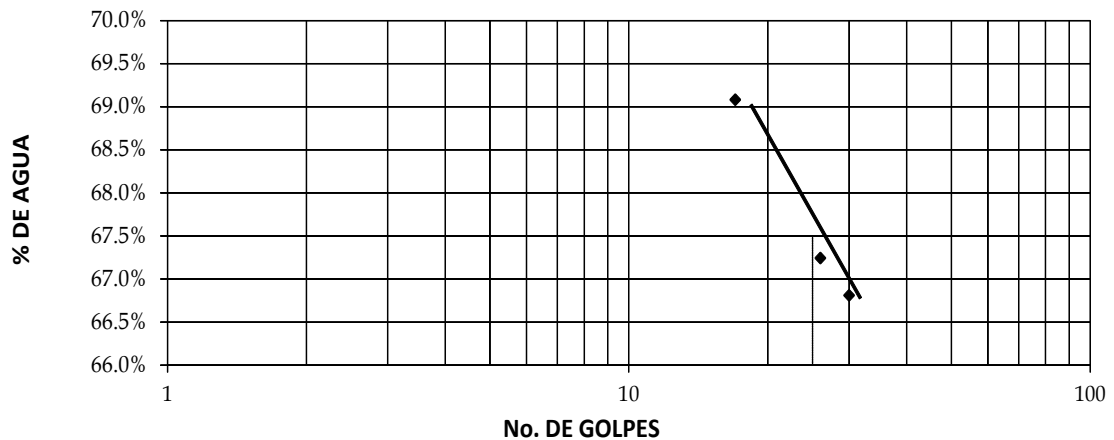
(EC. 2)

$$IP = 67.5 - 34.6$$

$$IP = 32.9 \approx 33 \%$$

LÍMITES DE ATTERBERG						
ASTM D 4318-00 (AASHTO T 89, T 90)						
TRABAJO DE GRADUACIÓN: PROPUESTA DE SOLUCIONES TEMPRANAS CON OBRAS DE INGENIERIA DE BAJO COSTO PARA MITIGACION DE RIESGOS Y CONTROL DE VULNERABILIDAD EN ZONAS DE DESLIZAMIENTOS EN LADERAS DE MONTAÑAS Y VOLCANES EN EL SALVADOR					Muestra No. 1/2B	
Método: A	Lateral: ---	Profundidad: 2.50 -3.0 m	Fecha Muestreo: 09/06/12	Fecha Ensayo: 10/07/12	Laboratorista: JLCC; NEMS	Revisó: M.Sc. REGG

	LÍMITE LÍQUIDO			LÍMITE PLÁSTICO			
	No. de Golpes	17	26	30			
Cápsula No.	0-91	C3	E	T-000	0-14	C12	
Peso Húmedo + Tara, g	27.72	26.65	27.63	22.37	23.46	31.88	
Peso Seco + Tara, g	24.86	23.84	24.51	21.27	22.36	30.83	
Peso Agua, g	2.86	2.81	3.12	1.10	1.10	1.05	
Peso Tara, g	20.72	19.66	19.84	18.03	19.17	27.86	
Peso Seco, g	4.14	4.18	4.67	3.24	3.19	2.97	
Contenido de Agua, %	69.1%	67.2%	66.8%	34.0%	34.5%	35.4%	



LÍMITE LÍQUIDO	67.5%
LÍMITE PLÁSTICO	34.6%
ÍNDICE DE PLASTICIDAD	32.9%

DETERMINACION DEL LÍMITE LÍQUIDO, LÍMITE PLÁSTICO E ÍNDICE DE PLASTICIDAD DE LOS SUELOS (ASTM D 4318-00)

MEMORIA DE CÁLCULO PARA LA MUESTRA INALTERADA No. 2/2B

1. Límite líquido, LL. Método A (múltiples puntos)

- Con la ecuación 1, se determinan las humedades para cada punto o muestra de suelo con diferente número de golpes, N, ver tabla 1. Los valores numéricos de los contenidos de humedad, en porcentaje, se muestran en la tabla 2.

$$\omega\% = \frac{M_{h+r} - M_{s+r}}{M_{s+r} - M_r} \times 100\% = \frac{M_w}{M_s} \times 100\% \quad (\text{EC. 1})$$

donde:

$\omega\%$: contenido de humedad, %

M_{h+r} : masa del suelo húmedo + recipiente, g

M_{s+r} : masa del suelo secado al horno + recipiente, g

M_r : masa del recipiente, g

M_w : masa de agua ($M_w = M_{h+r} - M_{s+r}$), g

M_s : masa de suelo seco o peso seco ($M_s = M_{s+r} - M_r$), g

Tabla 1. Fórmulas utilizadas para determinar el contenido de humedad de una muestra de suelo secada al horno, según ASTM D 2216.

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P	Q	R	S	T	U
7																					
8																					
9																					
10																					
11																					
12																					
13																					
14																					
15																					
16																					

Tabla 2. Valores numéricos de los contenidos de agua, en porcentaje, para cada punto o muestra de límite líquido

LIMITE LIQUIDO			
No. de Golpes	17	24	30
Cápsula No.	0-9	C	E
Peso Húmedo + Tara, g	28.25	27.80	26.84
Peso Seco + Tara, g	24.66	24.87	23.97
Peso Agua, g	3.59	2.93	2.87
Peso Tara, g	19.66	20.72	19.84
Peso Seco, g	5.00	4.15	4.13
Contenido de Agua %	71.8%	70.6%	69.5%

- Se construye la curva de fluidez en papel semilogarítmico, graficando los contenidos de agua $\omega\%$ en el eje de las ordenadas, en escala aritmética y el número correspondiente de golpes N de cada muestra como abscisas, en escala logarítmica. Después se traza la mejor recta que una los puntos graficados.

- Se selecciona la abscisa de 25 golpes e intercepta con la línea recta que une los puntos, se ubica el contenido de humedad correspondiente en el eje de las ordenadas y se registró como el valor del límite líquido de 70.3%, ver figura 1.

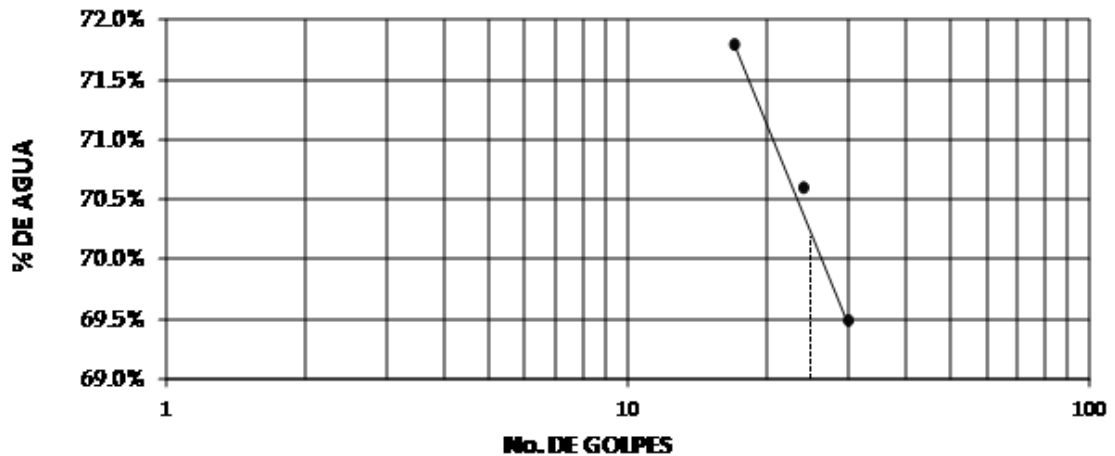


Figura 1. Curva de fluidez del límite líquido.

2. Límite plástico, LP

Se calcula el promedio de las humedades² correspondientes a las tres muestras del límite plástico.

La tabla 3 presenta los valores numéricos de los contenidos de agua, en porcentaje, para cada muestra del límite plástico, también, muestra el promedio de humedades, que es el valor del límite plástico de 31.4%

² Cada humedad fue calculada con la ecuación 1.

Tabla 3. Valores numéricos de los contenidos de agua, en porcentaje, para cada muestra del límite plástico, además, promedio de humedades, que es el valor del límite plástico.

LIMITE PLASTICO				
Cápsula No.		T-000	0-14	C12
Peso Húmedo + Tara,	g	24.50	25.24	33.86
Peso Seco + Tara,	g	22.94	23.77	32.46
Peso Agua,	g	1.56	1.47	1.40
Peso Tara,	g	18.03	19.17	27.86
Peso Seco,	g	4.91	4.60	4.60
Contenido de Agua %		31.8%	32.0%	30.4%
Promedio humedades, %		31.4		

3. Índice de plasticidad, IP

$$IP = LL - LP$$

(EC. 2)

$$IP = 70.3 - 31.4$$

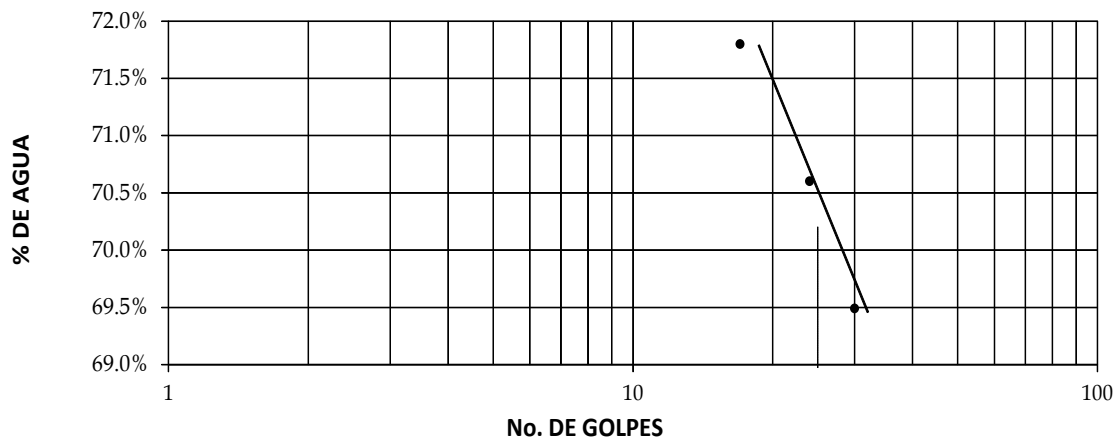
$$IP = 38.9 \approx 39 \%$$

LIMITES DE ATTERBERG

ASTM D 4318 (AASHTO T 89, T 90)

TRABAJO DE GRADUACIÓN:	PROPUESTA DE SOLUCIONES TEMPRANAS CON OBRAS DE INGENIERIA DE BAJO COSTO PARA MITIGACION DE RIESGOS Y CONTROL DE VULNERABILIDAD EN ZONAS DE DESLIZAMIENTOS EN LADERAS DE MONTAÑAS Y VOLCANES EN EL SALVADOR	Muestra No. 2/2B
Método: A	Lateral: ---	Profundidad: 2.50 -3.0 m
	Fecha Muestreo: 09/06/12	Fecha Ensayo: 12/07/12
	Laboratorista: JLCC; NEMS	Revisó: M.Sc. REGG

		LÍMITE LÍQUIDO			LÍMITE PLÁSTICO		
		17	24	30			
No. de Golpes		17	24	30			
Cápsula No.		0-9	C	E	T-000	0-14	C12
Peso Húmedo + Tara,	g	28.25	27.80	26.84	24.50	25.24	33.86
Peso Seco + Tara,	g	24.66	24.87	23.97	22.94	23.77	32.46
Peso Agua,	g	3.59	2.93	2.87	1.56	1.47	1.40
Peso Tara,	g	19.66	20.72	19.84	18.03	19.17	27.86
Peso Seco,	g	5.00	4.15	4.13	4.91	4.60	4.60
Contenido de Agua,	%	71.8%	70.6%	69.5%	31.8%	32.0%	30.4%



LÍMITE LÍQUIDO	70.3%
LÍMITE PLÁSTICO	31.4%
ÍNDICE DE PLASTICIDAD	38.9%

DETERMINACION EN LABORATORIO DE LAS CARACTERISTICAS DE COMPACTACION DE LOS SUELOS, SEGÚN NORMA AASHTO T 180-01

MEMORIA DE CÁLCULO. MÉTODO “A”

1. Volumen promedio del molde, v_{prom}

a. Peso de la base y molde, sin collarín, W

$$W_{b+m} = 4288 \text{ g}$$

b. Promedio de diámetros, D_{prom}

$$D_{prom} = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} D_i}{n} \quad (\text{EC. 1})$$

donde:

D_i : diámetro medido, cm

n: número total de mediciones, el último valor “i”

Tabla 1. Diámetros medidos y diámetro promedio calculado.

i	D, cm
1	10.115
2	10.125
3	10.120
4	10.055
5	10.110
6	10.125
D_{prom}	10.108

c. Promedio de alturas, h_{prom}

$$h_{prom} = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} h_i}{n} \quad (\text{EC. 2})$$

donde:

h_i : altura medida, cm

n: número total de mediciones, el último valor “i”

Tabla 2. Alturas y altura promedio.

i	h, cm
1	11.710
2	11.710
3	11.800
h_{prom}	11.740

d. Volumen promedio del molde, V_{prom}

$$A_{prom} = \frac{\pi \cdot D_{prom}^2}{4} \quad (EC. 3)$$

$$A_{prom} = \frac{\pi \cdot 10.108^2}{4}$$

$$A_{prom} = 80.250729 \text{ cm}^2$$

$$V_{prom} = A_{prom} \cdot h_{prom} \quad (EC. 4)$$

$$V_{prom} = 80.250729 \times 11.740$$

$$V_{prom} = 942.143562584 \text{ cm}^3$$

e. Determinación de la relación humedad – densidad

La figura 1 muestra las fórmulas empleadas para calcular el volumen de agua a agregar a la muestra de suelo seca, peso de la muestra húmeda, peso volumétrico

húmedo P.V.H., peso volumétrico seco P.V.S., peso de agua, peso de suelo seco y humedad.

	A	B	C	E	F	G
9						
10	DETERMINACIÓN DE LA RELACIÓN DENSIDAD - HUMEDAD					
11	No muestra					
12	Peso de muestra de ensayo gr					
13	Humedad de prueba %					
14	Volumen de agua a agregar cm ³ =+F12*F13 =+G12*G13					
15	Peso del molde gr					
16	Peso muestra húmeda + molde gr					
17	Peso muestra húmeda gr =+F16-F15 =+G16-G15					
18	Volumen del molde cm ³					
19	Peso volumétrico húmedo P.V.H. Kg/m ³ =+F17/F18*1000 =+G17/G18*1000					
20	Peso volumétrico seco P.V.S. Kg/m ³ =+F19/(1+F30/100) =+G19/(1+G30/100)					
21						
22	DETERMINACIÓN DE LA HUMEDAD					
23	No muestra					
24	No de tara					
25	Peso de tara gr					
26	Peso húmedo + recipiente gr					
27	Peso seco + recipiente gr					
28	Peso de agua gr =+F26-F27 =+G26-G27					
29	Peso seco gr =+F27-F25 =+G27-G25					
30	Humedad % =+F28/F29*100 =+G28/G29*100					

Figura 1 Fórmulas empleadas para calcular varios datos.

f. Humedad óptima y peso volumétrico seco máximo

Se graficó la curva de compactación, ver figura 2. En el eje de las abscisas, se graficaron las humedades en porcentaje, fila 30 de la figura 1, en el eje de las ordenadas, se graficaron los pesos volumétricos secos P.V.S., fila 20 de la figura 1. En el punto de inflexión o punto de mayor altura de la gráfica polinomial, grado 3, se leyeron la humedad óptima y peso volumétrico seco máximo P.V.S., siendo sus valores 30.0% y 1430 kg/m³ respectivamente. El peso volumétrico húmedo máximo se calculó con la ecuación 5.

$$PV_{\max} = P.V.S. (1 + w_{\text{optima}}) \quad (\text{EC. 5})$$

donde:

P.V. max : peso volumétrico húmedo máximo, kg/m^3

P.V.S.: peso volumétrico seco máximo, kg/m^3

w_{optima} : humedad óptima, en notación decimal

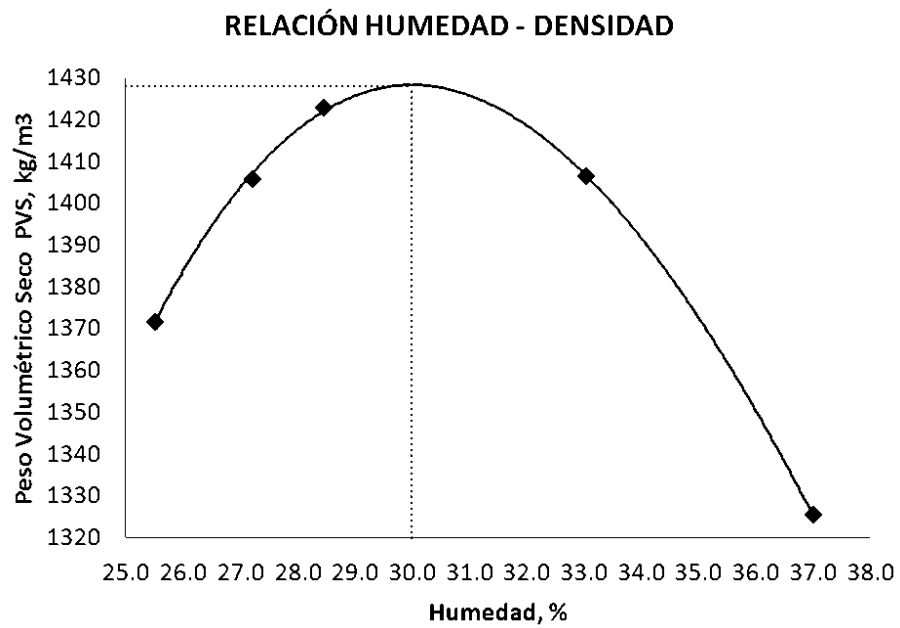


Figura 2 Curva de compactación

La figura 3 es la hoja resumen del ensayo proctor T-180.

DETERMINACIÓN EN LABORATORIO DE LAS CARACTERÍSTICAS DE COMPACTACIÓN DE LOS SUELOS (BASADA EN AASHTO T 180-01)						
TRABAJO DE GRADUACIÓN: PROPUESTA DE SOLUCIONES TEMPRANAS CON OBRAS DE INGENIERIA DE BAJO COSTO PARA MITIGACION DE RIESGOS Y CONTROL DE VULNERABILIDAD EN ZONAS DE DESLIZAMIENTOS EN LADERAS DE MONTAÑAS Y VOLCANES EN EL SALVADOR						
Fecha Muestreo:	Fecha Ensayo:	Profundidad:	Método de ensayo:		Molde	Descripción del suelo: CH arcilla densa arenosa de alta plasticidad
09/06/12	16/07/12	2.50 - 3.0 m	A		4''	
Gs:	No capas	Golpes/capa	Martillo	Laboratoristas:	Revisó:	
2.66	5	25	10.0 lb	JLCC; NEMS	MSc. REGG	

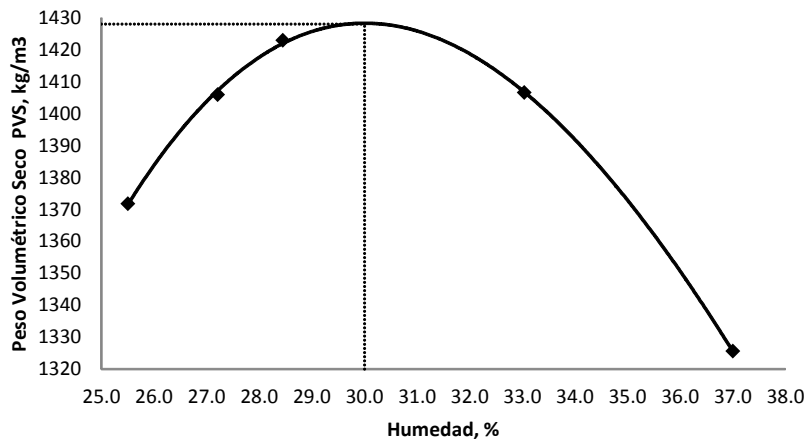
DETERMINACIÓN DE LA RELACIÓN DENSIDAD - HUMEDAD

No muestra		1	2	3	4	5
Peso de muestra de ensayo	gr	2603	1325	2603	2603	2603
Humedad de prueba	%	25%	27%	29%	33%	37%
Volumen de agua a agregar	cm ³	651	358	755	859	963
Peso del molde	gr	4288	4288	4288	4288	4288
Peso muestra húmeda + molde	gr	5910	5973	6010	6051	5999
Peso muestra húmeda	gr	1622	1685	1722	1763	1711
Volumen del molde	cm ³	942.14356	942.14356	942.14356	942.14356	942.14356
Peso volumétrico húmedo P.V.H.	Kg/m ³	1722	1788	1828	1871	1816
Peso volumétrico seco P.V.S.	Kg/m ³	1372	1406.0	1423.0	1406.6	1325.6

DETERMINACIÓN DE LA HUMEDAD

No muestra		1	2	3	4	5
No de tara		13_4	A-7	E-3	11_6	C-37
Peso de tara	gr	65.4	27.0	64.9	65.7	65.7
Peso húmedo + recipiente	gr	303.1	342.6	357.5	316.6	321.2
Peso seco + recipiente	gr	254.8	275.1	292.7	254.3	252.2
Peso de agua	gr	48.3	67.5	64.8	62.3	69.0
Peso seco	gr	189.4	248.1	227.8	188.6	186.5
Humedad	%	25.5	27.2	28.4	33.0	37.0

RELACIÓN HUMEDAD - DENSIDAD



HUMEDAD ÓPTIMA
30.0%

P.V.SECO MÁXIMO
1430 Kg/m³

P.V. HÚMEDO
1859 Kg/m³

P.V.S Máximo corregido
1430 Kg/m³

Humedad Óptima corregida
30.0%

Figura 3 Hoja resumen del ensayo proctor T-180.

DETERMINACION DE LA GRAVEDAD ESPECÍFICA DE LOS SÓLIDOS DEL SUELO POR EL MÉTODO DEL PICNÓMETRO CON AGUA (ASTM D 854-02)

MEMORIA DE CÁLCULO PARA LA MUESTRA INALTERADA

METODO B

1. Calibración del matraz

NOTA: Los matraces no fueron calibrados, ya que existen cartas de calibración para cada matraz utilizado en el ensayo, ver cartas de calibración para matraces.

En la carta de calibración de cada matraz, se ubica la temperatura de ensayo, T_e , sobre el eje de las abscisas, se proyecta hasta interceptar la gráfica y se proyecta sobre el eje de las ordenadas para leer el peso del matraz más agua, aforado, a la temperatura de ensayo. El valor de calibración para los matraces M-4 y M7 a temperatura de ensayo $T_e = 24^\circ\text{C}$, fue 696.475 g y 676.4 g respectivamente; para los mismos matraces, con $T_e = 25^\circ\text{C}$, fue de 696.3 g y 676.25 g respectivamente.

2. Determinación de la gravedad específica a temperatura de ensayo

$$G_{st} = \frac{\rho_s}{\rho_{w,t}} = \frac{M_s}{\left(M_{pwt} - (M_{pwst} - M_s) \right)} \quad (\text{EC. 1})$$

donde:

G_{st} : gravedad específica de los sólidos del suelo a la temperatura de ensayo

ρ_s : densidad de los sólidos del suelo, Mg/m^3 ó g/cm^3

$\rho_{w,t}$: densidad del agua a la temperatura de ensayo, g/ml ó g/cm^3 , ver tabla 1

M_s : masa de los sólidos del suelo secado en horno, g

M_{pwt} : masa del frasco volumétrico y agua a la temperatura de ensayo, g, ver carta de calibración para cada matraz.

M_{pwst} : masa del frasco volumétrico, agua y sólidos del suelo a la temperatura de ensayo, g.
Pesado en el laboratorio

Tabla 1. Coeficiente de temperatura y densidad del agua para las temperaturas dadas.
Fuente: ASTM D 854-02, volumen 04.08

Temperatura, °C	Densidad del agua, g/ml	Coeficiente de temperatura, K
24	0.99730	0.99909
25	0.99705	0.99884

3. Determinación de la gravedad específica de los sólidos del suelo a 20°C

NOTA: Toda la muestra de suelo pasó el tamiz No. 4, por lo que no se debe hacer corrección de la gravedad específica debido a suelo retenido en la malla No. 4

$$G_{s\ 20^\circ\text{C}} = K \cdot G_{st} \quad (\text{EC. 2})$$

donde:

$G_{s\ 20^\circ\text{C}}$: gravedad específica de los sólidos del suelo a 20°C

K: coeficiente de temperatura del agua a cierta temperatura, ver tabla 1

G_{st} : gravedad específica de los sólidos del suelo a la temperatura de ensayo, ver ecuación 1

La tabla 2 muestra las fórmulas utilizadas para calcular la gravedad específica a temperatura de ensayo, G_{st} , y la gravedad específica a 20°C, $G_{s\ 20^\circ C}$. La gravedad específica promedio a temperatura de 20°C está basada en 4 muestras, tal como ocurrió, sin embargo, la tabla 2 solamente muestra dos columnas de cálculos por cuestión de representatividad.

Tabla 2. Fórmulas utilizadas para calcular la gravedad específica a temperatura de ensayo, G_t , y gravedad específica a 20°C

A	B	C	D	F	G
27	Gravedad Específica				
28	Temperatura de ensayo (Te)		°C		
29	Densidad del agua a temperatura de ensayo*		g/ml		
30	Masa del picnómetro+suelo+agua a Te		g		
31	Masa del picnómetro+agua a Te (carta de calibración matraz)		g		
32	No. de charola				
33	Masa de charola		g		
34	Masa de sólidos del suelo seco + recipiente		g		
35	Masa de los sólidos del suelo		g	=+F34-F33	=+G34-G33
36	Gravedad específica a temperatura de ensayo		(G_{st})	=+F35/(F35+F31-F30)	=+G35/(G35+G31-G30)
37	Coefficiente de temperatura*		K		
38	Gravedad específica a temperatura de 20°C		(G_s)	=+F36*F37	=+G36*G37
39	Gravedad específica promedio a temperatura de 20°C		($G_{s\ 20^\circ C}$)	=+PROMEDIO(F38:G38)	

A continuación se presenta la tabla resumen, ver siguiente página, para determinar la gravedad específica de los sólidos del suelo por el método del matraz más agua.

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
 FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
 ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL
 LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES
 "ING. MARIO ANGEL GUZMAN URBINA"

**DETERMINACIÓN DE LA GRAVEDAD ESPECÍFICA DE LOS SÓLIDOS DEL SUELO
 POR EL MÉTODO DEL MATRAZ CON AGUA
 (BASADA EN ASTM D 854-02)**

Lugar de procedencia:	<u>Cerro La Burrera</u>	Fecha:	<u>10/06/2012</u>
Clasificación del suelo:	<u>CH</u>	No. ensayo:	<u>1</u>
% que pasa tamiz #4	<u>100</u>	Laboratoristas	<u>Jorge Chicas;</u>
Método de ensayo:	<u>B (secado al horno)</u>	y cálculistas:	<u>Nazira Saravia</u>
No. de muestra:	<u>1</u>	Revisó:	<u>M.Sc. Rogelio Godínez</u>

Calibración del matraz

No. De picnómetro		M-4	M7	M-4	M7
Masa de matraz	g	---	---	---	---
Temperatura de calibración	°C	---	---	---	---
Masa de picnómetro+agua a temperatura de calibración	g	---	---	---	---
Densidad del agua a temperatura de calibración	g/ml	---	---	---	---
Volumen del picnómetro	ml	---	---	---	---
Volumen promedio del picnómetro	ml	---	---	---	---

NOTA: SE USÓ CARTA DE CALIBRACIÓN EXISTENTE EN VEZ DE CALIBRAR EL MATRAZ PREVIO A ENSAYO

Gravedad Específica, Gs

Temperatura de ensayo (Te)	°C	24.0	24.0	25.0	25.0
Densidad del agua a temperatura de ensayo*	g/ml	0.99730	0.99730	0.99705	0.99705
Masa del picnómetro+suelo+agua a Te	g	734.2	714.4	733.0	713.5
Masa del picnómetro+agua a Te (carta de calibración matraz)	g	696.475	676.4	696.3	676.25
No. de charola		14-2	A-7	11-6	C-37
Masa de charola	g	27.01	26.72	65.57	65.62
Masa de sólidos del suelo seco + recipiente	g	87.17	86.74	125.33	125.57
Masa de los sólidos del suelo	g	60.16	60.02	59.76	59.95
Gravedad específica a temperatura de ensayo	(G _{st})	2.68	2.73	2.59	2.64
Coefficiente de temperatura*,	K	0.99909	0.99909	0.99884	0.99884
Gravedad específica a temperatura de 20°C	(G _s)	2.68	2.72	2.59	2.64
Gravedad específica promedio a temperatura de 20°C (G _s 20°C)		2.66			

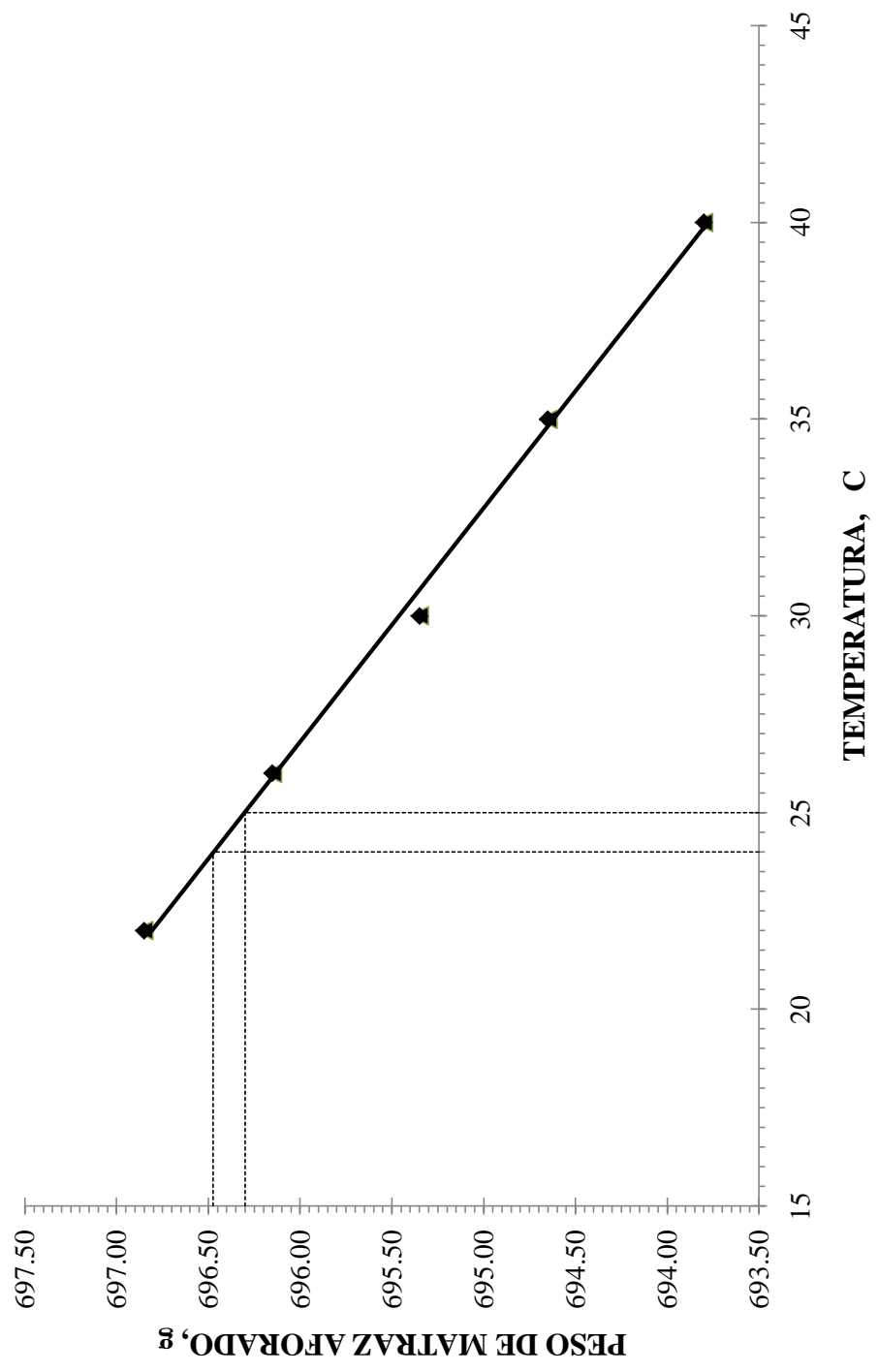
Observaciones:

* Fuente: tabla 5.2 norma ASTM D854-02, volumen 04.08

1 ml = 1cm³

Muestra de suelo extraída de estructura terro-rocosa en flujo de lodo, Cerro La Burrera, Chalatenango.

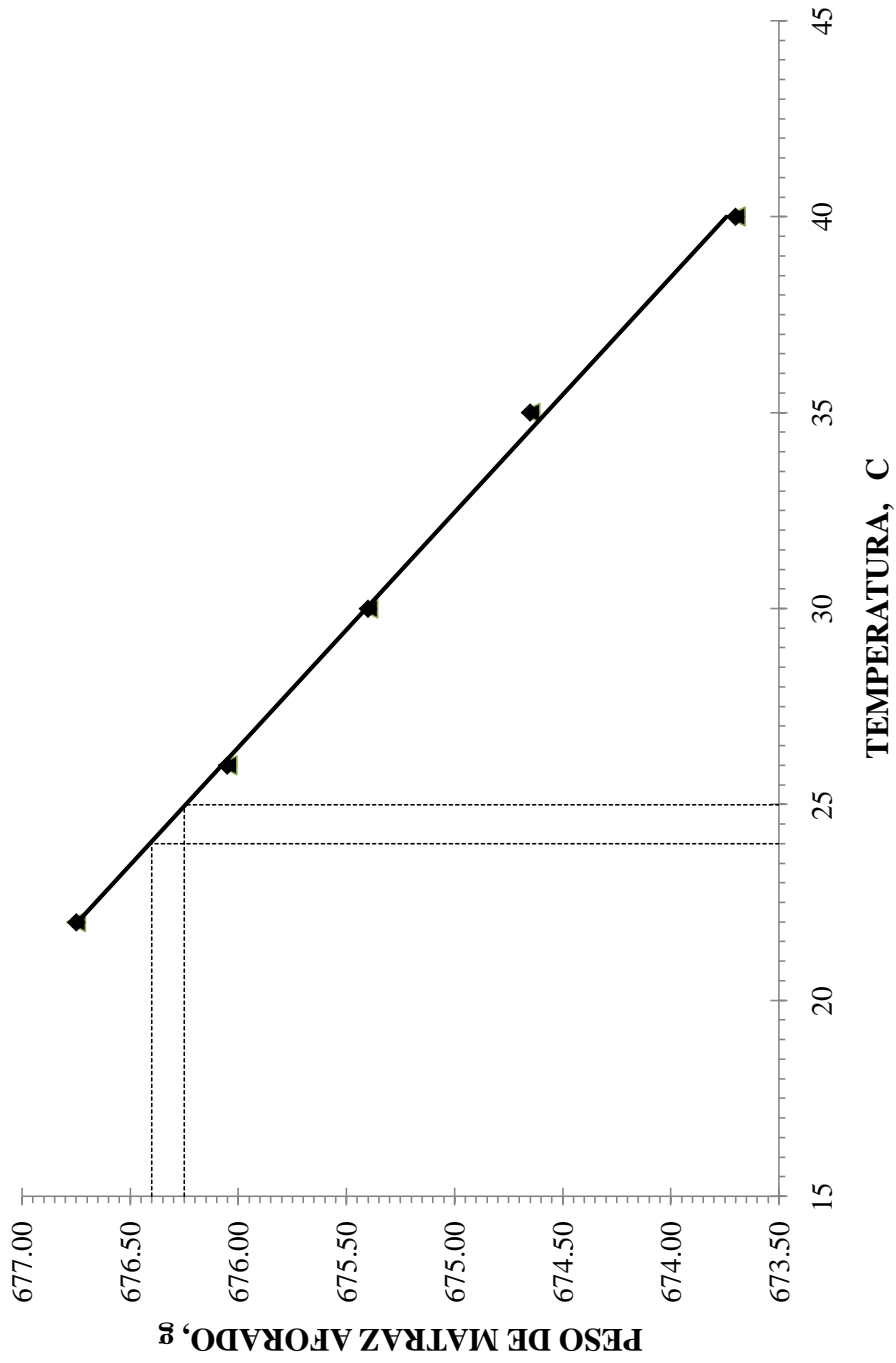
CARTA DE CALIBRACIÓN MATRAZ M-4 11/06/07



Universidad de El Salvador
 Laboratorio de Suelos y Materiales
 "Ing. Mario Angel Guzmán Urbina"

Fecha de calibración: junio de 2007
 Revisó: Ing. Landaverde

CARTA DE CALIBRACIÓN MATRAZ M7 11/06/07



PROCEDIMIENTO DE ENSAYO

MUESTRA INALTERADA

DETERMINACION DEL TAMAÑO DE LAS PARTÍCULAS DE SUELOS, SEGÚN MÉTODO DE PRUEBA ASTM D 422. HIDROMETRIA

PROCEDIMIENTO DE LABORATORIO

1. Objetivo

- Explicar en forma general el procedimiento desarrollado en laboratorio para determinar el tamaño de las partículas de suelo, con énfasis en los granos finos.

2. Resumen del método

Una muestra representativa de suelo fue tamizada³ en la malla No. 10, abertura 2.00 mm, los granos menores que 2.00mm se mezclaron con una solución de Hexametafostato de Sodio y agua, dejando que la lechada reposara 16 horas, luego, se hicieron correcciones por menisco, en probeta sólo con agua, y corrección por defloculante, probeta sólo con agua y luego con la solución, a continuación, se agitó la lechada, en una batidora, para ser introducida en una probeta con 875ml de agua e iniciar las lecturas, en la escala del hidrómetro 152H, respecto al tiempo transcurrido. Los tamaños de las partículas menores que 0.075mm, pasan la malla No.200, se determinaron con el principio de sedimentación y ley de Stokes; las partículas arenosas, menores que 4.75mm y mayores que 0.075mm, fueron tamizadas de malla No.10 a No.200; finalmente, se determinó la masa de suelo seco retenida en cada malla.

3. Material y equipo

- Muestra de suelo representativa de campo, secada al horno.

³ Toda la muestra de suelo pasó la malla No. 10.

- Agente defloculante: solución de Hexametafosfato de Sodio, proporción 40 g/l de solución.
 - Agua destilada.
 - Balanza de triple brazo, precisión 0.01 g.
 - Batidora.
 - Varilla de vidrio para agitar la lechada.
 - Hidrómetro 152H.
 - 2 Probetas, capacidad 1000ml cada una.
 - Un beaker, capacidad 400ml.
 - Un termómetro, precisión 0.1°C.
 - Juego de tamices⁴ No.4, 10, 20, 40, 60, 100, 200, tapa y fondo.
 - Vibrador eléctrico, Rop – Tap, para tamizar la muestra de suelo seco.
 - Cronómetro.
 - Horno de secado.
 - Misceláneos.
- Piseta, brocha delgada, cuchara de albañil, franela, cucharón, charolas, guantes de hule, bandejas, otros.

La figura 1 muestra parte del equipo necesario para realizar el ensayo hidrométrico.

4. Procedimiento de ensayo

⁴ No se utilizaron tamices de mayor abertura debido a que todo el suelo pasó la malla No.10.

- a. Se expuso al aire, la muestra de suelo extraída de campo, hasta que secó parcialmente, se desmenuzaron grumos y terrones, usando guantes de hule, para secar al horno la muestra de suelo.



Figura 1 Equipo utilizado para realizar el ensayo hidrométrico.

- b. La muestra de suelo, secada al horno, fue reducida por cuarteo⁵ manual a una cantidad representativa⁶, ver figura 2.



Figura 2 Reducción por cuarteo manual, de la muestra representativa de campo, a tamaño de prueba.

⁵ Según ASTM C 702-01, método B.

⁶ Para suelos arcillosos y limosos, la masa mínima a ensayar, que pasa el tamiz No. 10, debe ser 65 g, de esa masa, 10 a 15 g son para determinar humedad higroscópica,

- c. Toda la muestra reducida, a tamaño de ensayo, fue tamizada en la malla No. 10; los grumos retenidos fueron desmenuzados hasta separarlos en granos individuales, después, fueron tamizados nuevamente en la misma malla.

NOTA: No se determinó la humedad higroscópica debido a que el suelo utilizado en el ensayo fue secado al horno, casi inmediatamente después de sacarlo del horno, solamente se dejó enfriar un poco, se determinó la masa de suelo seco a ensayar, se mezcló con la solución, reposando durante 16 horas. Todo el suelo pasó el tamiz No.10.

- d. Se preparó la solución dispersante, defloculante, determinando 40 g de Hexametafosfato de Sodio, en una balanza de precisión 0.01 g, ver figura 3.



Figura 3 Determinación de la masa de Hexametafosfato de Sodio.

- e. Se llenó parcialmente con agua, hasta la mitad de la probeta de 1000 ml, y fue agregado el defloculante, ver figura 4.
- f. La solución fue agitada hasta que el defloculante se disolvió completamente, luego se agregó agua hasta completar los 1000 ml.



Figura 4 Mezcla del agua con el defloculante blanco para formar la solución dispersante.

- g. Se determinó la corrección por menisco, limpiando con alcohol la superficie del vástago del hidrómetro y sumergiéndolo en una probeta de 1000 ml llena con agua destilada, después, se tomaron y registraron dos lecturas en la escala graduada del hidrómetro, la primera en la parte superior del menisco y la segunda en la parte inferior, siguiendo la superficie horizontal del agua.
- h. Se determinó la corrección por defloculante, limpiando con alcohol la superficie del vástago del hidrómetro y sumergiéndolo en una probeta de 1000 ml parcialmente llena con agua destilada, posteriormente, se tomó una lectura en la parte inferior del menisco y en la escala graduada del hidrómetro, luego se extrajo el hidrómetro de la probeta; después, se agregaron 125 ml de solución dispersante en la probeta, ver literales “e”, “f” y “g”, completando el llenado de la probeta con agua; se agitó la solución para luego sumergir nuevamente el

hidrómetro, registrando la nueva lectura, leída en la parte inferior del menisco y sobre la escala graduada del hidrómetro.

- i. Las correcciones por temperatura fueron realizadas en una probeta de control de 1000 ml, completamente llena con 875 ml de agua y 125 ml de solución, preparada en el literal “g”. Se sumergió el termómetro en la probeta de control, tomando las temperaturas correspondientes a cada una de las lecturas del hidrómetro durante el ensayo, registrándolas en la hoja de datos.
- j. Se colocaron 55.00 g de suelo seco, en un beaker de 400 ml, agregando 125 ml de solución dispersante, preparado en los literales “e”, “f” y “g”, después se agitó con una varilla de vidrio hasta que se formó una lechada, dejándola reposar al menos 16 horas, ver figura5.



Figura 5 Mezcla de la muestra de suelo con 125 ml de solución dispersante y reposo durante 16 horas.

- k. Se transfirió la lechada a la batidora, enjuagando con agua destilada, cualquier remanente de suelo en el beaker, después se agregó agua destilada a un nivel de $\frac{2}{3}$ del vaso de la batidora y se agitó durante un minuto, ver figura 6.



Figura 6 Transferencia de la lechada al vaso de la batidora para iniciar el mezclado mecánico por un minuto.

- l. Inmediatamente después, se transfirió la lechada a una probeta graduada de 1000 ml, llenándola con agua destilada y enjuagando el vaso para prevenir pérdida de granos de suelo remanente.
- m. La probeta se tapó con la palma de la mano, luego se agitó durante un minuto, haciéndola girar⁷ en un plano vertical de 180° y asegurándose que las partículas remanentes de suelo en el fondo de la probeta, se desprendieran durante el proceso de agitado.
- n. Se colocó la probeta con la lechada, sobre una mesa fija y se activó simultáneamente el cronómetro.

⁷ El número de giros durante el minuto fue de unos 60, contando hacia arriba y abajo como dos giros.

- o. Se tomaron las lecturas del hidrómetro después de 2, 5, 15, 30, 60, 250 y 1440 minutos de activado el cronómetro, insertando cuidadosamente⁸ el hidrómetro unos 20 a 25 segundos antes de cada lectura.
- p. Se introdujo, simultáneamente, el termómetro en la probeta de control, preparada en el literal “j”, para registrar la temperatura⁹ en cada una de las mediciones del hidrómetro¹⁰, con una precisión de 0.5°C, ver figura 7.



Figura 7 A la derecha se observa el termómetro inmerso en la probeta de control para leer la temperatura, en la probeta izquierda, lectura en la escala graduada del hidrómetro inmerso en la solución más suelo.

⁸ El hidrómetro no debe hacer contacto con las paredes internas de la probeta y estar estabilizado al momento de hacer la lectura.

⁹ Se verificó que la diferencia de temperaturas entre la probeta de control y la que contenía la lechada, no fue mayor que 1.0°C.

¹⁰ Se recomienda mantener el hidrómetro limpio e inmerso en la probeta de control mientras no se tomen las lecturas.

- q. Después de tomar la última lectura del hidrómetro, la lechada fue vertida en el tamiz No.200, abertura 0.075 mm.
- r. Se lavó, con agua del grifo, el suelo retenido en el tamiz No. 200, hasta que el agua de lavado se observara transparente.
- s. El suelo retenido en la malla No. 200 fue depositado en una charola de masa conocida, luego se secó en un horno eléctrico a $110 \pm 5^{\circ}\text{C}$ durante al menos 16 horas, hasta registrar masa constante.
- t. Se ordenaron los tamices, de mayor a menor abertura, No. 10, 20, 40, 60, 100, 200 y fondo, después se depositó el suelo seco en la malla No. 10 y se puso la tapa.
- u. Se colocó el juego de tamices, conteniendo la muestra de suelo seco, en el Rop – Tap y se tamizó durante 3 minutos, ver figura 8.



Figura 8 Colocación de la muestra de suelo seco en la malla No. 10, antes de ser tamizado en el Rop-Tap.

- v. Se determinaron y registraron las masas retenidas en cada tamiz, utilizando una balanza de precisión 0.01 g. La figura 9 es la muestra de suelo seco sin tamizar, lado izquierdo, también presenta las fracciones de granos retenidos en las mallas No. 20, 40, 60, 100, 200 y lo que pasa la No. 200, de izquierda a derecha.



Figura 9 A la izquierda, muestra de suelo seco sin tamizar, al lado derecho, se presentan las fracciones de granos retenidos en las mallas No. 20, 40, 60, 100, 200 y lo que pasa la No. 200, de izquierda a derecha.

DETERMINACION DEL LÍMITE LÍQUIDO, LÍMITE PLÁSTICO E ÍNDICE DE PLASTICIDAD DE LOS SUELOS, BASADA EN ASTM D 4318-00

PROCEDIMIENTO DE LABORATORIO

1. Objetivo

- Explicar en forma general el procedimiento desarrollado en laboratorio para determinar el valor de los límites líquido, plástico e índice de plasticidad

2. Resumen del método

Una muestra de suelo seco fue cribada por el tamiz No. 40, abertura 0.425mm, para remover cualquier material retenido en él. El límite líquido fue determinado con la porción de suelo que pasó el tamiz No. 40, realizando ensayos en los que una cantidad de la muestra de suelo fue extendida en la Copa de Casagrande, luego es dividida en dos mitades, utilizando un ranurador, posteriormente sacudido el suelo por medio de golpes repetitivos proporcionados a la copa hasta que las dos mitades de la muestra se unan longitudinalmente una distancia de 1.3cm ó ½ pulgada. El cálculo del límite líquido determinado por el método A, múltiples puntos, requirió al menos tres ensayos sobre un rango de contenidos de humedad a ser realizados y cuyos datos fueron graficados y calculados para hacer una relación de la cual el límite líquido fue determinado. El límite plástico fue determinado, presionando y enrollando una porción pequeña de suelo plástico en forma de hilo, diámetro 3.2mm ó 1/8 pulgada, hasta que el contenido de agua en el suelo es reducido a un punto en el cual, éste se fisuró y desmoronó sin poder ser alargado por presión y enrollado. El

índice de plasticidad se calculó como la diferencia entre el límite líquido y el límite plástico.

3. Material y equipo

a. Límite Líquido

- Muestra de suelo representativa de campo, tamizada por la malla No 40, 4.75mm y secada al horno según ASTM D 2216
- Agua destilada o desmineralizada
- Copa Casagrande¹¹
- Calibrador metálico para ajustar la altura de caída de la copa
- Ranurador curvo
- Vidrio reloj
- Balanza de precisión 0.01 g
- Espátula de hoja corta
- Copa de porcelana para mezclado del material
- Horno de secado

Con regulador de temperatura, capaz de mantenerse a una temperatura de 110 ± 5 °C en toda la cámara de secado.

- Tamiz No. 40 (4.75 mm)
- Misceláneos

Bolsas plásticas, franelas, piseta, espátula de hoja corta, charolas, otros.

¹¹ Es un dispositivo mecánico, constituido de una copa de latón suspendida de un carruaje, diseñado para controlar su caída hacia una base de caucho duro. El dispositivo puede ser operado manualmente o por medio de un motor eléctrico.

b. Límite Plástico

- Placa de vidrio, dimensiones 30cm por lado y 1cm de espesor
- Misceláneos

Bolsas plásticas, franelas, espátula de hoja corta, charolas, vidrio reloj, otros.

La figura 1 muestra parte del equipo requerido para los ensayos de límite líquido y límite plástico.



Figura 1 Parte del equipo requerido para los ensayos de límite líquido y límite plástico.

4. Inspección de desgaste del equipo y calibración de la altura de caída de la copa

NOTA: La copa Casagrande satisfizo los requerimientos del equipo, para desgaste y altura de caída, según ASTM D 4318.

5. Procedimiento de ensayo para límite líquido, método “A”, múltiples puntos

- a. Se desmenuzaron los grumos y terrones en el suelo y toda la muestra se secó al horno, según ASTM D 2216.

- b. Luego de 24 horas de secado, se volvió a desmenuzar los grumos y terrones más pequeños y nuevamente se introdujo toda la muestra al horno por 24 horas.
- c. La muestra de suelo se tamizó en la malla No. 40, agitando el tamiz con las manos para asegurar la separación completa de la fracción más fina, los granos retenidos en esta malla fueron desmenuzados nuevamente y luego cribados, los granos retenidos¹² fueron descartados del ensayo.
- d. Se agregó agua para saturar la muestra de suelo, mezclando completamente, luego se dejó reposar al menos 16 horas en un recipiente de porcelana cubierto con una bolsa plástica.
- e. Se remezcló en forma completa la pasta de suelo, inmediatamente antes de iniciar el ensayo, ver figura 2.



Figura 2 Remezclado del suelo arcilloso previo a realizar ensayo de límite líquido.

- f. Se tomó con la espátula una porción de suelo y fue colocado en la copa de latón del dispositivo del límite líquido, distribuyéndola con el menor número de

¹² La primera malla en retener suelo fue la No 20

golpes con la espátula hasta que se obtuvo un espesor de unos 10mm como máximo y se dejó nivelada la superficie en el plano horizontal.

- g. Se guardó el resto de suelo húmedo en el recipiente de porcelana aislado con la bolsa plástica.
- h. Se dividió la masa de suelo en la copa, utilizando el ranurador curvo, perpendicular a la superficie de la copa, trazando una línea recta del punto más alto al punto más bajo en el borde de la copa, ver figura 3.



Figura 3 División en dos partes de la muestra de suelo para realizar límite líquido con diferente humedad para cada punto.

- i. Se usó una Copa Casagrande automática, por lo que sólo fue necesario visualizar el momento en que ambas partes de suelo separadas, se volvió a unir en 13mm longitudinales, en ese momento se detuvo el ensayo y se leyó la cantidad de golpes proporcionados, después se limpió la copa con una franela, ver figura 4.

- j. Si en el primer ensayo o punto, la cantidad de golpes fue menor que 15, entonces se secó parcialmente la muestra, por tanteo y observación, tomando con las manos la muestra de suelo y haciéndola una esfera que se rodaba entre las manos para así perder humedad.
- k. En el primer punto, si la cantidad de golpes fue de 15 a 25, entonces se tomó una porción del suelo de aproximadamente el ancho de la espátula y en ángulo recto de la sección de la ranura donde fluyó, luego se colocó en un vidrio reloj previamente determinado su masa, se pesó la masa de suelo mas recipiente y después se secó al horno según ASTM D 2216.

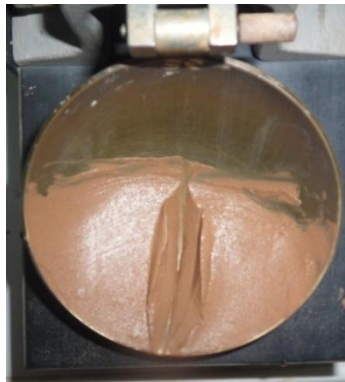


Figura 4 Unión de unos 13mm en el corte, después de proporcionar los golpes.

- l. Se tomó la segunda porción de suelo, de la muestra restante en el recipiente de porcelana, esta muestra se secó más que la anterior, a modo que la cantidad de golpes dados en la copa Casagrande fuera de 20 a 30, luego se colocó en un

vidrio reloj previamente determinado su masa, se pesó la masa de suelo mas recipiente y después se secó al horno según ASTM D 2216

- m. Se extrajo una tercera porción de suelo, de la muestra restante en el recipiente de porcelana, esta tercera muestra se secó aun más que la anterior, a modo que la cantidad de golpes dados en la copa Casagrande fuera de 25 a 35, luego se colocó en un vidrio reloj previamente determinado su masa, se pesó la masa de suelo mas recipiente y después se secó al horno, según ASTM D 2216.

6. Procedimiento de ensayo para límite plástico

- a. Se tomaron al menos 20 g de suelo preparado para el ensayo del límite líquido.
- b. Se redujo la humedad del suelo hasta que tuvo una consistencia en la que pudo rolarse sin adherirse en las manos cuando sea extendido o se mezcle continuamente en la placa de vidrio.
- c. Fue seleccionada una porción de suelo entre 1.5 g y 2.0 g de la muestra de 20 g que se tomó anteriormente, literal a, y se formó una masa elipsoidal.
- d. El suelo se roló, colocándolo entre la palma de la mano o los dedos y la placa de vidrio con suficiente presión, hasta hacer un hilo de diámetro uniforme de unos 3.2mm máximo, a lo largo de su longitud en lapso no mayor que 2 minutos.
- e. Cuando el hilo de suelo tenía el diámetro de 3.2mm, se partió en varias porciones, que se juntaron y amasaron de nuevo hasta darle una forma elipsoidal, se continuaron rolando hasta que aparecieron grietas en los hilos o se quebró bajo la presión del amasado y ya no fue posible formarlo de nuevo con el diámetro de 3.2mm, ver figura 5.



Figura 5 Hilos de suelo resquebrajado para determinar el valor del límite plástico de las arcillas.

- f. Se reunieron las porciones de suelo resquebrajadas y fueron colocadas en un vidrio reloj, previamente determinado su masa, hasta que en el recipiente hubo por lo menos 6 g de suelo, ver figura 6



Figura 6 Determinación de la masa del vidrio reloj más los hilos de arcilla húmeda o con las muestras para determinar el límite líquido.

- g. Se repitieron los literales de “c” a “f” hasta que en el recipiente hubo por lo menos 6 g de suelo.

- h. Se repitió el proceso dos veces más.
- i. Las muestras de límite líquido y límite plástico fueron colocadas en una charola e introducidas, por al menos 16 horas, en un horno eléctrico a $110 \pm 5^{\circ}\text{C}$.
- j. Se pesaron las muestras de suelo seco mas vidrio reloj.
- k. Se calcularon las humedades para cada muestra de límite líquido y límite plástico, según ASTM D 2216.

DETERMINACION EN LABORATORIO DE LAS CARACTERISTICAS DE COMPACTACION DE LOS SUELOS, SEGÚN NORMA AASHTO T 180-01

PROCEDIMIENTO DE LABORATORIO

METODO “A”

1. Objetivo

Determinar el peso específico seco máximo y humedad óptima del suelo ensayado

2. Resumen del método A

Un suelo con contenido de humedad seleccionado es colocado en cinco capas dentro de un molde cilíndrico de dimensiones conocidas, cada capa es compactada por medio de la caída de un pisón de 4.54 kg (10 lb) con una altura de caída de 18'', aplicando de 25 golpes por capa, sometiendo al suelo a un esfuerzo de compactación de 56000 lb.pie/pie³ o su equivalente de 2700 KN-m/m³. Después se determina el peso unitario seco del suelo. El procedimiento es repetido para un número suficiente de contenidos de agua para establecer la relación entre el peso unitario seco y el contenido de agua del suelo. Graficados estos datos, representan una relación curvilínea conocida como “curva de compactación”. Los valores de contenido de humedad óptimo y el peso unitario seco máximo del suelo son determinados en la curva de compactación.

3. Material y equipo

- Muestra de suelo representativa de campo¹³
- Apisonador manual o martillo de compactación

¹³ Se empleó el método A, por lo que la masa mínima requerida es 16 Kg.

Apisonador metálico con una masa de 4.536 ± 0.009 Kg o su equivalente 10.00

± 0.02 lb, que posea una cara circular plana de 50.80 mm ó 2.0'' de diámetro

– Moldes

De pared sólida, metal rígido y forma cilíndrica¹⁴. Los moldes deben tener una placa base y un collarín de montaje removible de unos 60 mm de altura.

– Extractor de muestras

Un gato hidráulico de palanca

– Regla enrazadora

De metal, rígida, con borde biselado teniendo por lo menos una superficie longitudinal plana, dentro de 0.250 mm por 250 mm ó 0.01''x10''

– Balanza

Precisión de 1 y 0.1 gramo

– Horno de secado

Con regulador de temperatura, capaz de mantenerse a una temperatura de 110 ± 5 °C en toda la cámara de secado.

– Tamices¹⁵

Tamiz de ¾'' (19 mm) y No. 4 (4.75 mm)

– Misceláneos

¹⁴ Para el método A, se usa molde cuyo diámetro es 101.6 ± 0.41 mm ó 4''.

¹⁵ Se utilizó el método A, por lo que se utilizó el tamiz No. 4 (4.75 mm). La selección del método fue debido al tamaño máximo nominal de los granos y la cantidad de suelo que se tenía para hacer el ensayo, ya que de campo solamente se trajo una muestra inalterada, queso, forma cúbica de 0.30 m por lado.

Recipientes de mezclado, charolas, cucharón, cuchara de albañil, vernier, cinta métrica, cuchillo, franela, brocha, tenaza, guantes de hule, probeta, recipientes para contenido de humedad, bolsas plásticas, otros.

La figura 1 muestra el equipo necesario para realizar el ensayo.



Figura 1. Equipo necesario para realizar el ensayo Proctor T-180

4. Determinación del volumen y peso del molde de compactación

- Se midió seis veces el diámetro interno del molde de compactación de 4'', en la parte superior e inferior, utilizando un vernier, luego, se registraron los datos, ver figura 2.



Figura 2. Medición del diámetro interno del molde.

- Se pesó y registró la masa del molde de compactación, incluyendo su base pero sin collarín, con una precisión de 1g. Ver figura 3.



Figura 3. Registro de la masa del molde y su base, sin collarín.

- Con una cinta métrica, se midió y registró tres veces la altura del molde de compactación en la parte del contorno interior. Entre una medida y otra, la cinta

métrica fue desplazada unos 120° para sumar 360° de la circunferencia, ver figura 4.



Figura 4. Medición de la altura del molde de compactación

5. Preparación del espécimen de ensayo

- Al recibir la muestra de suelo, se desmenuzó lo mas que se pudo a fin de deshacer los grumos.
- Se expuso al aire la muestra de suelo de campo, al no secarse satisfactoriamente en dos días, se secó al horno a una temperatura de $110 \pm 5^{\circ}\text{C}$ por 24 horas.

- Al tener el suelo seco, se deshicieron los grumos restantes, después, el suelo de muestra se dejó nuevamente al horno por 16 horas, para perder la humedad obtenida durante el desmenuzamiento¹⁶.
- El suelo fue tamizado por la malla No 4 cuya abertura es 4.75 mm. Todo el suelo pasó esta abertura de malla.
- Se tomaron 4 muestras de suelo seco de 2603 g de peso cada una, 1 muestra de 1325 g.
- La cantidad de agua a agregar a cada una de las muestras a compactar fue calculada, pero que no variaran más que 4% en los incrementos, ver figura 5. La ecuación utilizada fue la siguiente:

$$C_w = k \cdot \frac{w_2 - w_1}{1 + w_1} \quad (\text{EC. 1})$$

donde:

C_w : cantidad de agua a agregar a cada una de las muestras de suelo seco, ml

k : masa de la muestra de suelo a ensayar con la humedad w_1 , g

w_1 : humedad que contiene el suelo a ensayar, en notación decimal.

w_2 : humedad a la que se pretende realizar el ensayo de compactación para cada muestra o punto de la curva de compactación, en notación decimal.

¹⁶ Debido a que se trabajó con muestra de suelo seco, no fue necesario determinar el contenido de humedad natural de la muestra.



Figura 5. Agua agregada a cada muestra a compactar.

- Se mezcló lo suficiente el suelo con el agua agregada para que la humedad fuera distribuida uniformemente en todos los granos del suelo.
- Se embolsó y evitó pérdida de agua en cada muestra de suelo humedecido, por un período de al menos 16 horas¹⁷.

6. Compactación de las muestras de suelo

- a. Se ensambló la placa base al molde con el collarín.
- b. Se situó el molde sobre una superficie rígida, nivelada y uniforme.
- c. Se agregó suelo previamente preparado dentro del molde hasta formar una capa de espesor uniforme, de manera que al compactarlo ocupe una quinta parte de la altura del molde, ver figura 6.

¹⁷ Fuente: ASTM D 698-00a



Figura 6. Llenado del molde con capas de suelo

- d. Se compactó el suelo colocado en el molde, utilizando el martillo de compactación y fueron proporcionados 25 golpes por capa, evitando el rebote del pisón y distribuyendo los golpes uniformemente dentro del molde, en forma de espiral, de afuera hacia adentro, ver figura 7.



Figura 7. Compactación de cada capa de suelo agregada.

- e. Con el cuchillo, se rasgó en forma de malla de líneas rectas perpendiculares, la capa recién compactada.
- f. Se repitieron 4 veces los literales “c”, “d” y “e” hasta completar las 5 capas de suelo compactado.
- g. Al compactar la última capa, se tuvo el cuidado que ésta no sobrepasara en 6mm la parte superior del molde.
- h. El collarín fue removido del molde, ayudado por la tenaza para desajustar las mariposas que sujetan el collarín al molde.
- i. Se cortó cuidadosamente el suelo compactado hasta nivelar la parte superior del molde usando la regla enrasadora. Cuando fue necesario rellenar algunos espacios, se agregaba suelo en las oquedades y se presionaba con la regla enrasadora para luego nivelar la superficie, ver figura 8.



Figura 8. Corte y nivelación del suelo compactado en la parte superior del molde.

- j. Se removió, con la brocha, el suelo suelto que quedó en la placa base y molde.

- k. Se pesó y registró la masa del molde, collarín y suelo compactado, con una precisión de 1 g. Ver figura 9.



Figura 9. Medición de la masa del molde, collarín y suelo compactado.

- l. Se desmontó la placa base del molde y se extrajo el espécimen compactado utilizando el gato hidráulico, ver figura 10.



Figura 10. Extracción del espécimen compactado con ayuda del gato hidráulico

- m. Se cortó el espécimen axialmente y se extrajo una muestra de suelo compactado para ser secado al horno, ASTM 2216, y así determinar su porcentaje de humedad.



Figura 11 a. Corte axial del espécimen compactado.



Figura 11b. Toma de muestra para determinar la humedad secada al horno.

- n. Se limpiaron, por dentro y fuera, el molde, placa base y collarín para compactar la siguiente muestra.
- o. Se repitió el proceso desde el literal “a” hasta el “n” para compactar las muestras de suelo restantes.

DETERMINACION DE LA GRAVEDAD ESPECÍFICA DE LOS SÓLIDOS DEL SUELO POR EL MÉTODO DEL PICNÓMETRO CON AGUA (ASTM D 854-02)

PROCEDIMIENTO DE LABORATORIO

METODO “B” (MUESTRA SECA)

1. Objetivos

- Determinar el valor de la gravedad específica de un suelo mediante los datos obtenidos durante el ensayo
- Explicar en forma general el procedimiento desarrollado en laboratorio para determinar el valor de la gravedad específica

2. Resumen del método “B”

En un matraz limpio, seco, previamente calibrado, ver cartas de calibración, se introduce en él una muestra de suelo seco, método B, luego se agrega agua hasta formar una lechada, se le extrae el aire atrapado mediante ebullición; se completa el llenado del matraz con agua desairada y se coloca en un recipiente de baño María durante la noche para alcanzar un equilibrio térmico. Se determina y registra la masa del picnómetro, suelo y agua, se mide la temperatura de la mezcla suelo-agua, dicha mezcla es colocada en una charola e introducida en un horno hasta obtener masa constante, es decir, la masa seca de los granos del suelo.

3. Material y equipo

- Muestra de suelo representativa de campo, tamizada por la malla No 4, 4.75mm.
- Agua destilada
- Frasco volumétrico o matraz

- Balanza con precisión 0.01 g
- Termómetro con precisión 1°C, profundidad de inmersión de 75mm
- Cocina de temperatura controlada
- Embudo
- Horno de secado

Con regulador de temperatura, capaz de mantenerse a una temperatura de 110 ± 5 °C en toda la cámara de secado.

- Tamiz No. 4 (4.75 mm)
- Misceláneos

Agitador mecánico, guantes de hule, franelas, piseta, espátula de hoja corta, beaker, charolas, otros.

4. Calibración del matraz

NOTA: Los matraces ya habían sido calibrados, por lo que se usó la carta de calibración para cada uno.

5. Procedimiento de laboratorio para suelo secado al horno, método “B”

- a. Se desmenuzaron los grumos en el suelo y toda la muestra se secó al horno, según ASTM D 2216.
- b. Luego de 24 horas de secado, se volvió a desmenuzar los grumos más pequeños y nuevamente se introdujo toda la muestra al horno por 24 horas.
- c. Después, se pesaron 60.00 g, de suelo que pasó el tamiz No. 4, para cada una de las cuatro muestras de arcillas a ensayar, ver figura 1.



Figura 1 Pesado y registro de las masas de arcilla, secadas al horno, previo a introducir a los matraces

- d. Las muestras de arcillas fueron introducidas en los matraces con ayuda de un embudo para evitar que granos del suelo quedaran en la garganta de los matraces, después, se vertió agua en el embudo para lavar los granos que le quedaron adheridos y agregarlos al interior de los matraces, ver figura 2.

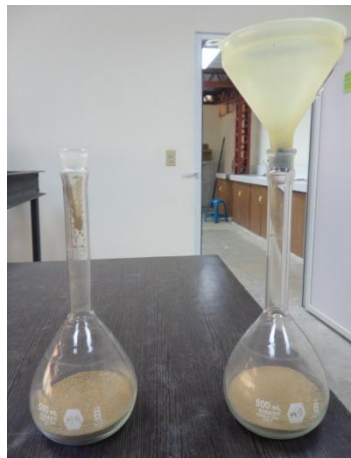


Figura 2 Introducción del suelo en cada matraz

- e. Se agregó agua al matraz hasta un nivel de $\frac{1}{3}$ a $\frac{1}{2}$ de la altura del cuerpo principal de éste.
- f. Se agitó, en forma rotacional, el agua y suelo en los matraces hasta formar una lechada y se enjuagó dentro del matraz, cualquier partícula de suelo adherida en el interior del mismo.
- g. Luego, se desairó la lechada, extrayendo el aire atrapado por dos horas, a través de aplicar suficiente calor para mantener la ebullición de la misma y agitándola tanto como sea necesario, para prevenir que cualquier partícula de suelo se adhiera o seque en el vidrio del matraz sobre la superficie de la lechada en el frasco, ver figura 3.



Figura 3. Aplicación de calor para extraer el aire del suelo.

- h. El agua evaporada dentro de los matraces era agregada con agua hervida del recipiente en el que estaban los matraces durante la ebullición.
- i. Los matraces con agua hervida y suelo, termómetro y beaker con agua desairada, fueron introducidos en la cocina de temperatura controlada, llena con

agua a 24°C, para los matraces M-4 y M7 en el primer ensayo, y 25°C para los mismos matraces durante el segundo ensayo. Se dejaron en equilibrio térmico unas 24 horas, ver figura 4.



Figura 4 Baño María durante 24 horas para lograr equilibrio térmico, posterior a desairado.

- j. Se retiraron los matraces del baño María en la cocina de temperatura controlada, manipulándolos por el borde superior, cuello de los matraces, para evitar cambios en el equilibrio térmico y se colocaron sobre una franela mientras se realizaron ajustes al nivel de agua en la marca de calibración¹⁸ de los matraces. Cuando fue necesario agregar agua, se utilizó la contenida en el beaker, que fue agua desairada y en equilibrio térmico.
- k. El borde y exterior de los matraces fueron secados con otra franela seca.

¹⁸ El ajuste al nivel del agua en la marca de calibración fue adecuado cuando el nivel inferior del menisco coincidió con el de la marca de calibración.

1. Se pesó y registró la masa del matraz, suelo y agua a temperatura de ensayo, ver figura 5.



Figura 5 Determinación del peso de matraz, suelo y agua a temperatura de ensayo.

- m. Se leyó y registró la temperatura de ensayo, T_e , con precisión 0.1°C , usando el termómetro térmicamente equilibrado en el baño María, ver figura 6.



Figura 5 Verificación de temperatura de ensayo¹⁹.

¹⁹ Se comprobó al introducir el termómetro en los matraces, sin hacer contacto con los granos de suelo, a una profundidad máxima donde el agua era transparente.

- n. La lechada al interior de los matraces, fue vertida en charolas previamente pesadas, sin derramar muestra de suelo y lavando las paredes internas de los matraces, agregando estos granos a las charolas; cuando los granos se sedimentaron, el exceso de agua se decantó para secar las muestras al horno, según ASTM D 2216.



Figura 6 Muestras de suelo seco a ser pesadas

- o. Se determinaron las masas de suelo seco en las charolas, utilizando una balanza de precisión 0.01 g.

MEMORIA DE CÁLCULO

MUESTRA ALTERADA

**DETERMINACION DEL TAMAÑO DE LAS PARTICULAS DE SUELOS
SEGÚN MÉTODO DE PRUEBA ASTM D 422. HIDROMETRIA**

MEMORIA DE CÁLCULO, MUESTRA No. 1/2H

1. Determinación de la humedad higroscópica

$$\omega\% = \frac{M_{h+r} - M_{s+r}}{M_{s+r} - M_r} \times 100\% = \frac{M_w}{M_s} \times 100\% \quad (\text{EC. 1})$$

donde:

$\omega\%$: contenido de humedad higroscópica, %

M_{h+r} : masa del espécimen húmedo + recipiente, g

M_{s+r} : masa del espécimen secado al horno + recipiente, g

M_r : masa del recipiente, g

M_w : masa de agua ($M_w = M_{h+r} - M_{s+r}$), g

M_s : masa de suelo seco ($M_s = M_{s+r} - M_r$), g

NOTA: Debido a que se realizó el ensayo con muestra de suelo secado al horno, según ASTM D 2216, no fue necesario corregir por humedad higroscópica.

**2. Determinación de la masa seca que pasa el tamiz No. 10 (2.00 mm) corregida por
humedad higroscópica**

$$M_{sh} = \frac{M_h}{1 + \frac{\omega\%}{100}} \quad (\text{EC. 2})$$

donde:

$\omega_{\%}$: contenido de humedad higroscópica, %. De ecuación 1.

M_{sh} : masa del espécimen seco corregida por humedad higroscópica, g

M_h : masa del espécimen húmedo del material que pasa la malla No. 10, incluyendo pérdidas por lavado, g

NOTA: Todo el suelo pasó la malla No. 10 (2.00 mm). Debido a que el ensayo se realizó con muestra de suelo secado al horno, según ASTM D 2216, no fue necesario corregir el peso de la muestra de suelo por humedad higroscópica, por lo tanto, M_{sh} es igual a la masa seca total empleada en el ensayo, M_t .

3. Determinación de la masa seca total del ensayo

$$M_t = M_g + M_{sh} \quad (\text{EC. 3})$$

donde:

M_t : masa seca total empleada en el ensayo, g

M_g : masa del material grueso, fracción retenida en la malla No. 10, g

M_{sh} : masa del espécimen seco corregida por humedad higroscópica, g

$$M_t = M_g + M_{sh} = 0.0 + 12.67$$

$$M_t = 12.67 \text{ g}$$

4. Análisis de tamizado para la porción retenida en el tamiz No. 10 (2.00 mm)

NOTA: La muestra total de suelo pasó el tamiz No. 10, es decir, no fue necesario tamizar la fracción retenida en la criba No. 10

5. Análisis por hidrometría

- a. Determinación de la masa seca empleada en el análisis hidrométrico

NOTA: Debido a que se utilizaron 12.67 g de suelo seco, no fue necesario determinar la muestra de suelo seco empleando la ecuación 2.

- b. Lectura corregida del hidrómetro

$$R_c = R_r - C_d \pm C_t \quad (\text{EC. 4})$$

donde:

R_c: lectura corregida del hidrómetro por defloculante y temperatura, g/l

R_r: lectura real hidrómetro, g/l

C_d: corrección por defloculante, g/l

C_t: corrección por temperatura, g/l. Ver tabla 1

$$C_d = L_1 - L_2 \quad (\text{EC. 5})$$

donde:

L₁: lectura parte inferior del menisco, sólo con agua

L₂: lectura parte inferior del menisco, con agua y defloculante

$$C_d = 2 - (-6) = | 8 | = 8$$

$$C_d = 8$$

Tabla 1. Corrección por temperatura. Fuente: Manual de laboratorio de Joseph E. Bowles

Temperatura, °C	C _t
26	+1.65
27	+2.00

Tabla 2. Tiempos de lecturas, lecturas R_r, temperaturas de ensayo °C, correcciones por temperatura C_t, corrección por defloculante C_d y lectura corregida del hidrómetro por defloculante y temperatura R_c.

Tiempo, min	R _r	Temp. °C	C _t , °C	C _d	R _c
2	16	26	+1.65	8	9.65
5	16	26	+1.65	8	9.65
15	15	26	+1.65	8	8.65
30	14	26	+1.65	8	7.65
60	14	26	+1.65	8	7.65
250	13	27	+2.00	8	7.00
1440	12	26	+1.65	8	5.65

c. Determinación del factor de corrección “a”

La gravedad específica del suelo es $G_s = 2.49$, entonces se interpola el valor “a” de la tabla 3, se obtuvo $a = 1.034$

Tabla 3. Factor de corrección debido a gravedad específica. Fuente: ASTM D 422-63, volumen 04.08.

G _s	Factor de corrección*
2.45	1.05
2.50	1.03

* Valor a ser empleado en la ecuación para la determinación del porcentaje de suelo que permanece en suspensión, cuando se usa el hidrómetro 152H

d. Determinación del porcentaje de suelo que permanece en suspensión

Para el hidrómetro 152H se tiene:

$$P = \frac{R_c \times a}{M_{sh}} \times 100 \quad (\text{EC. 6})$$

donde:

P : Porcentaje de suelo que permanece en suspensión al nivel en que el hidrómetro mide la densidad de la suspensión, %

R_c: lecturas corregidas del hidrómetro por defloculante y temperatura, calculada con la ecuación 4.

a: factor de corrección, según tabla 3 en el literal “c”.

M_{sh}: masa del espécimen seco corregida por humedad higroscópica, utilizado en el proceso hidrométrico, g. Ver ecuación 2. M_{sh} = 12.67 g

La tabla 4 muestra los porcentajes de suelo que permanece en suspensión al nivel en que el hidrómetro mide la densidad de la suspensión, P%

Tabla 4. Porcentajes de suelo que permanece en suspensión al nivel en que el hidrómetro mide la densidad de la suspensión, P%

Tiempo, min	Rr	Temp. °C	Ct, °C	Cd	Rc	P%
2	16	26	+1.65	8	9.65	78.75
5	16	26	+1.65	8	9.65	78.75
15	15	26	+1.65	8	8.65	70.59
30	14	26	+1.65	8	7.65	62.43
60	14	26	+1.65	8	7.65	62.43
250	13	27	+2.00	8	7.00	57.13
1440	12	26	+1.65	8	5.65	46.11

- e. Determinación del suelo que permanece en suspensión, porcentaje que pasa, referido al material que pasa la malla No. 200 (0.075 mm)

$$P_p = \frac{P}{100} \times \% \text{ que pasa la malla No. 200} \quad (\text{EC. 7})$$

donde:

P_p : Porcentaje de suelo que permanece en suspensión al nivel en que el hidrómetro mide la densidad de la suspensión, %

P : Porcentaje de suelo que permanece en suspensión al nivel en que el hidrómetro mide la densidad de la suspensión, %

La tabla 5 muestra los valores P y P_p para cada lectura del hidrómetro en un tiempo dado.

Tabla 5. Valores P y P_p para cada lectura del hidrómetro en un tiempo dado.

Tiempo, min	$P\%$	$P_p\%$
2	78.75	71.54
5	78.75	71.54
15	70.59	64.13
30	62.43	56.71
60	62.43	56.71
250	57.13	51.89
1440	46.11	41.89

NOTA: Los valores $P\%$ fueron tomados de la tabla 4 del literal “d”

- f. Determinación del valor de la lectura “ R ” del hidrómetro, corregida por menisco

$$R = R_r + C_m \quad (\text{EC. 8})$$

donde:

R: Lectura del hidrómetro corregida por menisco, g/l

Rr: lectura real del hidrómetro, tomada durante el ensayo, g/l

Cm: corrección por menisco, g/l

$$C_m = L_3 - L_4 \quad (\text{EC. 9})$$

donde:

L₃: lectura en la parte superior del menisco, sólo con agua

L₄: lectura en la parte inferior del menisco, sólo con agua

$$C_m = 1 - 0 = 1$$

$$C_m = 1$$

La tabla 6 muestra el valor de lectura “R” corregida por menisco, para cada tiempo de lectura.

Tabla 6. Valores de lectura “R” corregida por menisco para cada tiempo de lectura

Tiempo, min	Rr	Cm	R
2	16	1	17
5	16	1	17
15	15	1	16
30	14	1	15
60	14	1	15
250	13	1	14
1440	12	1	13

g. Determinación de la distancia de caída de las partículas o profundidad efectiva, L

NOTA: La profundidad efectiva, L, puede ser calculado con fórmula, sin embargo, se usó la tabla 7 para el mismo propósito.

Tabla 7 Profundidad efectiva en función del tipo de hidrómetro y la lectura del hidrómetro “R” corregida por menisco. Fuente: tabla 3.8 de norma ASTM D422-63, vol. 04-06

Tiempo, min	R	L
2	17	13.5
5	17	13.5
15	16	13.7
30	15	13.8
60	15	13.8
250	14	14.0
1440	13	14.2

h. Diámetros de las partículas del suelo

$$D = K \cdot \sqrt{\frac{L}{t}} \quad \text{Ley de Stokes} \quad (\text{EC. 10})$$

donde:

K: constante que depende de la temperatura de la suspensión y gravedad específica de las partículas del suelo, ver tablas 8 y 9.

L: distancia desde la superficie de la suspensión hasta el nivel en el que la densidad ha sido determinada, profundidad efectiva L, cm. Ver tabla 7.

t: intervalo de tiempo desde el inicio de la sedimentación hasta el registro de la lectura, en minutos.

Tabla 8. Valores de “K” para el cálculo del diámetro de la partícula del análisis hidrométrico. Fuente: ASTM D 422, volumen 04.08

Temperatura, °C	Gravedad específica de las partículas del suelo	
	2.45	2.50
26	0.01357	0.01334
27	0.01342	0.01319

Al interpolar para $G_s = 2.49$ y temperatura de 26°C , se obtiene $K = 0.013386$

Al interpolar para $G_s = 2.49$ y temperatura de 27°C , se obtiene $K = 0.013236$

Tabla 9. Valores de “K” que depende de la temperatura de la suspensión y gravedad específica de las partículas del suelo.

Tiempo, min	L	Temp. °C	K	D, mm
2	13.5	26	0.013386	0.035
5	13.5	26	0.013386	0.022
15	13.7	26	0.013386	0.013
30	13.8	26	0.013386	0.009
60	13.8	26	0.013386	0.006
250	14.0	27	0.013236	0.003
1440	14.2	26	0.013386	0.001

6. Análisis por tamizado de las partículas que pasan el tamiz No. 10 (2.00 mm)

La tabla 9 muestra las fórmulas utilizadas para calcular los porcentajes retenidos parciales y acumulados, porcentaje de suelo que pasa cada malla y el porcentaje que pasa referido a la muestra total. En este caso, como toda la muestra de suelo pasa la malla No. 10, el porcentaje que pasa es igual al porcentaje que pasa referido a la muestra de suelo total.

Tabla 10. Tabla de análisis granulométrico de los granos de suelo que pasan el tamiz No. 10 (2.00 mm)

	A	B	D	E	F	G	H
104							
105		Malla No.	Masa retenida, g	% Retenido		% Pasante	% Pasante referido de muestra total
106				Parcial	Acumulado		
107		10	0	$=+D107/\$D\$114*100$	$=+E107$	$=100-F107$	$=+G107*\$G\$107/100$
108		20	0.05	$=+D108/\$D\$114*100$	$=+F107+E108$	$=100-F108$	$=+G108*\$G\$107/100$
109		40	0.13	$=+D109/\$D\$114*100$	$=+F108+E109$	$=100-F109$	$=+G109*\$G\$107/100$
110		60	0.2	$=+D110/\$D\$114*100$	$=+F109+E110$	$=100-F110$	$=+G110*\$G\$107/100$
111		100	0.24	$=+D111/\$D\$114*100$	$=+F110+E111$	$=100-F111$	$=+G111*\$G\$107/100$
112		200	0.54	$=+D112/\$D\$114*100$	$=+F111+E112$	$=100-F112$	$=+G112*\$G\$107/100$
113		Pasa No200	$=+C103-SUMA(D107:D112)$	$=+D113/\$D\$114*100$	$=+F112+E113$		
114		Total	$=+SUMA(D113,D107:D112)$				

7. Elaboración del gráfico del análisis granulométrico (tamizado e hidrometría)

En el eje de las abscisas y escala logarítmica, se trazan las aberturas de las mallas y los diámetros de los granos D, en el eje de las ordenadas, los porcentajes de suelo que pasan cada una de las mallas y los valores Pp%, en una escala aritmética.

ANALISIS GRANULOMETRICO (HIDROMETRIA)

ASTM D 422 (AASHTO T 27)

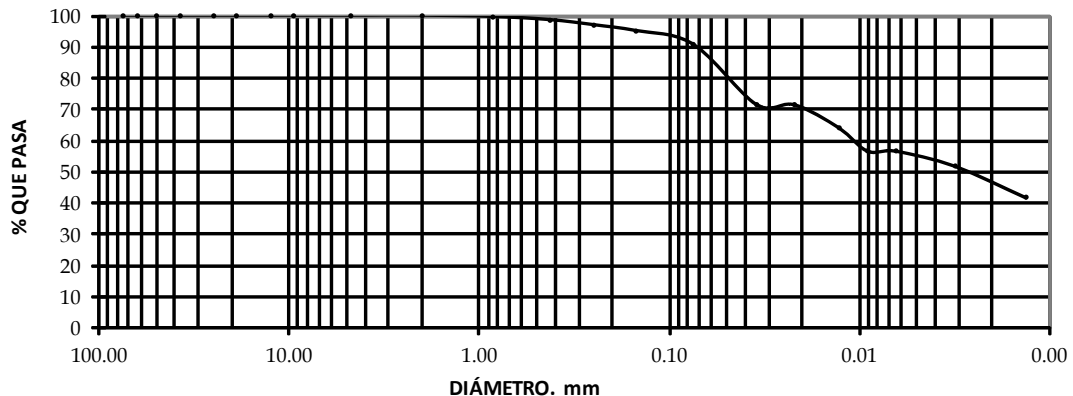
TRABAJO DE GRADUACIÓN: PROPUESTA DE SOLUCIONES TEMPRANAS CON OBRAS DE INGENIERIA DE BAJO COSTO PARA MITIGACION DE RIESGOS Y CONTROL DE VULNERABILIDAD EN ZONAS DE DESLIZAMIENTOS EN LADERAS DE MONTAÑAS Y VOLCANES EN EL SALVADOR						Muestra No. 1/2H
Estación:	Lateral:	Profundidad:	Fecha Muestreo:	Fecha Ensayo:	Laboratorista:	Revisó:
---	---	2.0 - 2.5 m	03/06/12	28/06/12	JLCC; NEMS	M.Sc. REGG

Peso Bruto Seco (gr): 20.14 Tara (gr): 7.47 Peso Neto (gr): 12.67
MATERIAL GRUESO **PSC (gr): 12.67**

Malla	Peso Retenido Parcial (gr)	% Retenido Parcial	% Retenido Acumulado	% Que Pasa la Malla	Observaciones
3"	0	0.0	0.0	100.0	Contenido de Humedad PH + Tara (grs): 0.00 PS + Tara (grs): 0.00 Humedad grs): 0.00 PS Neto (grs): 0.00 Peso Tara (grs): 0.00 Humedad (%): 0.00
2 1/2"	0.0	0.0	0.0	100.0	
2"	0.0	0.0	0.0	100.0	
1 1/2"	0.0	0.0	0.0	100.0	
1"	0.0	0.0	0.0	100.0	
3/4"	0.0	0.0	0.0	100.0	
1/2"	0.0	0.0	0.0	100.0	
3/8"	0.0	0.0	0.0	100.0	
No. 4	0.0	0.0	0.0	100.0	
Pasa No. 4	12.7	100.0			
SUMAS	12.7				

MATERIAL TAMIZADO POR MALLA No. 4 Peso Neto (gr): 12.67 **PSC (gr): 12.67**

Malla	Peso Retenido Parcial (grs)	% Retenido Parcial	% Retenido Acumulado	% Que Pasa la Malla	Observaciones
No. 10	0.00	0.00	0.00	100.00	GRAVA 0.00% ARENA 9.16% FINOS 90.84%
No. 20	0.05	0.39	0.39	99.61	
No. 40	0.13	1.03	1.42	98.58	
No. 60	0.20	1.58	3.00	97.00	
No. 100	0.24	1.89	4.89	95.11	
No. 200	0.54	4.26	9.16	90.84	
Pasa No. 200	11.51	90.84	100.00	0.00	
SUMAS	12.67	100.00			



DETERMINACION DEL LÍMITE LÍQUIDO, LÍMITE PLÁSTICO E ÍNDICE DE PLASTICIDAD DE LOS SUELOS (ASTM D 4318-00)

MEMORIA DE CÁLCULO. MUESTRA 1/2

1. Límite líquido, LL. Método A (múltiples puntos)

- Con la ecuación 1, se determinan las humedades para cada punto o muestra de suelo con diferente número de golpes, N, ver tabla 1. Los valores numéricos de los contenidos de humedad, en porcentaje, se muestran en la tabla 2.

$$\omega\% = \frac{M_{h+r} - M_{s+r}}{M_{s+r} - M_r} \times 100\% = \frac{M_w}{M_s} \times 100\% \quad (\text{EC. 1})$$

donde:

$\omega\%$: contenido de humedad, %

M_{h+r} : masa del suelo húmedo + recipiente, g

M_{s+r} : masa del suelo secado al horno + recipiente, g

M_r : masa del recipiente, g

M_w : masa de agua ($M_w = M_{h+r} - M_{s+r}$), g

M_s : masa de suelo seco o peso seco ($M_s = M_{s+r} - M_r$), g

Tabla 1. Fórmulas utilizadas para determinar el contenido de humedad de una muestra de suelo secada al horno, según ASTM D 2216.

	A	B	C	D	E	F	J	K	L	N	O	R	S
8													
9	LIMITE LIQUIDO												
10	No. de Golpes					15		24				33	
11	Cápsula No.					0-0		0				P	
12	Peso Húmedo + Tara,	g				37.34		28.12				29.81	
13	Peso Seco + Tara,	g				33.76		23.85				25.15	
14	Peso Agua,	g				=J12-J13		=N12-N13				=R12-R13	
15	Peso Tara,	g				29.85		18.8				19.27	
16	Peso Seco,	g				=J13-J15		=N13-N15				=R13-R15	
17	Contenido de Agua %					=J14/J16		=N14/N16				=R14/R16	

Tabla 2. Valores numéricos de los contenidos de agua, en porcentaje, para cada punto o muestra de límite líquido

LIMITE LIQUIDO			
No. de Golpes	15	24	33
Cápsula No.	0-0	0	P
Peso Húmedo + Tara	37.34	28.12	29.81
Peso Seco + Tara	33.76	23.85	25.15
Peso Agua	3.58	4.27	4.66
Peso Tara	29.85	18.80	19.27
Peso Seco	3.91	5.05	5.88
Contenido de Agua %	91.6%	84.6%	79.3%

- Se construye la curva de fluidez en papel semilogarítmico, graficando los contenidos de agua $\omega\%$ en el eje de las ordenadas, en escala aritmética y el número correspondiente de golpes N de cada muestra como abscisas, en escala logarítmica. Después se traza la mejor recta que una los puntos graficados.

- Se selecciona la abscisa de 25 golpes e intercepta con la línea recta que une los puntos, se ubica el contenido de humedad correspondiente en el eje de las ordenadas y se registró como el valor del límite líquido de 83.6%, ver figura 1.

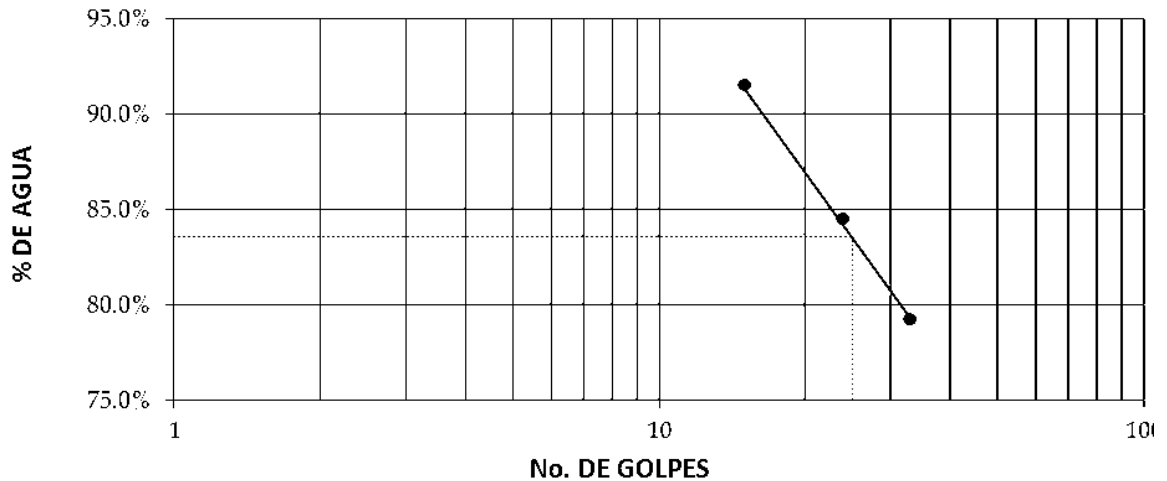


Figura 1. Curva de fluidez del límite líquido.

2. Límite plástico, LP

Se calcula el promedio de las humedades²⁰ correspondientes a las tres muestras del límite plástico. La tabla 3 presenta los valores numéricos de los contenidos de agua, en porcentaje, para cada muestra del límite plástico, también, muestra el promedio de humedades, que es el valor del límite plástico de 34.3%

²⁰ Cada humedad fue calculada con la ecuación 1.

Tabla 3. Valores numéricos de los contenidos de agua, en porcentaje, para cada muestra del límite plástico, además, promedio de humedades, que es el valor del límite plástico.

LIMITE PLÁSTICO			
No. de Golpes			
Cápsula No.	T-000	C	C12
Peso Húmedo + Tara, g	24.56	27.42	34.00
Peso Seco + Tara, g	22.91	25.70	32.42
Peso Agua, g	1.65	1.72	1.58
Peso Tara, g	18.06	20.70	27.83
Peso Seco, g	4.85	5.00	4.59
Contenido de Agua %	34.0%	34.4%	34.4%
Promedio,%	34.3		

3. Índice de plasticidad, IP

$$IP = LL - LP$$

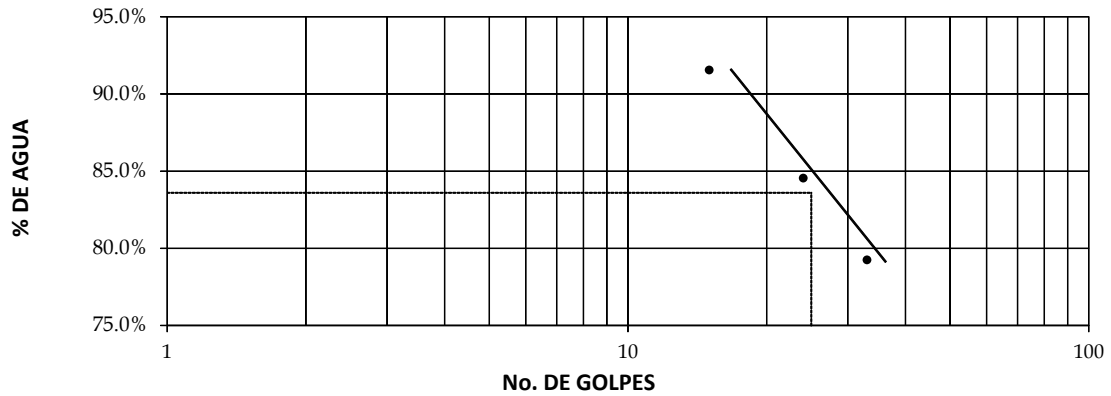
(EC.2)

$$IP = 83.6 - 34.3$$

$$IP = 49.3 \approx 49\%$$

LÍMITES DE ATTERBERG						
ASTM D 4318 (AASHTO T 89, T 90)						
TRABAJO DE GRADUACIÓN:	PROPUESTA DE SOLUCIONES TEMPRANAS CON OBRAS DE INGENIERIA DE BAJO COSTO PARA MITIGACION DE RIESGOS Y CONTROL DE VULNERABILIDAD EN ZONAS DE DESLIZAMIENTOS EN LADERAS DE MONTAÑAS Y VOLCANES EN EL SALVADOR					Muestra No. 1/2
Estación:	Lateral:	Profundidad:	Fecha Muestreo:	Fecha Ensayo:	Laboratorista:	Revisó:
---	---	2.0 - 2.50 m	03/06/12	06/06/12	JLCC; NEMS	M.Sc. REGG

	LÍMITE LÍQUIDO			LÍMITE PLÁSTICO		
	No. de Golpes	15	24	33	T-000	C
Cápsula No.	0-0	0	P			
Peso Húmedo + Tara, g	37.34	28.12	29.81	24.56	27.42	34.00
Peso Seco + Tara, g	33.76	23.85	25.15	22.91	25.70	32.42
Peso Agua, g	3.58	4.27	4.66	1.65	1.72	1.58
Peso Tara, g	29.85	18.80	19.27	18.06	20.70	27.83
Peso Seco, g	3.91	5.05	5.88	4.85	5.00	4.59
Contenido de Agua, %	91.6%	84.6%	79.3%	34.0%	34.4%	34.4%



LÍMITE LÍQUIDO	83.6%
LÍMITE PLÁSTICO	34.3%
ÍNDICE DE PLASTICIDAD	49.3%

DETERMINACION DEL TAMAÑO DE LAS PARTICULAS DE SUELOS SEGÚN MÉTODO DE PRUEBA ASTM D 422. HIDROMETRIA

MEMORIA DE CÁLCULO, MUESTRA No. 2/2H

1. Determinación de la humedad higroscópica

$$\omega\% = \frac{M_{h+r} - M_{s+r}}{M_{s+r} - M_r} \times 100\% = \frac{M_w}{M_s} \times 100\% \quad (\text{EC. 1})$$

donde:

$\omega\%$: contenido de humedad higroscópica, %

M_{h+r} : masa del espécimen húmedo + recipiente, g

M_{s+r} : masa del espécimen secado al horno + recipiente, g

M_r : masa del recipiente, g

M_w : masa de agua ($M_w = M_{h+r} - M_{s+r}$), g

M_s : masa de suelo seco ($M_s = M_{s+r} - M_r$), g

NOTA: Debido a que se realizó el ensayo con muestra de suelo secado al horno, según ASTM D 2216, no fue necesario corregir por humedad higroscópica.

2. Determinación de la masa seca que pasa el tamiz No. 10 (2.00 mm) corregida por humedad higroscópica

$$M_{sh} = \frac{M_h}{1 + \frac{\omega\%}{100}} \quad (\text{EC. 2})$$

donde:

$\omega\%$: contenido de humedad higroscópica, %. De ecuación 1.

M_{sh} : masa del espécimen seco corregida por humedad higroscópica, g

M_h : masa del espécimen húmedo del material que pasa la malla No. 10, incluyendo pérdidas por lavado, g

NOTA: Todo el suelo pasó la malla No. 10 (2.00 mm). Debido a que el ensayo se realizó con muestra de suelo secado al horno, según ASTM D 2216, no fue necesario corregir el peso de la muestra de suelo por humedad higroscópica, por lo tanto, M_{sh} es igual a la masa seca total empleada en el ensay, M_t .

3. Determinación de la masa seca total del ensayo

$$M_t = M_g + M_{sh} \quad (\text{EC. 3})$$

donde:

M_t : masa seca total empleada en el ensayo, g

M_g : masa del material grueso, fracción retenida en la malla No. 10, g

M_{sh} : masa del espécimen seco corregida por humedad higroscópica, g

$$M_t = M_g + M_{sh} = 0.0 + 55.00$$

$$M_t = 55.00 \text{ g}$$

4. Análisis de tamizado para la porción retenida en el tamiz No. 10 (2.00 mm)

NOTA: La muestra total de suelo pasó el tamiz No. 10, es decir, no fue necesario tamizar la fracción retenida en la criba No. 10

5. Análisis por hidrometría

a. Determinación de la masa seca empleada en el análisis hidrométrico

NOTA: Debido a que se utilizaron 55.00 g de suelo seco, no fue necesario determinar la muestra de suelo seco empleando la ecuación 2.

b. Lectura corregida del hidrómetro

$$R_c = R_r - C_d \pm C_t \quad (\text{EC. 4})$$

donde:

R_c: lectura corregida del hidrómetro por defloculante y temperatura, g/l

R_r: lectura real hidrómetro, g/l

C_d: corrección por defloculante, g/l

C_t: corrección por temperatura, g/l. Ver tabla 1

$$C_d = L_1 - L_2 \quad (\text{EC. 5})$$

donde:

L₁: lectura parte inferior del menisco, sólo con agua

L₂: lectura parte inferior del menisco, con agua y defloculante

$$C_d = -1 - 7 = | -8 | = 8$$

$$C_d = 8$$

Tabla 1. Corrección por temperatura. Fuente: Manual de laboratorio de Joseph E. Bowles

Temperatura, °C	C _t
26	+1.65
25	+1.30

Tabla 2. Tiempos de lecturas, lecturas R_r, temperaturas de ensayo °C, correcciones por temperatura C_t, corrección por defloculante C_d y lectura corregida del hidrómetro por defloculante y temperatura R_c

Tiempo, min	R _r	Temp. °C	C _t , °C	C _d	R _c
2	49	26	+1.65	8	42.65
5	48	26	+1.65	8	41.65
15	46	26	+1.65	8	39.65
30	44	26	+1.65	8	37.65
60	42	26	+1.65	8	35.65
250	38	26	+2.00	8	32.00
1440	34	25	+1.30	8	27.30

c. Determinación del factor de corrección “a”

La gravedad específica del suelo es $G_s = 2.49$, entonces se interpola el valor “a” de la tabla 3, se obtuvo $a = 1.034$

Tabla 3. Factor de corrección debido a gravedad específica. Fuente: ASTM D 422-63, volumen 04.08.

G _s	Factor de corrección*
2.45	1.05
2.50	1.03

* Valor a ser empleado en la ecuación para la determinación del porcentaje de suelo que permanece en suspensión, cuando se usa el hidrómetro 152H

d. Determinación del porcentaje de suelo que permanece en suspensión

Para el hidrómetro 152H se tiene:

$$P = \frac{R_c \times a}{M_{sh}} \times 100 \quad (\text{EC. 6})$$

donde:

P : Porcentaje de suelo que permanece en suspensión al nivel en que el hidrómetro mide la densidad de la suspensión, %

R_c: lecturas corregidas del hidrómetro por defloculante y temperatura, calculada con la ecuación 4.

a: factor de corrección, según tabla 3 en el literal “c”.

M_{sh}: masa del espécimen seco corregida por humedad higroscópica, utilizado en el proceso hidrométrico, g. Ver ecuación 2. M_{sh} = 55.00 g

La tabla 4 muestra los porcentajes de suelo que permanece en suspensión al nivel en que el hidrómetro mide la densidad de la suspensión, P%

Tabla 4. Porcentajes de suelo que permanece en suspensión al nivel en que el hidrómetro mide la densidad de la suspensión, P%

Tiempo, min	Rr	Temp. °C	Ct, °C	Cd	Rc	P%
2	49	26	+1.65	8	42.65	80.18
5	48	26	+1.65	8	41.65	78.30
15	46	26	+1.65	8	39.65	74.54
30	44	26	+1.65	8	37.65	70.78
60	42	26	+1.65	8	35.65	67.02
250	38	26	+2.00	8	32.00	60.16
1440	34	25	+1.30	8	27.30	51.32

- e. Determinación del suelo que permanece en suspensión, porcentaje que pasa, referido al material que pasa la malla No. 200 (0.075 mm)

$$P_p = \frac{P}{100} \times \% \text{ que pasa la malla No. 200} \quad (\text{EC. 7})$$

donde:

P_p : Porcentaje de suelo que permanece en suspensión al nivel en que el hidrómetro mide la densidad de la suspensión, %

P : Porcentaje de suelo que permanece en suspensión al nivel en que el hidrómetro mide la densidad de la suspensión, %

La tabla 5 muestra los valores P y P_p para cada lectura del hidrómetro en un tiempo dado.

Tabla 5. Valores P y P_p para cada lectura del hidrómetro en un tiempo dado.

Tiempo, min	P%	P_p %
2	80.18	73.00
5	78.30	71.29
15	74.54	67.86
30	70.78	64.44
60	67.02	61.02
250	60.16	54.77
1440	51.32	46.73

NOTA: Los valores $P\%$ fueron tomados de la tabla 4 del literal “d”

- f. Determinación del valor de la lectura “R” del hidrómetro, corregida por menisco

$$R = R_r + C_m \quad (\text{EC. 8})$$

donde:

R: Lectura del hidrómetro corregida por menisco, g/l

Rr: lectura real del hidrómetro, tomada durante el ensayo, g/l

Cm: corrección por menisco, g/l

$$C_m = L_3 - L_4 \quad (\text{EC. 9})$$

donde:

L₃: lectura en la parte superior del menisco, sólo con agua

L₄: lectura en la parte inferior del menisco, sólo con agua

$$C_m = -2 - 0 = -2$$

$$C_m = 2$$

La tabla 6 muestra el valor de lectura “R” corregida por menisco, para cada tiempo de lectura.

Tabla 6. Valores de lectura “R” corregida por menisco para cada tiempo de lectura

Tiempo, min	Rr	Cm	R
2	49	2	51
5	48	2	50
15	46	2	48
30	44	2	46
60	42	2	44
250	38	2	40
1440	34	2	36

g. Determinación de la distancia de caída de las partículas o profundidad efectiva, L

NOTA: La profundidad efectiva, L, puede ser calculado con fórmula, sin embargo, se usó la tabla 7 para el mismo propósito.

Tabla 7 Profundidad efectiva en función del tipo de hidrómetro y la lectura del hidrómetro “R” corregida por menisco. Fuente: tabla 3.8 de norma ASTM D422-63, vol. 04-06

Tiempo, min	R	L
2	51	7.9
5	50	8.1
15	48	8.4
30	46	8.8
60	44	9.1
250	40	9.7
1440	36	10.4

h. Diámetros de las partículas del suelo

$$D = K \cdot \sqrt{\frac{L}{t}} \quad \text{Ley de Stokes} \quad (\text{EC. 10})$$

donde:

K: constante que depende de la temperatura de la suspensión y gravedad específica de las partículas del suelo, ver tablas 8 y 9.

L: distancia desde la superficie de la suspensión hasta el nivel en el que la densidad ha sido determinada, profundidad efectiva L, cm. Ver tabla 7.

t: intervalo de tiempo desde el inicio de la sedimentación hasta el registro de la lectura, en minutos.

Tabla 8. Valores de “K” para el cálculo del diámetro de la partícula del análisis hidrométrico. Fuente: ASTM D 422, volumen 04.08

Temperatura, °C	Gravedad específica de las partículas del suelo	
	2.45	2.50
26	0.01357	0.01334
25	0.01372	0.01349

Al interpolar para $G_s = 2.49$ y temperatura de 26°C , se obtiene $K = 0.013386$

Al interpolar para $G_s = 2.49$ y temperatura de 25°C , se obtiene $K = 0.013536$

Tabla 9. Valores de “K” que depende de la temperatura de la suspensión y gravedad específica de las partículas del suelo.

Tiempo, min	L	Temp. °C	K	D, mm
2	7.9	26	0.013386	0.027
5	8.1	26	0.013386	0.017
15	8.4	26	0.013386	0.010
30	8.8	26	0.013386	0.007
60	9.1	26	0.013386	0.005
250	9.7	26	0.013386	0.003
1440	10.4	25	0.013536	0.001

6. Análisis por tamizado de las partículas que pasan el tamiz No. 10 (2.00 mm)

La tabla 10 muestra las fórmulas utilizadas para calcular los porcentajes retenidos parciales y acumulados, porcentaje de suelo que pasa cada malla y el porcentaje que pasa referido a la muestra total. En este caso, como toda la muestra de suelo pasa la malla No. 10, el porcentaje que pasa es igual al porcentaje que pasa referido a la muestra de suelo total.

Tabla 10. Tabla de análisis granulométrico de los granos de suelo que pasan el tamiz No. 10 (2.00 mm)

	A	B	D	E	F	G	H
104							
105		Malla No.	Masa retenida, g	% Retenido		% Pasante	% Pasante referido de muestra total
106				Parcial	Acumulado		
107		10	0	$=+D107/SDS114*100$	$=+E107$	$=100-F107$	$=+G107*SGS107/100$
108		20	0.14	$=+D108/SDS114*100$	$=+F107+E108$	$=100-F108$	$=+G108*SGS107/100$
109		40	0.54	$=+D109/SDS114*100$	$=+F108+E109$	$=100-F109$	$=+G109*SGS107/100$
110		60	0.95	$=+D110/SDS114*100$	$=+F109+E110$	$=100-F110$	$=+G110*SGS107/100$
111		100	1.14	$=+D111/SDS114*100$	$=+F110+E111$	$=100-F111$	$=+G111*SGS107/100$
112		200	2.16	$=+D112/SDS114*100$	$=+F111+E112$	$=100-F112$	$=+G112*SGS107/100$
113		Pasa No200	$=+C103-SUMA(D107:D112)$	$=+D113/SDS114*100$	$=+F112+E113$		
114		Total	$=+SUMA(D113,D107:D112)$				

7. Elaboración del gráfico del análisis granulométrico (tamizado e hidrometría)

En el eje de las abscisas y escala logarítmica, se trazan las aberturas de las mallas y los diámetros de los granos D, en el eje de las ordenadas, los porcentajes de suelo que pasan cada una de las mallas y los valores Pp%, en una escala aritmética.

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO (HIDROMETRÍA)

ASTM D 422 (AASHTO T 27)

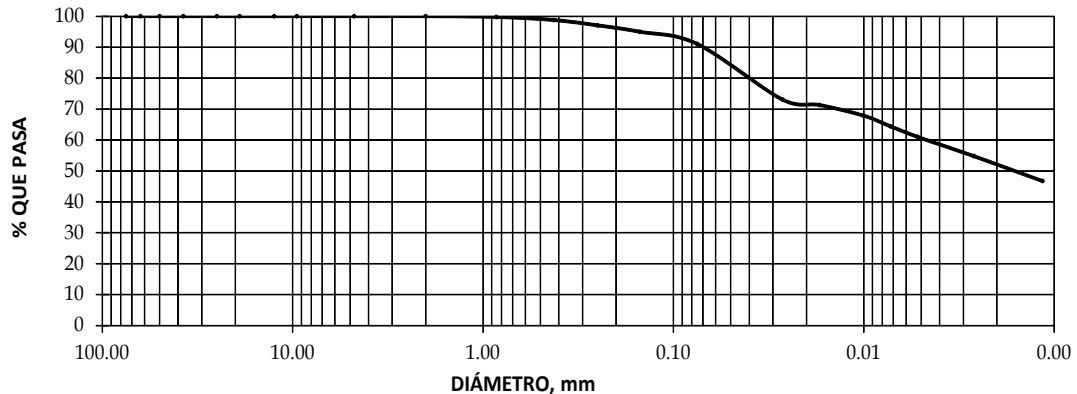
TRABAJO DE GRADUACIÓN: PROPUESTA DE SOLUCIONES TEMPRANAS CON OBRAS DE INGENIERIA DE BAJO COSTO PARA MITIGACION DE RIESGOS Y CONTROL DE VULNERABILIDAD EN ZONAS DE DESLIZAMIENTOS EN LADERAS DE MONTAÑAS Y VOLCANES EN EL SALVADOR						Muestra No. 2/2H
Estación:	Lateral:	Profundidad:	Fecha Muestreo:	Fecha Ensayo:	Laboratorista:	Revisó:
---	---	2.0 - 2.5 m	03/06/12	09/07/12	JLCC; NEMS	M.Sc. REGG

Peso Bruto Seco (gr): 65.40 Tara (gr): 10.40 Peso Neto (gr): 55.00
MATERIAL GRUESO **PSC (gr): 55.00**

Malla	Peso Retenido Parcial (gr)	% Retenido Parcial	% Retenido Acumulado	% Que Pasa la Malla	Observaciones
3"	0	0.0	0.0	100.0	Contenido de Humedad PH + Tara (grs): 0.00 PS + Tara (grs): 0.00 Humedad grs): 0.00 PS Neto (grs): 0.00 Peso Tara (grs): 0.00 Humedad (%): 0.00
2 1/2"	0.0	0.0	0.0	100.0	
2"	0.0	0.0	0.0	100.0	
1 1/2"	0.0	0.0	0.0	100.0	
1"	0.0	0.0	0.0	100.0	
3/4"	0.0	0.0	0.0	100.0	
1/2"	0.0	0.0	0.0	100.0	
3/8"	0.0	0.0	0.0	100.0	
No. 4	0.0	0.0	0.0	100.0	
Pasa No. 4	55.0	100.0			
SUMAS	55.0				

MATERIAL TAMIZADO POR MALLA No. 4 Peso Neto (gr): 55.00 **PSC (gr): 55.00**

Malla	Peso Retenido Parcial (grs)	% Retenido Parcial	% Retenido Acumulado	% Que Pasa la Malla	Observaciones
No. 10	0.00	0.00	0.00	100.00	GRAVA 0.00% ARENA 8.96% FINOS 91.04%
No. 20	0.14	0.25	0.25	99.75	
No. 40	0.54	0.98	1.24	98.76	
No. 60	0.95	1.73	2.96	97.04	
No. 100	1.14	2.07	5.04	94.96	
No. 200	2.16	3.93	8.96	91.04	
Pasa No. 200	50.07	91.04	100.00	0.00	
SUMAS	55.00	100.00			



DETERMINACION DEL LÍMITE LÍQUIDO, LÍMITE PLÁSTICO E ÍNDICE DE PLASTICIDAD DE LOS SUELOS (ASTM D 4318-00)

MEMORIA DE CÁLCULO. MUESTRA 2/2

1. Límite líquido, LL. Método A (múltiples puntos)

- Con la ecuación 1, se determinan las humedades para cada punto o muestra de suelo con diferente número de golpes, N, ver tabla 1. Los valores numéricos de los contenidos de humedad, en porcentaje, se muestran en la tabla 2.

$$\omega\% = \frac{M_{h+r} - M_{s+r}}{M_{s+r} - M_r} \times 100\% = \frac{M_w}{M_s} \times 100\% \quad (\text{EC. 1})$$

donde:

$\omega\%$: contenido de humedad, %

M_{h+r} : masa del suelo húmedo + recipiente, g

M_{s+r} : masa del suelo secado al horno + recipiente, g

M_r : masa del recipiente, g

M_w : masa de agua ($M_w = M_{h+r} - M_{s+r}$), g

M_s : masa de suelo seco o peso seco ($M_s = M_{s+r} - M_r$), g

Tabla 1. Fórmulas utilizadas para determinar el contenido de humedad de una muestra de suelo secada al horno, según ASTM D 2216.

	A	B	C	D	E	J	KLM	N	O	P	R	S	T
8													
9						LIMITE LIQUIDO							
10						15	24	34					
11						81	12_3	94					
12						Peso Húmedo + Tara, g	32.04	27.91	32.31				
13						Peso Seco + Tara, g	27.45	23.92	27.95				
14						Peso Agua, g	=J12-J13	=N12-N13	=R12-R13				
15						Peso Tara, g	22.26	19.1	22.34				
16						Peso Seco, g	=J13-J15	=N13-N15	=R13-R15				
17						Contenido de Agua %	=J14/J16	=N14/N16	=R14/R16				

Tabla 2. Valores numéricos de los contenidos de agua, en porcentaje, para cada punto o muestra de límite líquido

LIMITE LIQUIDO				
No. de Golpes		15	24	34
Cápsula No.		81	12_3	94
Peso Húmedo + Tara, g		32.04	27.91	32.31
Peso Seco + Tara, g		27.45	23.92	27.95
Peso Agua, g		4.59	3.99	4.36
Peso Tara, g		22.26	19.10	22.34
Peso Seco, g		5.19	4.82	5.61
Contenido de Agua %		88.4%	82.8%	77.7%

- Se construye la curva de fluidez en papel semilogarítmico, graficando los contenidos de agua $\omega\%$ en el eje de las ordenadas, en escala aritmética y el número correspondiente de golpes N de cada muestra como abscisas, en escala logarítmica. Después se traza la mejor recta que una los puntos graficados.
- Se selecciona la abscisa de 25 golpes e intercepta con la línea recta que une los puntos, se ubica el contenido de humedad correspondiente en el eje de las ordenadas y se registró como el valor del límite líquido de 82.0%, ver figura 1.

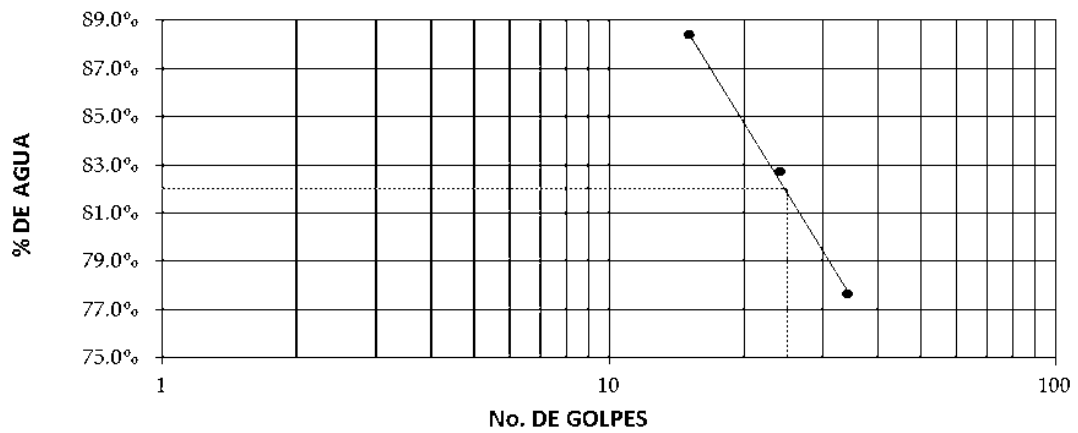


Figura 1. Curva de fluidez del límite líquido.

2. Límite plástico, LP

Se calcula el promedio de las humedades²¹ correspondientes a las tres muestras del límite plástico. La tabla 3 presenta los valores numéricos de los contenidos de agua, en porcentaje, para cada muestra del límite plástico, también, muestra el promedio de humedades, que es el valor del límite plástico de 34.2%.

Tabla 3. Valores numéricos de los contenidos de agua, en porcentaje, para cada muestra del límite plástico, además, promedio de humedades, que es el valor del límite plástico.

LÍMITE PLÁSTICO			
No. de Golpes			
Cápsula No.	E	0-9	0-14
Peso Húmedo + Tara, g	27.11	27.35	25.42
Peso Seco + Tara, g	25.23	25.36	23.90
Peso Agua, g	1.88	1.99	1.52
Peso Tara, g	19.85	19.71	19.23
Peso Seco, g	5.38	5.65	4.67
Contenido de Agua %	34.9%	35.2%	32.5%
Promedio, %	34.2		

²¹ Cada humedad fue calculada con la ecuación 1.

3. Índice de plasticidad, IP

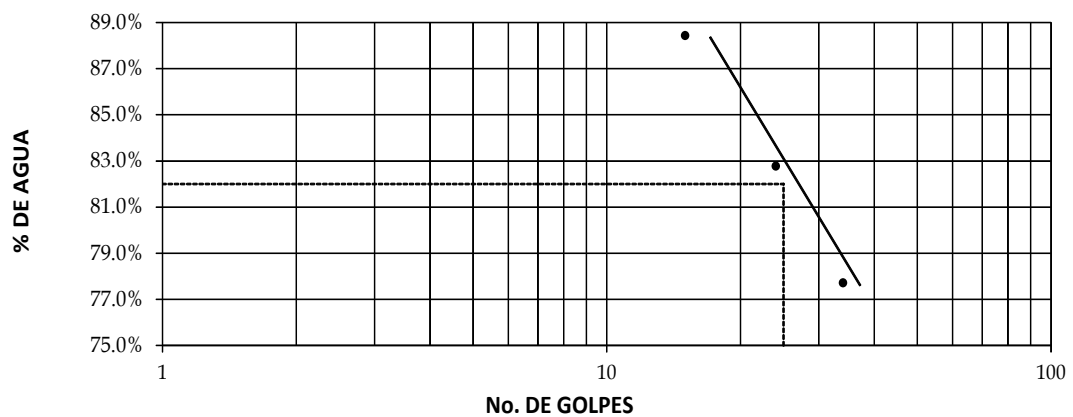
$$IP = LL - LP \quad (EC. 2)$$

$$IP = 82.0 - 34.2$$

$$IP = 47.8 \approx 48\%$$

LÍMITES DE ATTERBERG						
ASTM D 4318 (AASHTO T 89, T 90)						
TRABAJO DE GRADUACIÓN:	PROPUESTA DE SOLUCIONES TEMPRANAS CON OBRAS DE INGENIERIA DE BAJO COSTO PARA MITIGACION DE RIESGOS Y CONTROL DE VULNERABILIDAD EN ZONAS DE DESLIZAMIENTOS EN LADERAS DE MONTAÑAS Y VOLCANES EN EL SALVADOR					Muestra No.
						2/2
Estación:	Lateral:	Profundidad:	Fecha Muestreo:	Fecha Ensayo:	Laboratorista:	Revisó:
---	---	2.0 - 2.50 m	03/06/12	06/06/12	JLCC; NEMS	M.Sc. REGG

	LÍMITE LÍQUIDO			LÍMITE PLÁSTICO		
	No. de Golpes	15	24	34		
Cápsula No.	81	12_3	94	E	0-9	0-14
Peso Húmedo + Tara, g	32.04	27.91	32.31	27.11	27.35	25.42
Peso Seco + Tara, g	27.45	23.92	27.95	25.23	25.36	23.90
Peso Agua, g	4.59	3.99	4.36	1.88	1.99	1.52
Peso Tara, g	22.26	19.10	22.34	19.85	19.71	19.23
Peso Seco, g	5.19	4.82	5.61	5.38	5.65	4.67
Contenido de Agua, %	88.4%	82.8%	77.7%	34.9%	35.2%	32.5%



LÍMITE LÍQUIDO	82.0%
LÍMITE PLÁSTICO	34.2%
ÍNDICE DE PLASTICIDAD	47.8%

DETERMINACION DE LA GRAVEDAD ESPECÍFICA DE LOS SÓLIDOS DEL SUELO POR EL MÉTODO DEL PICNÓMETRO CON AGUA (ASTM D 854-02)

MEMORIA DE CÁLCULO

METODO B

1. Calibración del matraz

NOTA: Los matraces no fueron calibrados, ya que existen cartas de calibración para cada matraz utilizado en el ensayo, ver cartas de calibración para los matraces 3-A, 4A y M3

En la carta de calibración de cada matraz, se ubica la temperatura de ensayo, T_e , sobre el eje de las abscisas, se proyecta hasta interceptar la gráfica y se proyecta sobre el eje de las ordenadas para leer el peso del matraz más agua, aforado, a la temperatura de ensayo. El valor de calibración para los matraces 3-A, 4A y M3 a temperatura de ensayo $T_e = 27^\circ\text{C}$, fue 690.1g, 674.2g y 697.0g respectivamente.

2. Determinación de la gravedad específica a temperatura de ensayo

$$G_{st} = \frac{\rho_s}{\rho_{w,t}} = \frac{M_s}{\left(M_{pwt} - (M_{pwst} - M_s) \right)} \quad (\text{EC. 1})$$

donde:

G_{st} : gravedad específica de los sólidos del suelo a la temperatura de ensayo

ρ_s : densidad de los sólidos del suelo, Mg/m^3 ó g/cm^3

$\rho_{w,t}$: densidad del agua a la temperatura de ensayo, g/ml ó g/cm^3 , ver tabla 1

M_s : masa de los sólidos del suelo secado en horno, g

M_{pwt} : masa del frasco volumétrico y agua a la temperatura de ensayo, g, ver carta de calibración para cada matraz.

M_{pwst} : masa del frasco volumétrico, agua y sólidos del suelo a la temperatura de ensayo, g. Pesado en el laboratorio

Tabla 1. Coeficiente de temperatura y densidad del agua para las temperaturas dadas.
Fuente: ASTM D 854-02, volumen 04.08

Temperatura, °C	Densidad del agua, g/ml	Coeficiente de temperatura, K
27	0.99652	0.99831

3. Determinación de la gravedad específica de los sólidos del suelo a 20°C

NOTA: Toda la muestra de suelo pasó el tamiz No. 4, por lo que no se debe hacer

corrección de la gravedad específica debido a suelo retenido en la malla No. 4

$$G_{s\ 20^{\circ}\text{C}} = K \cdot G_{st} \quad (\text{EC. 2})$$

donde:

$G_{s\ 20^{\circ}\text{C}}$: gravedad específica de los sólidos del suelo a 20°C

K: coeficiente de temperatura del agua a cierta temperatura, ver tabla 1

G_{st} : gravedad específica de los sólidos del suelo a la temperatura de ensayo, ver ecuación 1

La tabla 2 muestra las fórmulas utilizadas para calcular la gravedad específica a temperatura de ensayo, G_{st} , y la gravedad específica a 20°C, $G_{s\ 20^{\circ}\text{C}}$. La gravedad específica promedio a temperatura de 20°C está basada en 2 muestras ensayadas.

Tabla 2. Fórmulas utilizadas para calcular la gravedad específica a temperatura de ensayo, Gt, y gravedad específica a 20°C

	A	B	C	D	F	G	H
27	Gravedad Específica, Gs						
28		Temperatura de ensayo (Te)	°C	27		27	27
29		Densidad del agua a temperatura de ensayo*	g/ml	0.99652		0.99652	0.99652
30		Masa del picnómetro+suelo+agua a Te	g	722.4		708.2	729.3
31		Masa del picnómetro+agua a Te (carta de calibración matraz	g	690.1		674.2	697
32		No. de charola			A-7	142	125
33		Masa de charola	g	26.6		29.5	27
34		Masa de sólidos del suelo seco + recipiente	g	80.9		85.7	81.1
35		Masa de los sólidos del suelo	g	=+F34-F33		=+G34-G33	=+H34-H33
36		Gravedad específica a temperatura de ensayo	(Gt)	=+F35/(F35+F31-F30)		=+G35/(G35+G31-G30)	=+H35/(H35+H31-H30)
37		Coefficiente de temperatura*,	K	0.99831		0.99831	0.99831
38		Gravedad específica a temperatura de 20°C	(Gs)	=+F36*F37		=+G36*G37	=+H36*H37
39		Gravedad específica promedio a temperatura de 20°C	(Gs)	=+PROMEDIO(F38:H38)			

A continuación se presenta la hoja resumen, ver siguiente página, para determinar la gravedad específica de los sólidos del suelo por el método de matraz más agua.

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
 FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
 ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL
 LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES
 "ING. MARIO ANGEL GUZMAN URBINA"

**DETERMINACIÓN DE LA GRAVEDAD ESPECÍFICA DE LOS SÓLIDOS DEL SUELO
 POR EL METODO DEL MATRAZ CON AGUA
 (BASADA EN ASTM D 854-02)**

Lugar de procedencia:	<u>Cerro La Burrera</u>	Fecha ensayo:	<u>05/06/2012</u>
Clasificación del suelo:	<u>CH</u>	No. ensayo:	<u>1/1</u>
Método de ensayo:	<u>B (secado al horno)</u>	Laboratoristas	<u>Jorge Chicas;</u>
No. de muestra:	<u>1</u>	y cálculistas:	<u>Nazira Saravia</u>
Revisó:	<u>M.Sc. Rogelio Godínez</u>		

Calibración del matraz

No. De Matraz	3-A	4A	M3
Masa de matraz	g	---	---
Temperatura de calibración	°C	---	---
Masa de picnómetro+agua a temperatura de calibración	g	---	---
Densidad del agua a temperatura de calibración	g/ml	---	---
Volumen del picnómetro	ml	---	---
Volumen promedio del picnómetro	ml	---	---

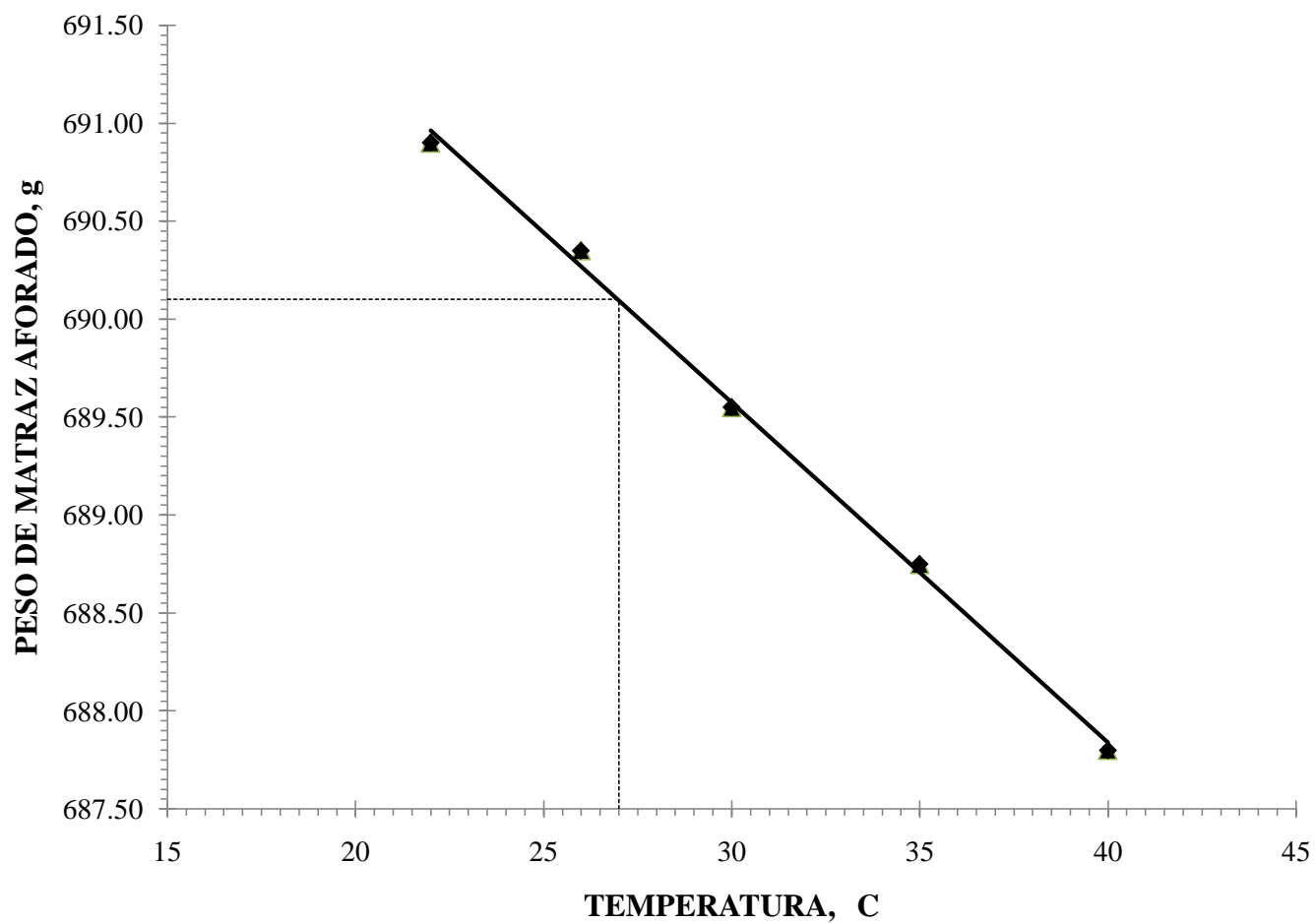
NOTA: SE USÓ CARTA DE CALIBRACIÓN EXISTENTE EN VEZ DE CALIBRAR EL MATRAZ PREVIO A ENSAYO

Gravedad Específica, Gs

Temperatura de ensayo (Te)	°C	27.0	27.0	27.0
Densidad del agua a temperatura de ensayo*	g/ml	0.99652	0.99652	0.99652
Masa del picnómetro+suelo+agua a Te	g	722.4	708.2	729.3
Masa del picnómetro+agua a Te (carta de calibración matraz)	g	690.1	674.2	697
No. de charola		A-7	14-2	12-5
Masa de charola	g	26.6	29.5	27
Masa de sólidos del suelo seco + recipiente	g	80.9	85.7	81.1
Masa de los sólidos del suelo	g	54.3	56.2	54.1
Gravedad específica a temperatura de ensayo	(Gt)	2.47	2.53	2.48
Coefficiente de temperatura*,	K	0.99831	0.99831	0.99831
Gravedad específica a temperatura de 20°C	(Gs)	2.46	2.53	2.48
Gravedad específica promedio a temperatura de 20°C	(Gs)	2.49		

Observaciones: * Fuente: tabla 5.2 norma ASTM D854-02, volumen 04.08
1 ml = 1cm³
Muestra de suelo extraída de estructura terro-rocosa en flujo de
lodo, Cerro La Burrera, Chalatenango.

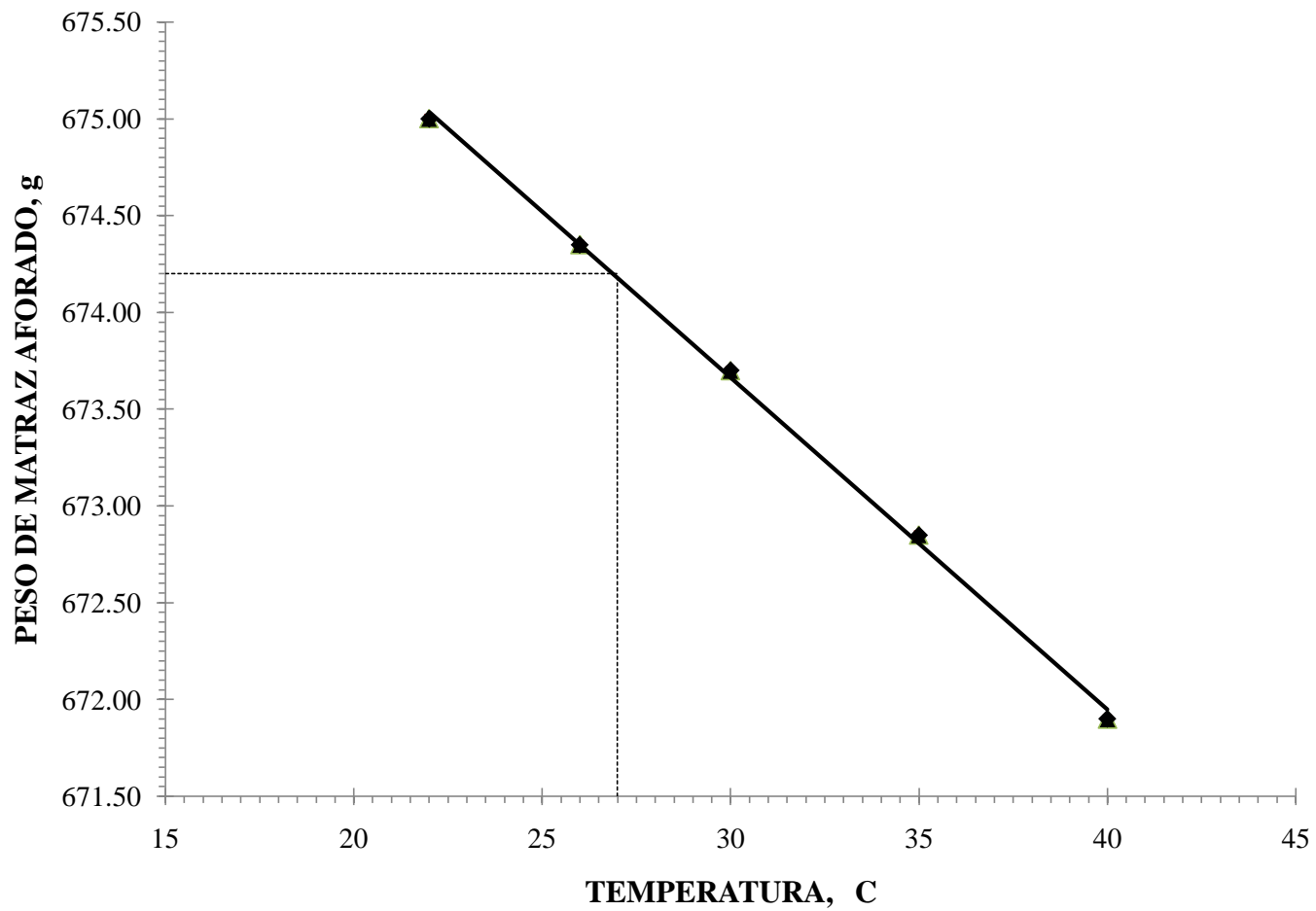
CARTA DE CALIBRACIÓN MATRAZ 3-A 11/06/07



Universidad de El Salvador
Laboratorio de Suelos y Materiales
"Ing. Mario Angel Guzmán Urbina"

Fecha de calibración: junio de 2007
Revisó: Ing. Landaverde

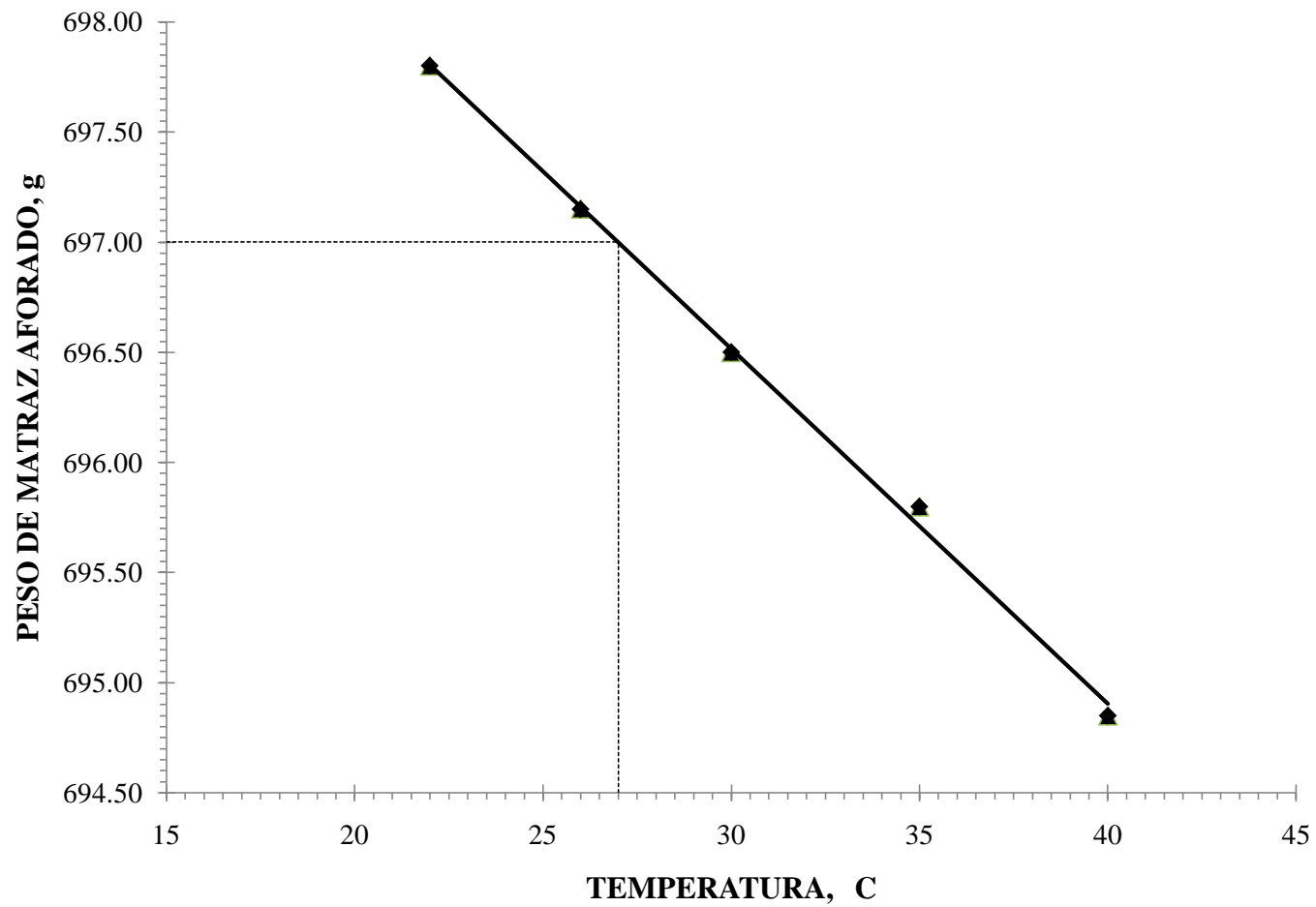
CARTA DE CALIBRACIÓN MATRAZ 4A 11/06/07



Universidad de El Salvador
Laboratorio de Suelos y Materiales
"Ing. Mario Ángel Guzmán Urbina"

Fecha de calibración: junio de 2007
Revisó: Ing. Landaverde

CARTA DE CALIBRACIÓN MATRAZ M3 11/06/07



Universidad de El Salvador
Laboratorio de Suelos y Materiales
"Ing. Mario Angel Guzmán Urbina"

Fecha de calibración: junio de 2007
Revisó: Ing. Landaverde

DETERMINACION EN LABORATORIO DE LAS CARACTERISTICAS DE COMPACTACION DE LOS SUELOS, SEGÚN NORMA AASHTO T 180-01

MEMORIA DE CÁLCULO.

1. Volumen promedio del molde, v_{prom}

a. Peso de la base y molde, sin collarín, W

$$W_{b+m} = 4367 \text{ g}$$

b. Promedio de diámetros, D_{prom}

$$D_{prom} = \frac{\sum_{i=1}^n D_i}{n} \quad (\text{EC. 1})$$

donde:

D_i : Diámetro medido, cm

n: número total de mediciones, el último valor “i”

Tabla 1. Diámetros medidos y diámetro promedio calculado.

i	D, cm
1	10.132
2	10.126
3	10.162
4	10.138
5	10.094
6	10.130
D_{prom}	10.130

c. Promedio de alturas, h_{prom}

h_{prom}

$$= \frac{\sum_{i=1}^n h_i}{n} \quad (\text{EC. 2})$$

donde:

h_i : altura medida, cm

n: número total de mediciones, el último valor “i”

Tabla 2. Alturas y altura promedio.

i	h, cm
1	11.57
2	11.56
3	11.57
h_{prom}	11.567

d. Volumen promedio del molde, V_{prom}

$$A_{prom} = \frac{\pi \cdot D_{prom}^2}{4} \quad (EC. 3)$$

$$A_{prom} = \frac{\pi \cdot 10.130^2}{4}$$

$$A_{prom} = 80.59512479 \text{ cm}^2$$

$$V_{prom} = A_{prom} \cdot h_{prom} \quad (EC. 4)$$

$$V_{prom} = 80.59512479 \times 11.567$$

$$V_{prom} = 932.2438 \text{ cm}^3$$

e. Determinación de la relación humedad – densidad

La figura 1 muestra las fórmulas empleadas para calcular el volumen de agua a agregar a la muestra de suelo seca, peso de la muestra húmeda, peso volumétrico húmedo P.V.H., peso volumétrico seco P.V.S., peso de agua, peso de suelo seco y humedad.

	A	B	C	E	F	G
10	DETERMINACIÓN DE LA RELACIÓN DENSIDAD - HUMEDAD					
11	No muestra					
12	Peso de muestra de ensayo gr					
13	Humedad de prueba %					
14	Volumen de agua a agregar cm ³ =+F12*F13 =+G12*G13					
15	Peso del molde gr					
16	Peso muestra húmeda + molde gr					
17	Peso muestra húmeda gr =+F16-F15 =+G16-G15					
18	Volumen del molde cm ³					
19	Peso volumétrico húmedo P.V.H. Kg/m ³ =+F17/F18*1000 =+G17/G18*1000					
20	Peso volumétrico seco P.V.S. Kg/m ³ =+F19/(1+F30/100) =+G19/(1+G30/100)					
21						
22	DETERMINACIÓN DE LA HUMEDAD					
23	No muestra					
24	No de tara					
25	Peso de tara gr					
26	Peso húmedo + recipiente gr					
27	Peso seco + recipiente gr					
28	Peso de agua gr =+F26-F27 =+G26-G27					
29	Peso seco gr =+F27-F25 =+G27-G25					
30	Humedad % =+F28/F29*100 =+G28/G29*100					

Figura 1 Fórmulas empleadas para determinar contenido de humedad, volumen de agua a agregar, peso neto de muestra húmeda, peso volumétrico húmedo P.V.H. y peso volumétrico seco P.V.S.

f. Humedad óptima y peso volumétrico seco máximo

Se graficó la curva de compactación, ver figura 2. En el eje de las abscisas, se graficaron las humedades en porcentaje, fila 30 de la figura 1, en el eje de las ordenadas, se graficaron los pesos volumétricos secos P.V.S., fila 20 de la figura 1. En el punto de inflexión o punto de mayor altura de la gráfica, se leyeron la humedad óptima y peso volumétrico seco máximo P.V.S., siendo sus valores 32.0% y 1362 kg/m³ respectivamente. El peso volumétrico húmedo máximo se calculó con la ecuación 5, siendo igual que 1798 kg/m³.

$$PV_{max} = P.V.S. (1 + w_{optima}) \quad (EC. 5)$$

donde:

P.V. max : peso volumétrico húmedo máximo, kg/m^3

P.V.S.: peso volumétrico seco máximo, kg/m^3

$w_{\text{óptima}}$: humedad óptima, en notación decimal

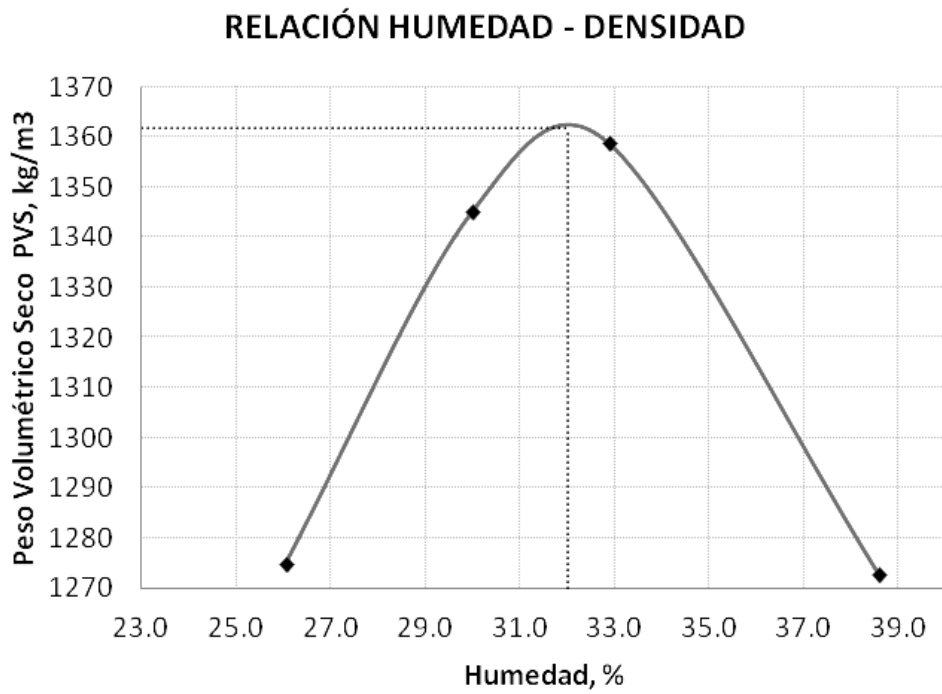


Figura 2 Curva de compactación

La figura 3 es la hoja resumen del ensayo proctor T-180.

DETERMINACIÓN EN LABORATORIO DE LAS CARACTERÍSTICAS DE COMPACTACIÓN DE LOS SUELOS (BASADA EN AASHTO T 180-01)					
TRABAJO DE GRADUACIÓN: PROPUESTA DE SOLUCIONES TEMPRANAS CON OBRAS DE INGENIERIA DE BAJO COSTO PARA MITIGACION DE RIESGOS Y CONTROL DE VULNERABILIDAD EN ZONAS DE DESLIZAMIENTOS EN LADERAS DE MONTAÑAS Y VOLCANES EN EL SALVADOR					
Fecha Muestreo: 03/06/12	Fecha Ensayo: 08/06/12	Profundidad: 2.0 - 2.5 m	Método de ensayo: A	Molde 4''	Descripción del suelo: CH Arcilla densa arenosa de alta plasticidad, color café claro.
Gs: 2.49	No capas 5	Golpes/capa 25	Martillo 10.0 lb	Laboraristas: JLCC; NEMS	Revisó: M.Sc. REGG

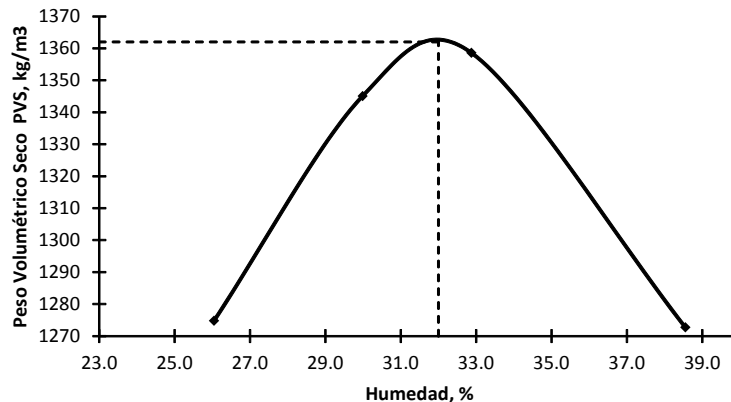
DETERMINACIÓN DE LA RELACIÓN DENSIDAD - HUMEDAD

No muestra		1	2	3	4	---
Peso de muestra de ensayo	gr	3188	2833	2925	2689	---
Humedad de prueba	%	0%	4%	8%	12%	---
Volumen de agua a agregar	cm ³	0	113	234	323	---
Peso del molde	gr	4367	4367	4367	4367	---
Peso muestra húmeda + molde	gr	5865	5997	6050	6011	---
Peso muestra húmeda	gr	1498	1630	1683	1644	---
Volumen del molde	cm ³	932.2782	932.2782	932.2782	932.2782	---
Peso volumétrico húmedo P.V.H.	Kg/m ³	1607	1748	1805	1763	---
Peso volumétrico seco P.V.S.	Kg/m ³	1275	1345	1359	1273	---

DETERMINACIÓN DE LA HUMEDAD

No muestra		1	2	3	4	---
No de tara		14_5	X-1	14_9	14_8	---
Peso de tara	gr	62.7	50.7	65.2	78.6	---
Peso húmedo + recipiente	gr	240.8	233.2	219.6	197.2	---
Peso seco + recipiente	gr	204.0	191.1	181.4	164.2	---
Peso de agua	gr	36.8	42.1	38.2	33.0	---
Peso seco	gr	141.3	140.4	116.2	85.6	---
Humedad	%	26.0	30.0	32.9	38.6	---

RELACIÓN HUMEDAD - DENSIDAD



HUMEDAD ÓPTIMA
32.0%

P.V. SECO MÁXIMO
1362 Kg/m³

P.V. HÚMEDO
1798 Kg/m³

P.V.S Máximo corregido
1362 Kg/m³

Humedad Óptima corregida
32.0%

Figura 3 Hoja resumen del ensayo proctor T-180

PROCEDIMIENTO DE ENSAYO

MUESTRA ALTERADA

DETERMINACION DEL TAMAÑO DE LAS PARTÍCULAS DE SUELOS, SEGÚN MÉTODO DE PRUEBA ASTM D 422. HIDROMETRIA

PROCEDIMIENTO DE LABORATORIO

1. Objetivo

- Explicar en forma general el procedimiento desarrollado en laboratorio para determinar el tamaño de las partículas de suelo, con énfasis en los granos finos.

2. Resumen del método

Una muestra representativa de suelo fue tamizada²² en la malla No. 10, abertura 2.00 mm, los granos menores que 2.00mm se mezclaron con una solución de Hexametafostato de Sodio y agua, dejando que la lechada reposara 16 horas, luego, se hicieron correcciones por menisco, en probeta sólo con agua, y corrección por defloculante, probeta sólo con agua y luego con la solución, a continuación, se agitó la lechada, en una batidora, para ser introducida en una probeta con 875ml de agua e iniciar las lecturas, en la escala del hidrómetro 152H, respecto al tiempo transcurrido. Los tamaños de las partículas menores que 0.075mm, pasan la malla No.200, se determinaron con el principio de sedimentación y ley de Stokes; las partículas arenosas, menores que 4.75mm y mayores que 0.075mm, fueron tamizadas de malla No.10 a No.200; finalmente, se determinó la masa de suelo seco retenida en cada malla.

3. Material y equipo

- Muestra de suelo representativa de campo, secada al horno.

²² Toda la muestra de suelo pasó la malla No. 10.

- Agente defloculante: solución de Hexametáfosfato de Sodio, proporción 40 g/l de solución.
 - Agua destilada.
 - Balanza de triple brazo, precisión 0.01 g.
 - Batidora.
 - Varilla de vidrio para agitar la lechada.
 - Hidrómetro 152H.
 - 2 Probetas, capacidad 1000ml cada una.
 - Un beaker, capacidad 400ml.
 - Un termómetro, precisión 0.1°C.
 - Juego de tamices²³ No.4, 10, 20, 40, 60, 100, 200, tapa y fondo.
 - Vibrador eléctrico, Rop – Tap, para tamizar la muestra de suelo seco.
 - Cronómetro.
 - Horno de secado.
 - Misceláneos.
- Piseta, brocha delgada, cuchara de albañil, franela, cucharón, charolas, guantes de hule, bandejas, otros.

La figura 1 muestra parte del equipo necesario para realizar el ensayo hidrométrico.

4. Procedimiento de ensayo

²³ No se utilizaron tamices de mayor abertura debido a que todo el suelo pasó la malla No.10.

- a. Se expuso al aire, la muestra de suelo extraída de campo, hasta que secó parcialmente, se desmenuzaron grumos y terrones, usando guantes de hule, para secar al horno la muestra de suelo.



Figura 1 Equipo utilizado para realizar el ensayo hidrométrico.

- b. La muestra de suelo, secada al horno, fue reducida a una cantidad representativa²⁴ mediante apilado en miniatura²⁵ y tomando muestra de 5 puntos diferentes, ver figura 2.



Figura 2 Reducción de muestra, representativa de campo, a tamaño de prueba por apilado en miniatura.

²⁴ Para suelos arcillosos y limosos, la masa mínima a ensayar, que pasa el tamiz No. 10, debe ser 65 g, de esa masa, 10 a 15 g son para determinar humedad higroscópica,

²⁵ Según ASTM C 702-01, método C.

- c. Toda la muestra reducida, a tamaño de prueba, fue tamizada en la malla No. 10; los grumos retenidos fueron desmenuzados hasta separarlos en granos individuales, después, fueron tamizados nuevamente en la misma malla.

NOTA: No se determinó la humedad higroscópica debido a que el suelo utilizado en el ensayo fue secado al horno, casi inmediatamente después de sacarlo del horno, solamente se dejó enfriar un poco, se determinó la masa de suelo seco a ensayar, se mezcló con la solución, reposando durante 16 horas. Todo el suelo pasó el tamiz No.10.

- d. Se preparó la solución dispersante, defloculante, determinando 40 g de Hexametáfosfato de Sodio, en una balanza de precisión 0.01 g, ver figura 3.



Figura 3 Determinación de la masa de Hexametáfosfato de Sodio.

- e. Se llenó parcialmente con agua, hasta la mitad de la probeta de 1000 ml, y fue agregado el defloculante, ver figura 4.
- f. La solución fue agitada hasta que el defloculante se disolvió completamente, luego se agregó agua hasta completar los 1000 ml.



Figura 4 Mezcla del agua con el defloculante blanco para formar la solución dispersante.

- g. Se determinó la corrección por menisco, limpiando con alcohol la superficie del vástago del hidrómetro y sumergiéndolo en una probeta de 1000 ml llena con agua destilada, después, se tomaron y registraron dos lecturas en la escala graduada del hidrómetro, la primera en la parte superior del menisco y la segunda en la parte inferior, siguiendo la superficie horizontal del agua.
- h. Se determinó la corrección por defloculante, limpiando con alcohol la superficie del vástago del hidrómetro y sumergiéndolo en una probeta de 1000 ml parcialmente llena con agua destilada, posteriormente, se tomó una lectura en la parte inferior del menisco y en la escala graduada del hidrómetro, luego se extrajo el hidrómetro de la probeta; después, se agregaron 125 ml de solución dispersante en la probeta, ver literales “e”, “f” y “g”, completando el llenado de la probeta con agua; se agitó la solución para luego sumergir nuevamente el

hidrómetro, registrando la nueva lectura, leída en la parte inferior del menisco y sobre la escala graduada del hidrómetro.

- i. Las correcciones por temperatura fueron realizadas en una probeta de control de 1000 ml, completamente llena con 875 ml de agua y 125 ml de solución, preparada en el literal “g”. Se sumergió el termómetro en la probeta de control, tomando las temperaturas correspondientes a cada una de las lecturas del hidrómetro durante el ensayo, registrándolas en la hoja de datos.
- j. Se colocaron 55.00 g de suelo seco, en un beaker de 400 ml, agregando 125 ml de solución dispersante, preparado en los literales “e”, “f” y “g”, después se agitó con una varilla de vidrio hasta que se formó una lechada, dejándola reposar al menos 16 horas, ver figura5.



Figura 5 Mezcla de la muestra de suelo con 125 ml de solución dispersante y reposo durante 16 horas.

- k. Se transfirió la lechada a la batidora, enjuagando con agua destilada, cualquier remanente de suelo en el beaker, después se agregó agua destilada a un nivel de $\frac{2}{3}$ del vaso de la batidora y se agitó durante un minuto, ver figura 6.



Figura 6 Transferencia de la lechada al vaso de la batidora para iniciar el mezclado mecánico por un minuto.

- l. Inmediatamente después, se transfirió la lechada a una probeta graduada de 1000 ml, llenándola con agua destilada y enjuagando el vaso para prevenir pérdida de granos de suelo remanente.
- m. La probeta se tapó con la palma de la mano, luego se agitó durante un minuto, haciéndola girar²⁶ en un plano vertical de 180° y asegurándose que las partículas remanentes de suelo en el fondo de la probeta, se desprendieran durante el proceso de agitado.
- n. Se colocó la probeta con la lechada, sobre una mesa fija y se activó simultáneamente el cronómetro.

²⁶ El número de giros durante el minuto fue de unos 60, contando hacia arriba y abajo como dos giros.

- o. Se tomaron las lecturas del hidrómetro después de 2, 5, 15, 30, 60, 250 y 1440 minutos de activado el cronómetro, insertando cuidadosamente²⁷ el hidrómetro unos 20 a 25 segundos antes de cada lectura.
- p. Se introdujo, simultáneamente, el termómetro en la probeta de control, preparada en el literal “j”, para registrar la temperatura²⁸ en cada una de las mediciones del hidrómetro²⁹, con una precisión de 0.5°C, ver figura 7.



Figura 7 A la derecha se observa el termómetro inmerso en la probeta de control para leer la temperatura, en la probeta izquierda, lectura en la escala graduada del hidrómetro inmerso en la solución más suelo.

²⁷ El hidrómetro no debe hacer contacto con las paredes internas de la probeta y estar estabilizado al momento de hacer la lectura.

²⁸ Se verificó que la diferencia de temperaturas entre la probeta de control y la que contenía la lechada, no fue mayor que 1.0°C.

²⁹ Se recomienda mantener el hidrómetro limpio e inmerso en la probeta de control mientras no se tomen las lecturas.

- q. Después de tomar la última lectura del hidrómetro, la lechada fue vertida en el tamiz No.200, abertura 0.075 mm.
- r. Se lavó, con agua del grifo, el suelo retenido en el tamiz No. 200, hasta que el agua de lavado se observara transparente.
- s. El suelo retenido en la malla No. 200 fue depositado en una charola de masa conocida, luego se secó en un horno eléctrico a $110 \pm 5^{\circ}\text{C}$ durante al menos 16 horas, hasta registrar masa constante.
- t. Se ordenaron los tamices, de mayor a menor abertura, No. 10, 20, 40, 60, 100, 200 y fondo, después se depositó el suelo seco en la malla No. 10 y se puso la tapa.
- u. Se colocó el juego de tamices, conteniendo la muestra de suelo seco, en el Rop – Tap y se tamizó durante 3 minutos, ver figura 8.



Figura 8 Colocación de la muestra de suelo seco en la malla No. 10, antes de ser tamizado en el Rop-Tap.

- v. Se determinaron y registraron las masas retenidas en cada tamiz, utilizando una balanza de precisión 0.01 g. La figura 9 es la muestra de suelo seco tamizado, solamente por cribado sin hacer hidrometría, a la izquierda se observa la fracción que pasó la malla No. 200; a la derecha y en la charola gris, se visualizan las fracciones de granos retenidos en las mallas No. 20, 40, 60, 100 y 200, en sentido horario desde la derecha.



Figura 9 A la izquierda, se observa la fracción que pasó la malla No. 200; a la derecha y en la charola gris, se visualizan las fracciones de granos retenidos en las mallas No. 20, 40, 60, 100 y 200, en sentido horario desde la derecha.

DETERMINACION DEL LÍMITE LÍQUIDO, LÍMITE PLÁSTICO E ÍNDICE DE PLASTICIDAD DE LOS SUELOS, BASADA EN ASTM D 4318-00

PROCEDIMIENTO DE LABORATORIO

1. Objetivo

- Explicar en forma general el procedimiento desarrollado en laboratorio para determinar el valor de los límites líquido, plástico e índice de plasticidad

2. Resumen del método

Una muestra de suelo seco fue cribada por el tamiz No. 40, abertura 0.425mm, para remover cualquier material retenido en él. El límite líquido fue determinado con la porción de suelo que pasó el tamiz No. 40, realizando ensayos en los que una cantidad de la muestra de suelo fue extendida en la Copa de Casagrande, luego es dividida en dos mitades, utilizando un ranurador, posteriormente sacudido el suelo por medio de golpes repetitivos proporcionados a la copa hasta que las dos mitades de la muestra se unan longitudinalmente una distancia de 1.3cm ó ½ pulgada. El cálculo del límite líquido determinado por el método A, múltiples puntos, requirió al menos tres ensayos sobre un rango de contenidos de humedad a ser realizados y cuyos datos fueron graficados y calculados para hacer una relación de la cual el límite líquido fue determinado. El límite plástico fue determinado, presionando y enrollando una porción pequeña de suelo plástico en forma de hilo, diámetro 3.2mm ó 1/8 pulgada, hasta que el contenido de agua en el suelo es reducido a un punto en el cual, éste se fisuró y desmoronó sin poder ser alargado por presión y enrollado. El

índice de plasticidad se calculó como la diferencia entre el límite líquido y el límite plástico.

3. Material y equipo

a. Límite Líquido

- Muestra de suelo representativa de campo, tamizada por la malla No 40, 4.75mm y secada al horno según ASTM D 2216
- Agua destilada o desmineralizada
- Copa Casagrande³⁰
- Calibrador metálico para ajustar la altura de caída de la copa
- Ranurador curvo
- Vidrio reloj
- Balanza de precisión 0.01 g
- Espátula de hoja corta
- Copa de porcelana para mezclado del material
- Horno de secado

Con regulador de temperatura, capaz de mantenerse a una temperatura de 110 ± 5 °C en toda la cámara de secado.

- Tamiz No. 40 (4.75 mm)
- Misceláneos

Bolsas plásticas, franelas, piseta, espátula de hoja corta, charolas, otros.

³⁰ Es un dispositivo mecánico, constituido de una copa de latón suspendida de un carruaje, diseñado para controlar su caída hacia una base de caucho duro. El dispositivo puede ser operado manualmente o por medio de un motor eléctrico.

b. Límite Plástico

- Placa de vidrio, dimensiones 30cm por lado y 1cm de espesor
- Misceláneos

Bolsas plásticas, franelas, espátula de hoja corta, charolas, vidrio reloj, otros.

La figura 1 muestra parte del equipo requerido para los ensayos de límite líquido y límite plástico.



Figura 1 Parte del equipo requerido para los ensayos de límite líquido y límite plástico.

4. Inspección de desgaste del equipo y calibración de la altura de caída de la copa

NOTA: La copa Casagrande satisfizo los requerimientos del equipo, para desgaste y altura de caída, según ASTM D 4318.

5. Procedimiento de ensayo para límite líquido, método “A”, múltiples puntos

- a. Se desmenuzaron los grumos y terrones en el suelo y toda la muestra se secó al horno, según ASTM D 2216.

- b. Luego de 24 horas de secado, se volvió a desmenuzar los grumos y terrones más pequeños y nuevamente se introdujo toda la muestra al horno por 24 horas.
- c. La muestra de suelo se tamizó en la malla No. 40, agitando el tamiz con las manos para asegurar la separación completa de la fracción más fina, los granos retenidos en esta malla fueron desmenuzados nuevamente y luego cribados, los granos retenidos³¹ fueron descartados del ensayo.
- d. Se agregó agua para saturar la muestra de suelo, mezclando completamente, luego se dejó reposar al menos 16 horas en un recipiente de porcelana cubierto con una bolsa plástica.
- e. Se remezcló en forma completa la pasta de suelo, inmediatamente antes de iniciar el ensayo, ver figura 2.



Figura 2 Remezclado del suelo arcilloso previo a realizar ensayo de límite líquido.

- f. Se tomó con la espátula una porción de suelo y fue colocado en la copa de latón del dispositivo del límite líquido, distribuyéndola con el menor número de

³¹ La primera malla en retener suelo fue la No 20

golpes con la espátula hasta que se obtuvo un espesor de unos 10mm como máximo y se dejó nivelada la superficie en el plano horizontal.

- g. Se guardó el resto de suelo húmedo en el recipiente de porcelana aislado con la bolsa plástica.
- h. Se dividió la masa de suelo en la copa, utilizando el ranurador curvo, perpendicular a la superficie de la copa, trazando una línea recta del punto más alto al punto más bajo en el borde de la copa, ver figura 3.



Figura 3 División en dos partes de la muestra de suelo para realizar límite líquido con diferente humedad para cada punto.

- i. Se usó una Copa Casagrande automática, por lo que sólo fue necesario visualizar el momento en que ambas partes de suelo separadas, se volvió a unir en 13mm longitudinales, en ese momento se detuvo el ensayo y se leyó la cantidad de golpes proporcionados, después se limpió la copa con una franela, ver figura 4.
- j. Si en el primer ensayo o punto, la cantidad de golpes fue menor que 15, entonces se secó parcialmente la muestra, por tanteo y observación, tomando

con las manos la muestra de suelo y haciéndola una esfera que se rodaba entre las manos para así perder humedad.

- k. En el primer punto, si la cantidad de golpes fue de 15 a 25, entonces se tomó una porción del suelo de aproximadamente el ancho de la espátula y en ángulo recto de la sección de la ranura donde fluyó, luego se colocó en un vidrio reloj previamente determinado su masa, se pesó la masa de suelo mas recipiente y después se secó al horno según ASTM D 2216.

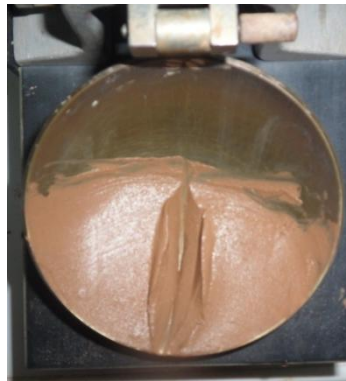


Figura 4 Unión de unos 13mm en el corte, después de proporcionar los golpes.

- l. Se tomó la segunda porción de suelo, de la muestra restante en el recipiente de porcelana, esta muestra se secó más que la anterior, a modo que la cantidad de golpes dados en la copa Casagrande fuera de 20 a 30, luego se colocó en un vidrio reloj previamente determinado su masa, se pesó la masa de suelo mas recipiente y después se secó al horno según ASTM D 2216
- m. Se extrajo una tercera porción de suelo, de la muestra restante en el recipiente de porcelana, esta tercera muestra se secó aun más que la anterior, a modo que

la cantidad de golpes dados en la copa Casagrande fuera de 25 a 35, luego se colocó en un vidrio reloj previamente determinado su masa, se pesó la masa de suelo mas recipiente y después se secó al horno, según ASTM D 2216.

6. Procedimiento de ensayo para límite plástico

- a. Se tomaron al menos 20 g de suelo preparado para el ensayo del límite líquido.
- b. Se redujo la humedad del suelo hasta que tuvo una consistencia en la que pudo rolarse sin adherirse en las manos cuando sea extendido o se mezcle continuamente en la placa de vidrio.
- c. Fue seleccionada una porción de suelo entre 1.5 g y 2.0 g de la muestra de 20 g que se tomó anteriormente, literal a, y se formó una masa elipsoidal.
- d. El suelo se roló, colocándolo entre la palma de la mano o los dedos y la placa de vidrio con suficiente presión, hasta hacer un hilo de diámetro uniforme de unos 3.2mm máximo, a lo largo de su longitud en lapso no mayor que 2 minutos.
- e. Cuando el hilo de suelo tenía el diámetro de 3.2mm, se partió en varias porciones, que se juntaron y amasaron de nuevo hasta darle una forma elipsoidal, se continuaron rolando hasta que aparecieron grietas en los hilos o se quebró bajo la presión del amasado y ya no fue posible formarlo de nuevo con el diámetro de 3.2mm, ver figura 5.



Figura 5 Hilos de suelo resquebrajado para determinar el valor del límite plástico de las arcillas.

- f. Se reunieron las porciones de suelo resquebrajadas y fueron colocadas en un vidrio reloj, previamente determinado su masa, hasta que en el recipiente hubo por lo menos 6 g de suelo, ver figura 6



Figura 6 Determinación de la masa del vidrio reloj más los hilos de arcilla húmeda o con las muestras para determinar el límite líquido.

- g. Se repitieron los literales de “c” a “f” hasta que en el recipiente hubo por lo menos 6 g de suelo.

- h. Se repitió el proceso dos veces más.
- i. Las muestras de límite líquido y límite plástico fueron colocadas en una charola e introducidas, por al menos 16 horas, en un horno eléctrico a $110 \pm 5^{\circ}\text{C}$.
- j. Se pesaron las muestras de suelo seco mas vidrio reloj.
- k. Se calcularon las humedades para cada muestra de límite líquido y límite plástico, según ASTM D 2216.

DETERMINACION EN LABORATORIO DE LAS CARACTERISTICAS DE COMPACTACION DE LOS SUELOS, SEGÚN NORMA AASHTO T 180-01

PROCEDIMIENTO DE LABORATORIO

METODO “A”

1. Objetivo

Determinar el peso específico seco máximo y humedad óptima del suelo a ensayar.

2. Resumen del método A

Un suelo con contenido de humedad seleccionado es colocado en cinco capas dentro de un molde cilíndrico de dimensiones conocidas, cada capa es compactada por medio de la caída de un pisón de 4.54 kg (10 lb) con una altura de caída de 18'', aplicando 25 golpes por capa, sometiendo al suelo a un esfuerzo de compactación de 56000 lb.pie/pie³ o su equivalente de 2700 KN-m/m³. Después se determina el peso unitario seco del suelo. El procedimiento es repetido para un número suficiente de contenidos de agua para establecer la relación entre el peso unitario seco y el contenido de agua del suelo. Graficados estos datos, representan una relación curvilínea conocida como “curva de compactación”. Los valores de contenido de humedad óptimo y el peso unitario seco máximo del suelo son determinados en la curva de compactación.

3. Material y equipo

- Muestra de suelo representativa de campo³²
- Apisonador manual o martillo de compactación

³² Se empleó el método A, por lo que la masa mínima requerida es 16 Kg.

Apisonador metálico con una masa de 4.536 ± 0.009 Kg o su equivalente 10.00 ± 0.02 lb, que posea una cara circular plana de 50.80 mm ó 2.0'' de diámetro

- Moldes

De pared sólida, metal rígido y forma cilíndrica³³. Los moldes deben tener una placa base y un collarín de montaje removible de unos 60 mm de altura.

- Extractor de muestras

Un gato hidráulico de palanca

- Regla enrazadora

De metal, rígida, con borde biselado teniendo por lo menos una superficie longitudinal plana, dentro de 0.250 mm por 250 mm ó 0.01''x10''

- Balanza

Precisión de 1 y 0.1 gramo

- Horno de secado

Con regulador de temperatura, capaz de mantenerse a una temperatura de 110 ± 5 °C en toda la cámara de secado.

- Tamices³⁴

Tamiz de ¾'' (19 mm) y No. 4 (4.75 mm)

- Misceláneos

³³ Para el método A, se usa molde cuyo diámetro es 101.6 ± 0.41 mm ó 4''.

³⁴ Se utilizó el método A, por lo que se utilizó el tamiz No. 4 (4.75 mm). La selección del método fue debido al tamaño máximo nominal de los granos y la poca cantidad de suelo que se tenía para hacer el ensayo, ya que de campo solamente se trajo una muestra alterada de medio saco, unos 25kg de suelo húmedo.

Recipientes de mezclado, charolas, cucharón, cuchara de albañil, vernier, cinta métrica, cuchillo, franela, brocha, tenaza, guantes de hule, probeta, recipientes para contenido de humedad, bolsas plásticas, otros.

La figura 1 muestra el equipo necesario para realizar el ensayo.



Figura 1. Equipo necesario para realizar el ensayo Proctor T-180

4. Determinación del volumen y peso del molde de compactación

- Se midió seis veces el diámetro interno del molde de compactación de 4'', en la parte superior e inferior, utilizando un vernier, luego, se registraron los datos, ver figura 2.



Figura 2. Medición del diámetro interno del molde.

- Se pesó y registró la masa del molde de compactación, incluyendo su base pero sin collarín, con una precisión de 1g. Ver figura 3.



Figura 3. Registro de la masa del molde y su base, sin collarín.

- Con una cinta métrica, se midió y registró tres veces la altura del molde de compactación en la parte del contorno interior. Entre una medida y otra, la

cinta métrica fue desplazada unos 120° para sumar 360° de la circunferencia, ver figura 4.



Figura 4. Medición de la altura del molde de compactación

5. Preparación del espécimen de ensayo

- Al recibir la muestra de suelo, se desmenuzó lo más que se pudo a fin de deshacer los grumos.
- Se expuso al aire la muestra de suelo de campo, al no secarse satisfactoriamente en dos días, se secó al horno a una temperatura de $110 \pm 5^\circ\text{C}$ por 24 horas.

- Al tener el suelo seco, se deshicieron los grumos restantes, después, el suelo de muestra se dejó nuevamente al horno por 16 horas, para perder la humedad obtenida durante el desmenuzamiento³⁵.
- El suelo fue tamizado por la malla No 4 cuya abertura es 4.75 mm. Todo el suelo pasó esta abertura de malla.
- Se tomaron 4 muestras de suelo seco, la primera de 3188 g, la segunda de 2833 g, la tercera de 2925 g y la cuarta de 2689 g.
- La cantidad de agua a agregar a cada una de las muestras a compactar fue calculada, pero que no variaran más que 4% en los incrementos, ver figura 5. La ecuación utilizada fue la siguiente:

$$C_w = k \cdot \frac{w_2 - w_1}{1 + w_1} \quad (\text{EC. 1})$$

donde:

C_w : cantidad de agua a agregar a cada una de las muestras de suelo seco, ml

k : masa de la muestra de suelo a ensayar con la humedad w_1 , g

w_1 : humedad que contiene el suelo a ensayar, en notación decimal.

w_2 : humedad a la que se pretende realizar el ensayo de compactación para cada muestra o punto de la curva de compactación, en notación decimal.

³⁵ Debido a que se trabajó con muestra de suelo seco, no fue necesario determinar el contenido de humedad natural de la muestra.



Figura 5. Agua agregada a cada muestra a compactar. Esta muestra no es el verdadero suelo.

- Se mezcló lo suficiente el suelo con el agua agregada para que la humedad fuera distribuida uniformemente en todos los granos del suelo.
- Se embolsó y evitó pérdida de agua en cada muestra de suelo humedecido, por un período de al menos 16 horas³⁶.

6. Compactación de las muestras de suelo

- a. Se ensambló la placa base al molde con el collarín.
- b. Se situó el molde sobre una superficie rígida, nivelada y uniforme.
- c. Se agregó suelo previamente preparado dentro del molde hasta formar una capa de espesor uniforme, de manera que al compactarlo ocupe una quinta parte de la altura del molde, ver figura 6.

³⁶ Fuente: ASTM D 698-00a



Figura 6. Llenado del molde con capas de suelo

- d. Se compactó el suelo colocado en el molde, utilizando el martillo de compactación y fueron proporcionados 25 golpes por capa, evitando el rebote del pisón y distribuyendo los golpes uniformemente dentro del molde, en forma de espiral, de afuera hacia adentro, ver figura 7.
- e. Con el cuchillo, se rasgó en forma de malla de líneas rectas perpendiculares, la capa recién compactada.
- f. Se repitieron 4 veces los literales “c”, “d” y “e” hasta completar las 5 capas de suelo compactado.



Figura 7. Compactación de cada capa de suelo agregada.

- g. Al compactar la última capa, se tuvo el cuidado que ésta no sobrepasara en 6mm la parte superior del molde.
- h. El collarín fue removido del molde, ayudado por la tenaza para desajustar las mariposas que sujetan el collarín al molde.
- i. Se cortó cuidadosamente el suelo compactado hasta nivelar la parte superior del molde usando la regla enrasadora. Cuando fue necesario rellenar algunos espacios, se agregaba suelo en las oquedades y se presionaba con la regla enrasadora para luego nivelar la superficie, ver figura 8.



Figura 8. Corte y nivelación del suelo compactado en la parte superior del molde.

- j. Se removió, con la brocha, el suelo suelto que quedó en la placa base y molde.
- k. Se pesó y registró la masa del molde con el suelo compactado, con una precisión de 1 g. Ver figura 9.



Figura 9. Medición de la masa del molde, collarín y suelo compactado.

- l. Se desmontó la placa base del molde y se extrajo el espécimen compactado utilizando el gato hidráulico, ver figura 10.



Figura 10. Extracción del espécimen compactado con ayuda del gato hidráulico

- m. Se cortó el espécimen axialmente y se extrajo una muestra de suelo compactado para ser secado al horno, ASTM D 2216, y así determinar su porcentaje de humedad.



Figura 11 a. Corte axial del espécimen compactado.



Figura 11b. Toma de muestra para determinar la humedad secada al horno.

- n. Se limpiaron, por dentro y fuera, el molde, placa base y collarín para compactar la siguiente muestra del mismo suelo.
- o. Se repitió el proceso desde el literal “a” hasta el “n” para compactar las muestras de suelo restantes.

DETERMINACION DE LA GRAVEDAD ESPECÍFICA DE LOS SÓLIDOS DEL SUELO POR EL MÉTODO DEL PICNÓMETRO CON AGUA (ASTM D 854-02)

PROCEDIMIENTO DE LABORATORIO

METODO “B” (MUESTRA SECA)

1. Objetivos

- Determinar el valor de la gravedad específica de un suelo mediante los datos obtenidos durante el ensayo
- Explicar en forma general el procedimiento desarrollado en laboratorio para determinar el valor de la gravedad específica

2. Resumen del método “B”

En un matraz limpio, seco, previamente calibrado, ver cartas de calibración, se introduce en él una muestra de suelo seco, método B, luego se agrega agua hasta formar una lechada, se le extrae el aire atrapado mediante ebullición; se completa el llenado del matraz con agua desairada y se coloca en un recipiente de baño María durante la noche para alcanzar un equilibrio térmico. Se determina y registra la masa del picnómetro, suelo y agua, se mide la temperatura de la mezcla suelo-agua, dicha mezcla es colocada en una charola e introducida en un horno hasta obtener masa constante, es decir, la masa seca de los granos del suelo.

3. Material y equipo

- Muestra de suelo representativa de campo, tamizada por la malla No 4, 4.75mm.
- Agua destilada

- Frasco volumétrico o matraz
- Balanza con precisión 0.01 g
- Termómetro con precisión 1°C, profundidad de inmersión de 75mm
- Cocina de temperatura controlada
- Embudo
- Horno de secado

Con regulador de temperatura, capaz de mantenerse a una temperatura de 110 ± 5 °C en toda la cámara de secado.

- Tamiz No. 4 (4.75 mm)
- Misceláneos

Agitador mecánico, guantes de hule, franelas, piseta, espátula de hoja corta, beaker, charolas, otros.

4. Calibración del matraz

NOTA: Los matraces ya habían sido calibrados, por lo que se usó la carta de calibración para cada uno.

5. Procedimiento de laboratorio para suelo secado al horno, método “B”

- a. Se desmenuzaron los grumos en el suelo y toda la muestra se secó al horno, según ASTM D 2216.
- b. Luego de 24 horas de secado, se volvió a desmenuzar los grumos más pequeños y nuevamente se introdujo toda la muestra al horno por 24 horas.

- c. Después, se pesaron 56.00g, 57.00g y 55.00g de suelo, que pasó el tamiz No. 4, para las muestras colocadas en los matraces 3-A, 4A y M3 respectivamente, ver figura 1.



Figura 1 Pesado y registro de las masas de arcilla, secadas al horno, previo a introducir a los matraces

- d. Las muestras de arcillas fueron introducidas en los matraces con ayuda de un embudo para evitar que granos del suelo quedaran en la garganta de los matraces, después, se vertió agua en el embudo para lavar los granos que le quedaron adheridos y agregarlos al interior de los matraces, ver figura 2.

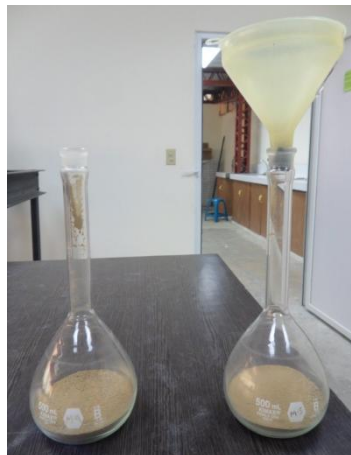


Figura 2 Introducción del suelo en cada matraz.

- e. Se agregó agua al matraz hasta un nivel de $\frac{1}{3}$ a $\frac{1}{2}$ de la altura del cuerpo principal de éste.
- f. Se agitó, en forma rotacional, el agua y suelo en los matraces hasta formar una lechada y se enjuagó dentro del matraz, cualquier partícula de suelo adherida al interior del mismo.
- g. Luego, se desairó la lechada, extrayendo el aire atrapado por dos horas, a través de aplicar suficiente calor para mantener la ebullición de la misma y agitándola tanto como sea necesario, para prevenir que cualquier partícula de suelo se adhiera o seque en el vidrio del matraz sobre la superficie de la lechada en el frasco, ver figura 3.



Figura 3 Aplicación de calor para extraer el aire del suelo.
La fotografía no representa las muestras verdaderas.

- h. El agua evaporada dentro de los matraces era agregada con agua hervida del recipiente en el que estaban los matraces durante la ebullición.
- i. Los matraces con agua hervida y suelo, termómetro y beaker con agua desairada, fueron introducidos en la cocina de temperatura controlada, llena con

agua a 27°C, para los matraces 3-A, 4A y M3. Se dejaron en equilibrio térmico unas 24 horas, ver figura 4.



Figura 4 Baño María durante 24 horas para lograr equilibrio térmico, posterior a desairado.

- j. Se retiraron los matraces del baño María en la cocina de temperatura controlada, manipulándolos por el borde superior, cuello de los matraces, para evitar cambios en el equilibrio térmico y se colocaron sobre una franela mientras se realizaron ajustes al nivel de agua en la marca de calibración³⁷ de los matraces. Cuando fue necesario agregar agua, se utilizó la contenida en el beaker, que fue agua desairada y en equilibrio térmico.
- k. El borde y exterior de los matraces fueron secados con otra franela seca.
- l. Se pesó y registró la masa del matraz, suelo y agua a temperatura de ensayo, ver figura 5.

³⁷ El ajuste al nivel del agua en la marca de calibración fue adecuado cuando el nivel inferior del menisco coincidió con el de la marca de calibración.



Figura 5 Determinación del peso de matraz, suelo y agua a temperatura de ensayo.

- m. Se leyó y registró la temperatura de ensayo, T_e , con precisión 0.1°C , usando el termómetro térmicamente equilibrado en el baño María, ver figura 6.



Figura 5 Verificación de temperatura de ensayo³⁸.

- n. La lechada al interior de los matraces, fue vertida en charolas previamente pesadas, sin derramar muestra de suelo y lavando las paredes internas de los matraces, agregando estos granos a las charolas; cuando los granos se

³⁸ Se comprobó al introducir el termómetro en los matraces, sin hacer contacto con los granos de suelo, a una profundidad máxima donde el agua era transparente.

sedimentaron, el exceso de agua se decantó para secar las muestras al horno, según ASTM D 2216.



Figura 6 Muestras de suelo seco a ser pesadas

- o. Se determinaron las masas de suelo seco en las charolas, utilizando una balanza de precisión 0.01 g.

GRUPO DE ENSAYOS UU 1/2

Datos cliente

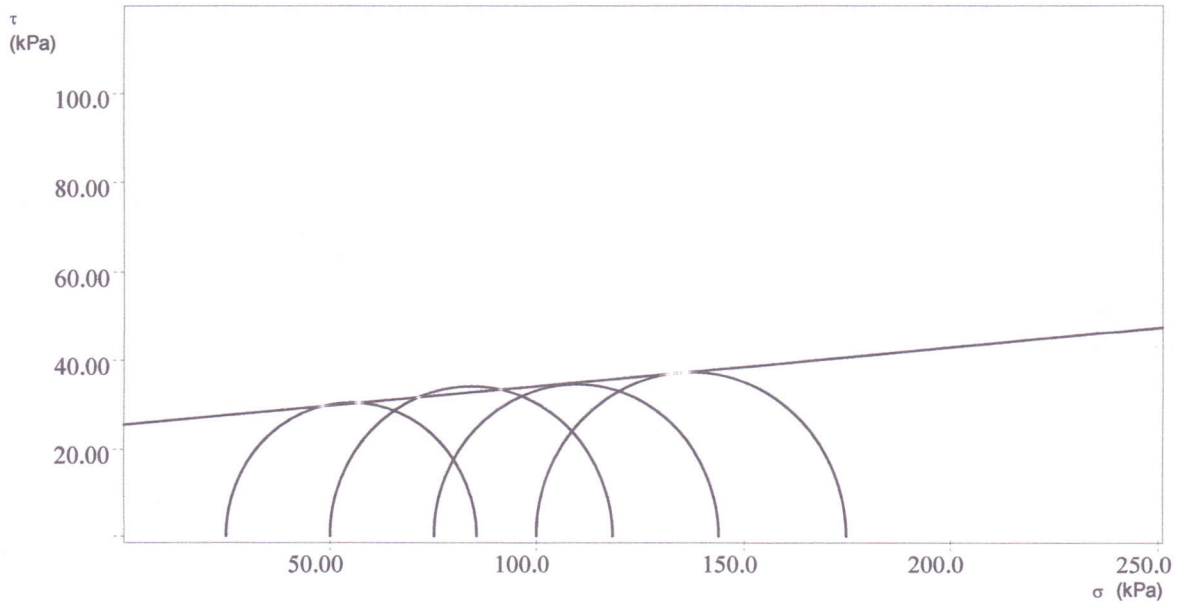
Cliente	: TESIS, UES.
Direccion	: Cerro La Burrera, Canton El Zapotal, Chalatenango. El Salvador.
lugar	: Costado sureste del cerro
Sondeo	: N/A
Muestra	: 1
Profundidad	: 3.0 m

Caracteristicas de las probetas

Muestra	H ₀ mm	A ₀ cm ²	γ _n g/cm ³	γ _a g/cm ³	W ₀ %	W _f %	S ₀ %	S _f %
1	146.36	37.700	1.715	1.197	43.235	43.235	94.313	102.00
2	141.62	38.077	1.717	1.198	43.232	43.232	94.496	108.33
3	142.27	39.331	1.736	1.212	43.242	43.242	96.504	108.86
4	141.19	38.191	1.762	1.230	43.240	43.240	99.152	112.01

Carateristicas rotura

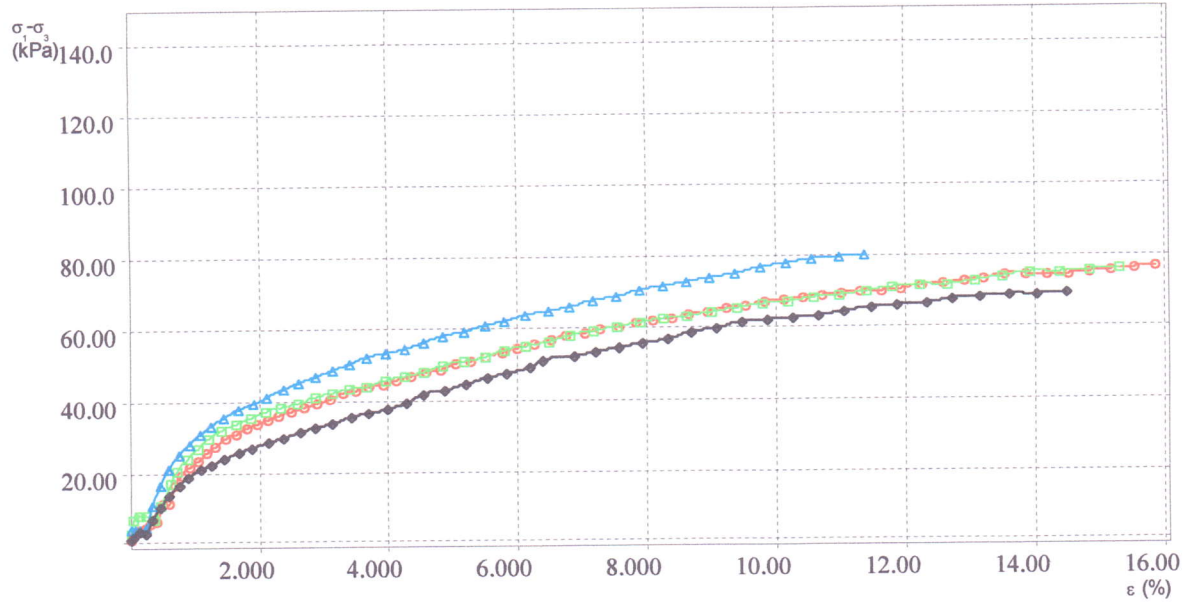
Muestra	σ ₃ kPa	ε %	A cm ²	σ ₁ -σ ₃ kPa
1	50.000	10.137	41.953	68.062
2	75.000	10.518	42.554	68.903
3	100.00	8.329	42.905	74.701
4	25.000	9.439	42.171	60.612



Resultados

φ	: 5.04716 Grados
Cu	: 25.03 kPa

○ T-1 □ T-2 ▽ T-3 ◇ T-4



ENSAYO TRIAXIAL UU
Ensayo del 8 JUL 2012 T-1

Datos cliente

Cliente	: TESIS, UES.
Direccion	: Cerro La Burrera, Canton El Zapotal, Chalatenango. El Salvador.
lugar	: Costado sureste del cerro
Sondeo	: N/A
Muestra	: 1
Profundidad	: 3.0 m

Datos probeta

Fecha extraccion	: 09 JUN 2012	Peso de volumen inicial	: 1.715 g/cm3	γ_n
Seccion probeta	: 37.700 cm2	Peso de volumen final	: 1.789 g/cm3	γ_F
Altura inicial	: 146.36 mm	Peso de volumen seco	: 1.197 g/cm3	γ_d
Altura final	: 140.30 mm	Contenido de agua inic.	: 43.235 %	W_o
Num Tara 1	: 8	Contenido de agua final	: 43.235 %	W_F
Peso Tara 1	: 25.799 g	Saturacion inicial	: 94.313 %	S_o
Tara+p.humedo inicia:	972.29 g	Saturacion final	: 102.00 %	S_F
Num Tara 2	: 8	Indice de vacios iniciale:	1.217	e_o
Peso Tara 2	: 25.799 g	Indice de vacios finales	: 1.125	e_F
Tara+p.humedo final	: 972.29 g	P. volumen seco final	: 1.249 g/cm3	γ_{df}
Tara+p.probeta seco	: 686.59 g			
Peso especifico part:	2.655 g/cm3			

Datos relativos al paso 01

ϵ %	A cm2	$\sigma_1 - \sigma_3$ kPa	ϵ %	A cm2	$\sigma_1 - \sigma_3$ kPa	ϵ %	A cm2	$\sigma_1 - \sigma_3$ kPa
0.006	37.702	0.915	0.792	38.001	18.921	2.322	38.596	35.989
0.031	37.711	2.166	0.913	38.047	21.260	2.508	38.670	37.188
0.076	37.728	3.032	1.050	38.100	23.161	2.700	38.746	38.380
0.151	37.757	3.895	1.182	38.151	25.272	2.887	38.821	39.149
0.225	37.785	4.108	1.324	38.205	27.161	3.081	38.898	40.541
0.304	37.815	5.618	1.472	38.263	29.255	3.287	38.981	41.922
0.403	37.852	6.044	1.639	38.328	30.911	3.485	39.061	42.882
0.489	37.885	11.215	1.809	38.394	32.135	3.696	39.147	43.832
0.587	37.922	11.204	1.972	38.458	33.781	3.909	39.233	44.568
0.689	37.961	16.358	2.137	38.523	34.785	4.131	39.324	45.712

Resultados paso 01 de rotura

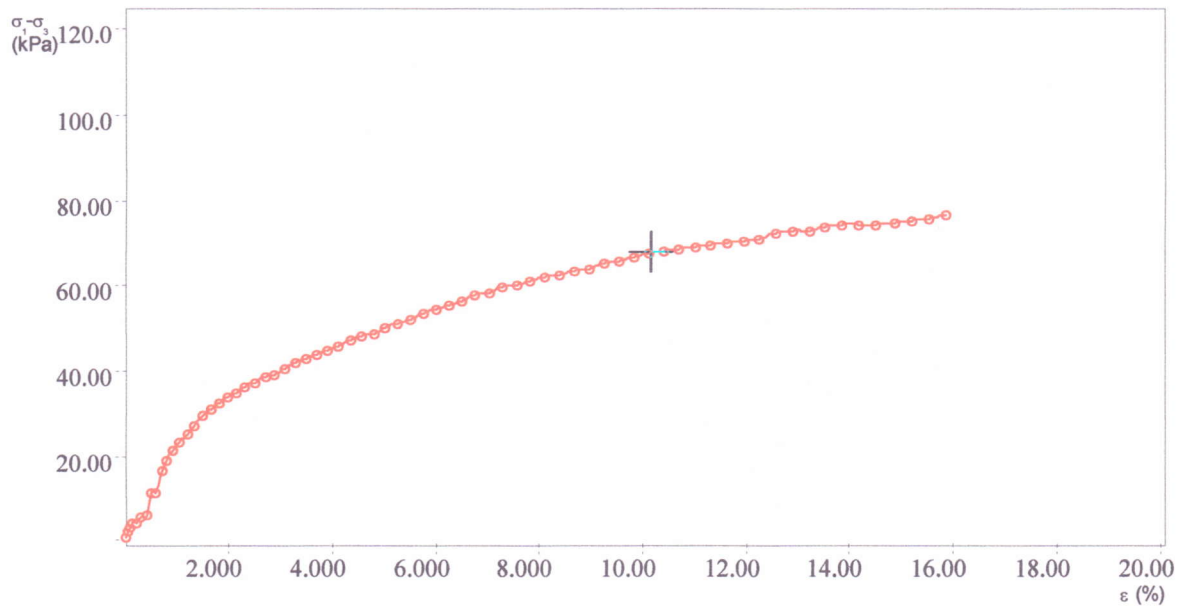
ϵ	: 10.13 %
A	: 41.95 cm2
$\sigma_1 - \sigma_3$: 68.06 kPa

ENSAYO TRIAXIAL UU
Ensayo del 8 JUL 2012 T-1

Datos cliente

Cliente	: TESIS, UES.
Dirección	: Cerro La Burrera, Canton El Zapotal, Chalatenango. El Salvador.
lugar	: Costado sureste del cerro
Sondeo	: N/A
Muestra	: 1
Profundidad	: 3.0 m

dH mm	dN N	dH mm	dN N	dH mm	dN N	dH mm	dN N
0.009	3.451	1.160	71.904	3.399	138.90	6.359	184.66
0.046	8.171	1.337	80.893	3.672	143.81	6.688	188.75
0.111	11.439	1.537	88.247	3.953	148.71	7.029	192.83
0.221	14.707	1.730	96.418	4.226	151.98	7.363	198.55
0.330	15.524	1.938	103.77	4.509	157.70	7.701	201.82
0.445	21.244	2.155	111.94	4.811	163.42	8.069	206.72
0.590	22.878	2.399	118.47	5.102	167.50	8.432	212.44
0.715	42.489	2.648	123.38	5.410	171.59	8.785	217.34
0.859	42.489	2.886	129.91	5.722	174.85	9.150	221.43
1.009	62.099	3.128	134.00	6.046	179.76	9.524	227.15



Resultados paso 01 de rotura

ϵ	: 10.13 %
A	: 41.95 cm ²
$\sigma_1 - \sigma_3$: 68.06 kPa
σ_3	: 50.00 kPa

ENSAYO TRIAXIAL UU
Ensayo del 8 JUL 2012 T-2

Datos cliente

Cliente	: TESIS, UES.
Direccion	: Cerro La Burrera, Canton El Zapotal, Chalatenango. El Salvador.
lugar	: Costado sureste del cerro
Sondeo	: N/A
Muestra	: 2
Profundidad	: 3.0 m

Datos probeta

Fecha extraccion	: 09 JUN 2012	Peso de volumen inicial	: 1.717 g/cm3	γ_n
Seccion probeta	: 38.077 cm2	Peso de volumen final	: 1.846 g/cm3	γ_F
Altura inicial	: 141.62 mm	Peso de volumen seco	: 1.198 g/cm3	γ_d
Altura final	: 131.69 mm	Contenido de agua inic.	: 43.232 %	W_0
Num Tara 1	: 10	Contenido de agua final	: 43.232 %	W_F
Peso Tara 1	: 30.000 g	Saturacion inicial	: 94.496 %	S_0
Tara+p.humedo inicia:	956.00 g	Saturacion final	: 108.33 %	S_F
Num Tara 2	: 10	Indice de vacios iniciales:	1.214	e_0
Peso Tara 2	: 30.000 g	Indice de vacios finales:	1.059	e_F
Tara+p.humedo final:	956.00 g	P. volumen seco final	: 1.289 g/cm3	γ_{df}
Tara+p.probeta seco:	676.50 g			
Peso especifico part:	2.655 g/cm3			

Datos relativos al paso 01

ϵ %	A cm2	$\sigma_1 - \sigma_3$ kPa	ϵ %	A cm2	$\sigma_1 - \sigma_3$ kPa	ϵ %	A cm2	$\sigma_1 - \sigma_3$ kPa
0.008	38.081	2.574	1.235	38.554	29.458	3.648	39.519	44.039
0.055	38.099	6.434	1.432	38.631	31.938	3.951	39.644	45.343
0.135	38.129	7.928	1.657	38.719	33.764	4.244	39.765	46.643
0.229	38.165	7.921	1.874	38.805	35.374	4.535	39.886	48.140
0.355	38.213	6.842	2.105	38.896	36.761	4.844	40.016	49.414
0.480	38.262	10.464	2.335	38.988	37.932	5.154	40.147	50.677
0.618	38.315	16.634	2.594	39.092	39.504	5.482	40.286	52.125
0.736	38.360	20.235	2.854	39.196	40.858	5.805	40.424	53.564
0.895	38.421	23.605	3.117	39.303	41.994	6.135	40.567	54.584
1.061	38.486	26.750	3.380	39.410	43.125	6.473	40.713	55.793

Resultados paso 01 de rotura

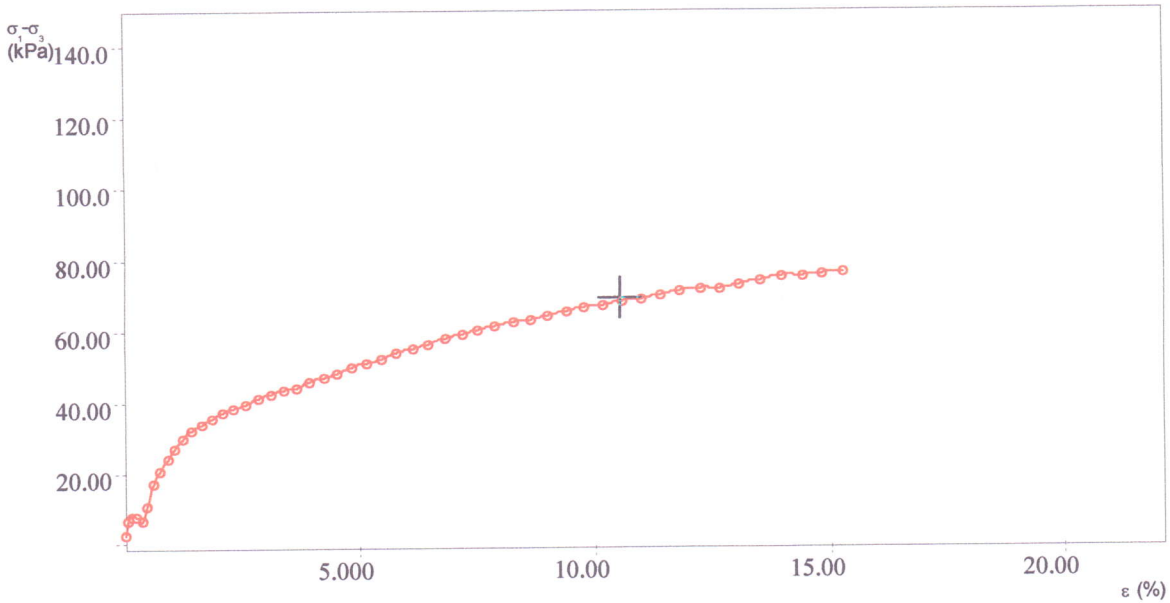
ϵ	: 10.51 %
A	: 42.55 cm2
$\sigma_1 - \sigma_3$: 68.90 kPa

ENSAYO TRIAXIAL UU
Ensayo del 8 JUL 2012 T-2

Datos cliente

Cliente	: TESIS, UES.
Direccion	: Cerro La Burrera, Canton El Zapotal, Chalatenango. El Salvador.
lugar	: Costado sureste del cerro
Sondeo	: N/A
Muestra	: 2
Profundidad	: 3.0 m

dH mm	dN N	dH mm	dN N	dH mm	dN N	dH mm	dN N
0.012	9.805	1.749	113.57	5.167	174.04	9.657	234.50
0.078	24.512	2.029	123.38	5.596	179.76	10.166	240.22
0.192	30.232	2.346	130.73	6.010	185.48	10.665	245.94
0.325	30.232	2.655	137.27	6.422	192.01	11.183	251.66
0.502	26.147	2.981	142.99	6.860	197.73	11.701	257.38
0.681	40.037	3.308	147.89	7.300	203.45	12.220	262.28
0.876	63.733	3.675	154.43	7.764	209.99	12.777	267.19
1.043	77.624	4.043	160.15	8.221	216.53	13.313	272.91
1.267	90.698	4.415	165.05	8.689	221.43	13.866	278.63
1.503	102.95	4.787	169.95	9.168	227.15	14.431	283.53



Resultados paso 01 de rotura

ϵ	: 10.51 %
A	: 42.55 cm ²
$\sigma_1 - \sigma_3$: 68.90 kPa
σ_3	: 75.00 kPa

ENSAYO TRIAXIAL UU
Ensayo del 8 JUL 2012 T-3

Datos cliente

Cliente	: TESIS, UES.
Direccion	: Cerro La Burrera, Canton El Zapotal, Chalatenango. El Salvador.
lugar	: Costado sureste del cerro
Sondeo	: N/A
Muestra	: 3
Profundidad	: 3.0 m

Datos probeta

Fecha extraccion	: 09 JUN 2012		
Seccion probeta	: 39.331 cm ²	Peso de volumen inicial	: 1.736 g/cm ³ γ_n
Altura inicial	: 142.27 mm	Peso de volumen final	: 1.850 g/cm ³ γ_F
Altura final	: 133.50 mm	Peso de volumen seco	: 1.212 g/cm ³ γ_d
Num Tara 1	: 16	Contenido de agua inic.	: 43.242 % W_0
Peso Tara 1	: 23.799 g	Contenido de agua final	: 43.242 % W_F
Tara+p.humedo inicia:	995.70 g	Saturacion inicial	: 96.504 % S_0
Num Tara 2	: 16	Saturacion final	: 108.86 % S_F
Peso Tara 2	: 23.799 g	Indice de vacios iniciate:	1.189 e_0
Tara+p.humedo final	: 995.70 g	Indice de vacios finales	: 1.054 e_F
Tara+p.probeta seco	: 702.29 g	P. volumen seco final	: 1.292 g/cm ³ γ_{dt}
Peso especifico part:	2.655 g/cm ³		

Datos relativos al paso 01

ϵ %	A cm ²	$\sigma_1 - \sigma_3$ kPa	ϵ %	A cm ²	$\sigma_1 - \sigma_3$ kPa	ϵ %	A cm ²	$\sigma_1 - \sigma_3$ kPa
0.018	39.338	3.531	1.267	39.835	33.024	3.665	40.827	51.635
0.064	39.356	3.944	1.465	39.915	35.414	3.960	40.953	53.072
0.143	39.387	3.941	1.681	40.003	37.583	4.249	41.076	54.305
0.238	39.424	4.145	1.898	40.092	39.334	4.546	41.204	55.723
0.343	39.466	10.351	2.123	40.184	41.074	4.846	41.334	57.525
0.468	39.515	16.128	2.368	40.285	42.999	5.160	41.471	58.911
0.602	39.569	20.856	2.608	40.384	45.119	5.481	41.612	60.283
0.748	39.627	24.743	2.866	40.491	46.816	5.800	41.752	61.841
0.912	39.693	27.790	3.132	40.602	48.700	6.128	41.898	63.186
1.093	39.766	30.616	3.391	40.711	49.975	6.477	42.055	64.505

Resultados paso 01 de rotura

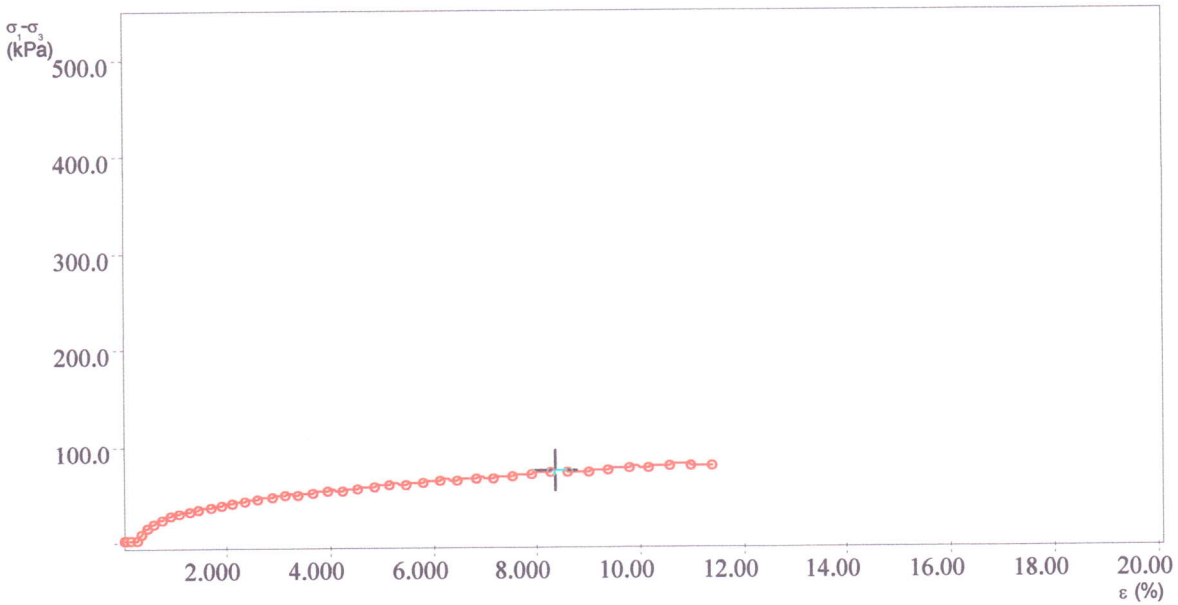
ϵ	: 8.32 %
A	: 42.90 cm ²
$\sigma_1 - \sigma_3$: 74.70 kPa

ENSAYO TRIAXIAL UU
Ensayo del 8 JUL 2012 T-3

Datos cliente

Cliente	: TESIS, UES.
Direccion	: Cerro La Burrera, Canton El Zapotal, Chalatenango. El Salvador.
lugar	: Costado sureste del cerro
Sondeo	: N/A
Muestra	: 3
Profundidad	: 3.0 m

dH mm	dN N	dH mm	dN N	dH mm	dN N	dH mm	dN N
0.026	13.890	1.802	131.55	5.214	210.81	9.696	276.99
0.091	15.525	2.084	141.35	5.635	217.34	10.204	284.35
0.204	15.525	2.392	150.34	6.046	223.06	10.714	291.70
0.338	16.342	2.701	157.70	6.469	229.60	11.229	299.05
0.488	40.855	3.021	165.05	6.895	237.77	11.734	306.41
0.665	63.734	3.370	173.22	7.342	244.31	12.254	312.13
0.857	82.527	3.710	182.21	7.799	250.85	12.797	317.85
1.064	98.052	4.077	189.56	8.252	258.20	13.350	324.38
1.297	110.30	4.457	197.73	8.718	264.74	13.902	333.37
1.556	121.74	4.825	203.45	9.216	271.27	14.466	339.91



Resultados paso 01 de rotura

ϵ	: 8.32 %
A	: 42.90 cm ²
$\sigma_1 - \sigma_3$: 74.70 kPa
σ_3	: 100.00 kPa

ENSAYO TRIAXIAL UU
Ensayo del 8 JUL 2012 T-4

Datos cliente

Cliente	: TESIS, UES.
Direccion	: Cerro La Burrera, Canton El Zapotal, Chalatenango. El Salvador.
lugar	: Costado sureste del cerro
Sondeo	: N/A
Muestra	: 4
Profundidad	: 3.0 m

Datos probeta

Fecha extraccion	: 09 JUN 2012	Peso de volumen inicial	: 1.762 g/cm3	γ_n
Seccion probeta	: 38.191 cm2	Peso de volumen final	: 1.878 g/cm3	γ_F
Altura inicial	: 141.19 mm	Peso de volumen seco	: 1.230 g/cm3	γ_d
Altura final	: 132.50 mm	Contenido de agua inic.	: 43.240 %	W_o
Num Tara 1	: 5	Contenido de agua final	: 43.240 %	W_F
Peso Tara 1	: 29.600 g	Saturacion inicial	: 99.152 %	S_o
Tara+p.humedo inicia:	980.00 g	Saturacion final	: 112.01 %	S_F
Num Tara 2	: 5	Indice de vacios iniciale:	1.157	e_o
Peso Tara 2	: 29.600 g	Indice de vacios finales	: 1.024	e_F
Tara+p.humedo final	: 980.00 g	P. volumen seco final	: 1.311 g/cm3	γ_{df}
Tara+p.probeta seco	: 693.09 g			
Peso especifico part:	2.655 g/cm3			

Datos relativos al paso 01

ϵ %	A cm2	$\sigma_1 - \sigma_3$ kPa	ϵ %	A cm2	$\sigma_1 - \sigma_3$ kPa	ϵ %	A cm2	$\sigma_1 - \sigma_3$ kPa
0.008	38.194	0.855	1.261	38.679	22.181	3.687	39.653	36.472
0.053	38.211	1.283	1.454	38.754	23.824	3.970	39.769	37.804
0.124	38.238	2.991	1.670	38.839	25.666	4.270	39.894	39.324
0.233	38.280	2.774	1.896	38.929	26.866	4.559	40.015	41.451
0.334	38.319	6.397	2.129	39.022	28.268	4.865	40.144	42.947
0.462	38.368	10.222	2.366	39.116	29.662	5.192	40.282	44.422
0.603	38.422	13.397	2.621	39.219	31.043	5.514	40.419	45.888
0.755	38.481	16.137	2.875	39.321	32.416	5.837	40.558	47.545
0.907	38.540	18.444	3.135	39.427	33.780	6.172	40.703	49.182
1.083	38.609	20.740	3.413	39.540	35.130	6.389	40.797	50.670

Resultados paso 01 de rotura

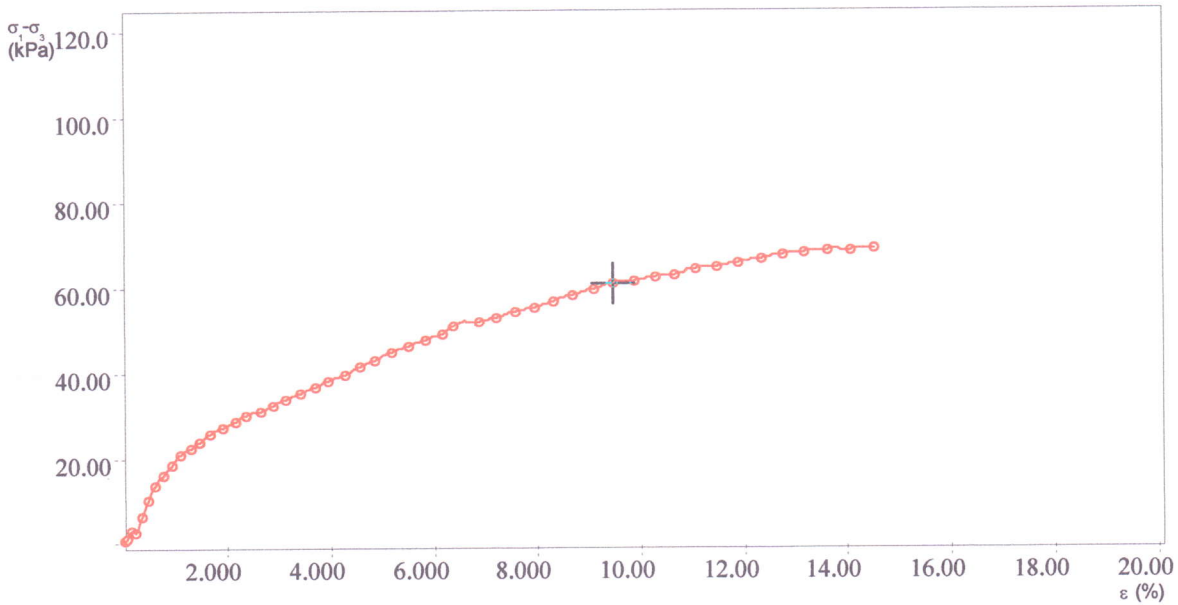
ϵ	: 9.43 %
A	: 42.17 cm2
$\sigma_1 - \sigma_3$: 60.61 kPa

ENSAYO TRIAXIAL UU
Ensayo del 8 JUL 2012 T-4

Datos cliente

Cliente	: TESIS, UES.
Direccion	: Cerro La Burrera, Canton El Zapotal, Chalatenango. El Salvador.
lugar	: Costado sureste del cerro
Sondeo	: N/A
Muestra	: 4
Profundidad	: 3.0 m

dH mm	dN N	dH mm	dN N	dH mm	dN N	dH mm	dN N
0.012	3.268	1.781	85.795	5.207	144.62	9.702	211.62
0.075	4.902	2.053	92.332	5.606	150.34	10.193	217.34
0.175	11.439	2.358	99.686	6.030	156.88	10.708	223.06
0.329	10.622	2.678	104.58	6.438	165.87	11.217	229.60
0.471	24.513	3.007	110.30	6.870	172.40	11.732	235.32
0.652	39.220	3.342	116.02	7.332	178.94	12.280	243.49
0.851	51.477	3.701	121.74	7.786	185.48	12.829	249.21
1.066	62.099	4.059	127.46	8.242	192.83	13.364	256.57
1.281	71.087	4.427	133.18	8.716	200.19	13.928	260.65
1.530	80.076	4.820	138.90	9.022	206.72	14.492	264.74



Resultados paso 01 de rotura

ε	: 9.43 %
A	: 42.17 cm ²
σ ₁ -σ ₃	: 60.61 kPa
σ ₃	: 25.00 kPa

ANEXO 3.9

ESTUDIO HIDROLÓGICO E HIDRAULICO MEJORAS AL DRENAJE EN EL RIO SUMPUL AL SUR DEL PUENTE

MAGAÑA F. 2002

ESTUDIO HIDROLOGICO E HIDRAULICO MEJORAS AL DRENAJE EN EL RIO SUMPUL AL SUR DEL PUENTE



PRESENTA: ACM S.A. de C.V.

Ing. Fredy Roberto Magaña Hernández

Inga. Ana Emma Aragón Navarro

Marzo 2012

INDICE DE CONTENIDO

1. Estudio Hidrológico e Hidráulico	4
1.1 Ubicación.....	4
1.2 Descripción	4
2. Parámetros Hidrológicos-Hidráulicos de la Cuenca.....	4
2.1 Tiempo de Concentración	5
2.2 Análisis de Datos de Lluvia	8
2.3 Definición del Tiempo de Retorno.....	12
3. Definición Parámetros Hidrológicos-Hidráulicos para cálculos de caudales	12
3.1 Hietogramas de Diseño.....	16
3.1.1 Análisis de Resultados Hidrológicos.....	18
4. Estudios de Verificación Hidráulicos. Puente sobre el Río Sumpul	21
4.1 Diagnóstico de la Situación Actual y Dimensionado de la obra de cruce	21
4.1.1 Verificación de la ubicación del puente	21
4.1.2 Cálculo Hidráulico de Verificación de la sección de paso actual - Análisis de Resultados	23
5. CONCLUSIONES	30

INDICE DE TABLAS

Tabla 1: Valores recomendados de “n” de Maning.....	7
Tabla 2: Calculo del Tiempo de Concentración.....	8
Tabla 3: Valores de CN – Resumen (Hillsborough County SWMM 4.31 B, 2000).	15
Tabla 4: Resultados obtenidos según Bloque Alterno para la cuenca bajo análisis. TR 50 años.	16
Tabla 5: Resultados obtenidos según Bloque Alterno para la cuenca bajo análisis. TR 100 años.	17
Tabla 6: Cruce sobre Río Sumpul - Caudales de Diseño obtenidos con Hec-HMS.	18

INDICE DE FIGURAS

Figura 1: Delimitación de cuenca, Río Sumpul.....	5
Figura 2: Estación Chorrera del Guayabo	10
Figura 3: Curvas IDF, Estación Chorrea del Guayabo (Serie Transformada a Larga).....	11
Figura 4: Hietograma de Diseño – TR 50 años.	16
Figura 5: Hietograma de Diseño – TR 100 años.	17

Figura 6: Modelo de la Cuenca Río Sumpul	19
Figura 7: Hidrograma de Proyecto – TR 50 años.....	19
Figura 8: Resultados Hec-Hms – TR 50 años.....	20
Figura 9: Hidrograma para TR 100 años.....	20
Figura 10: Resultados Hec-Hms – TR 100 años.....	21
Figura 11: Vista Sección Aguas Arriba – TR 50 años.....	23
Figura 12: Vista Sección dentro del Puente – TR 50 años.....	24
Figura 13: Vista Sección Aguas Arriba – TR 100 años.....	24
Figura 14: Vista Sección dentro del Puente – TR 100 años.....	25
Figura 15: Vista en Planta Área de Dragado	26
Figura 16: Vista de Secciones Área de Dragado.....	26
Figura 17: Vista de Secciones Representativa de Área de Dragado.....	27
Figura 18: Vista Sección Aguas Arriba – TR 50 años.....	27
Figura 19: Vista Sección dentro del Puente – TR 50 años.....	28
Figura 20: Vista Sección Aguas Arriba – TR 100 años.....	28
Figura 21: Vista Sección dentro del Puente – TR 100 años.....	29

INDICE DE FOTOGRAFIAS

Fotografía 1: Sección del puente actual sobre río Sumpul.....	22
Fotografía 2: Estructura inferior del puente sobre actual sobre río Sumpul.....	22

1. Estudio Hidrológico e Hidráulico

1.1 Ubicación

El río Sumpul por su ubicación es un río fronterizo entre El Salvador y Honduras, en el cual existe un trasbase de cuencas, el área perteneciente a nuestro país es muy importante porque, es parte de la gran cuenca del río Iempa, del cual es afluente, y sobre todo porque es parte del sistema hidroeléctrico de la presa 5 de noviembre.

El área hidrológica del río Sumpul es de 915,46 km², la pendiente regional de la cuenca es de aproximadamente 4.00%. En su zona noroeste la topografía es boscosa algo cubierta de matorrales y vegetación arbustiva. Ya en cercanías del cruce el río cambia la pendiente disminuyendo su valor al 0.45% aproximadamente.

1.2 Descripción

El Informe incluye una breve caracterización fisiográfica del área bajo estudio en las inmediaciones de cada puente, con el objeto de sintetizar la dinámica fluvial de cada curso en la interacción con la obra (puente), orientado a conocer el comportamiento del mismo para la visualización de condiciones que sirvan de parámetro para el análisis hidráulico y verificar las mejoras al mismo a raíz de la actividad de drenado aguas abajo del mismo.

El análisis consiste en una parte descriptiva y de hidráulica, que ayudan a valorar y conocer del comportamiento del caudal del río en su historia.

2. Parámetros Hidrológicos-Hidráulicos de la Cuenca

La cuenca de aporte del Río Sumpul es de aproximadamente 915,00 km². El cálculo del área de la cuenca fue determinada con la ayuda de imágenes satelitales, restitución aerofotogramétrica en escala 1:25000. Luego fue verificada y ajustada con restitución 1:5000, En la siguiente figura se observa la delimitación de la cuenca.

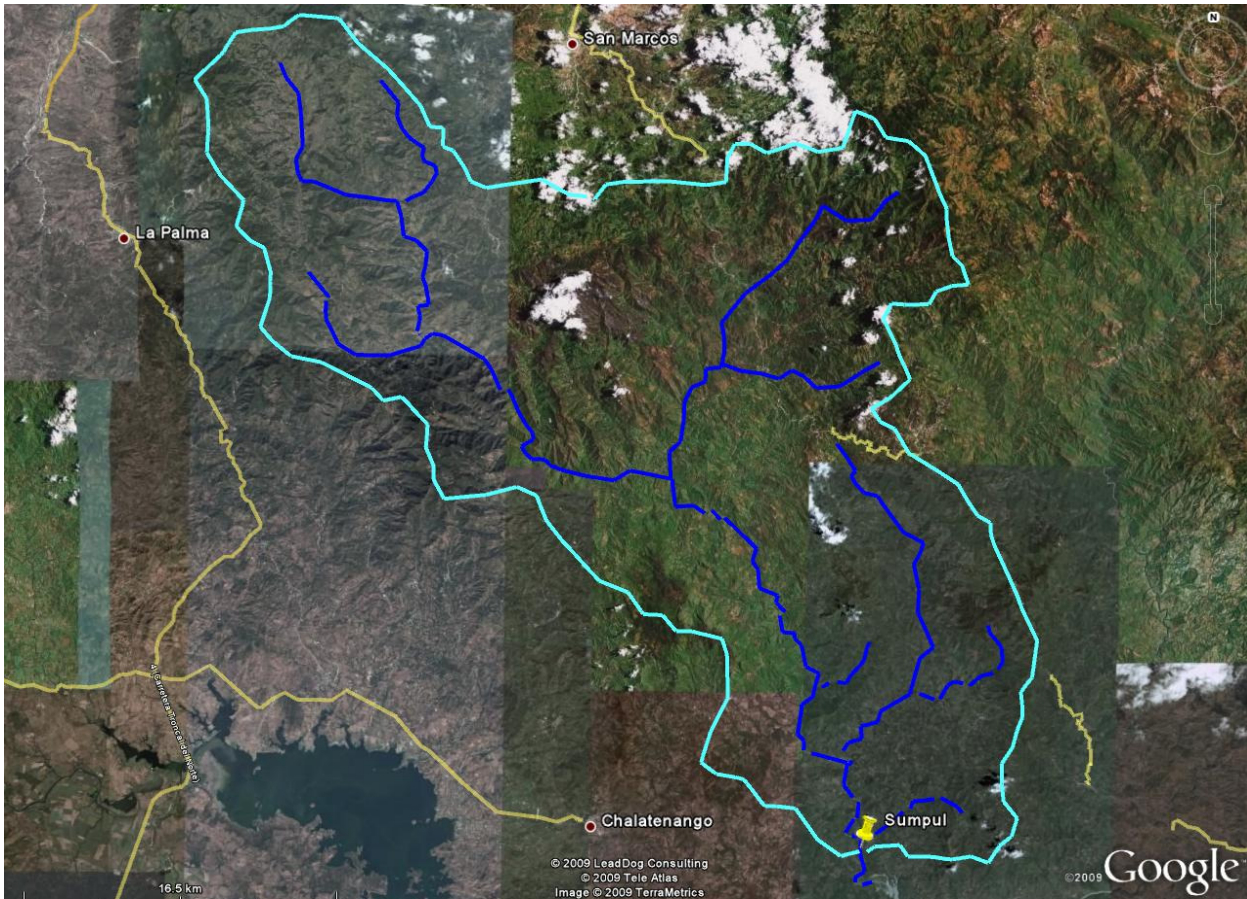


Figura 1: Delimitación de cuenca, Río Sumpul.

2.1 Tiempo de Concentración

La mayoría de los métodos de función de transferencia consideran parámetros de tiempo característicos del escurrimiento de una cuenca. El tiempo de concentración, T_c , es uno de los parámetros utilizados con mayor frecuencia y constituye un ingrediente vital en el Método Racional y en otros métodos de estimación de respuestas máximas en cuencas. La utilización del mismo, sin embargo, se extiende también a aplicaciones que persiguen otros objetivos tales como la simulación de eventos y el pronóstico de caudales.

El tiempo de concentración T_c , es definido como el tiempo de viaje que requiere la partícula de agua localizada en el punto hidrológicamente más alejado de la cuenca para alcanzar la sección de salida de la misma.

Esta definición se basa en la capacidad que posee la cuenca de concentrar en su sección de salida todo el escurrimiento proveniente de una lluvia neta distribuida uniformemente en el espacio y en el tiempo sobre toda su superficie, luego de transcurrido un período de tiempo igual a T_c . El caudal a la salida, que comienza con el inicio de la lluvia, alcanza en dicho instante su valor máximo, o de "equilibrio", asociado a la intensidad de lluvia correspondiente.

Para estimar el valor de T_c se procedió a la aplicación del método de Ramser-Kerby, recomendado para cuencas rurales de tamaño variable.

$$T_c = 0.02 \times L^{0.77} \times S_c^{-0.385} + \left(\frac{2 \times n \times L_o}{S_a^{0.5}} \right)^{0.467}$$

donde

L : longitud del cauce principal [m] ;

Sc: pendiente del cauce principal [m/m];

L0: longitud del "overland flow" [m];

n: coef. de Manning,

Sa : pendiente de la cuenca [m/m].

Esta fórmula presenta la ventaja que puede ser utilizada tanto para pequeñas cuencas rurales en las cuales el escurrimiento encauzado es casi inexistente (inferiores a 0.1 km²) como a grandes cuencas rurales (de varios cientos de km²).

En ella se consideran dos aspectos que en otras fórmulas teóricas no son tenidos en cuenta, el primer término de la fórmula fue determinado para cauces definidos dentro de la cuenca bajo estudio, mientras que el segundo término fue propuesto para el escurrimiento sobre el terreno ("overland flow") de esa misma cuenca.

Asimismo, el primer término de la ecuación es independiente de la rugosidad, mientras que el segundo tiene en cuenta a ésta y se refiere a la rugosidad sobre el terreno de la cuenca que se está estudiando.

Para asignar el valor "n" de Manning, se utilizó los valores recomendados en el libro "Ingeniería de Transito y Carreteras" de Nicholas J. Garber y Lester A. Hoel 3ª edición (editorial Thomson, Capitulo 17 tabla 17.9). Ver Tabla 1.

En función de las características generales de las cuencas bajo estudio se encuentra en general material arcilloso con algo de arena, gravas y arenas, terrenos arados y suelos no tratados. Para todos ellos los valores recomendados varían entre 0,012 y 0,070.

Por lo tanto se adoptó un valor de $n=0,040$ ya que refleja, en promedio, las características de la totalidad de las cuencas en la región bajo estudio.

Otro aspecto muy importante a considerar es que el segundo término de la ecuación (él que tiene en cuenta la rugosidad) influye en un 15% en promedio sobre el resultado final. Asimismo si se adopta una rugosidad entre $0.020 < "n" < 0.060$ la variación en el resultado final del Tiempo de Concentración es mínima, del orden del 5%.

Tabla 1: Valores recomendados de "n" de Maning.

Tabla 17.9 Coeficiente de rugosidad de Manning's

	Rango ² de la n de Manning's	Rango ² de la n de Manning's
I. Conductos cerrados:		
A. Tubería de concreto	0.011-0.013	
B. Tubería de metal corrugado o tubería en arco:		
1. Corrugado de 2 ² / ₃ por 1/2 pulgada (tubería remachada): ³		
a. Lisa o completamente revestida	0.024	
b. Recubierto (los valores de rango varían del 25 al 50 por ciento de la circunferencia recubierta):		
(1) Profundidad a tubo lleno	0.021-0.018	
(2) Flujo con 0.8 de profundidad	0.021-0.016	
(3) Flujo con 0.6 de profundidad	0.019-0.013	
2. Corrugado de 6 por 2 pulgadas (figurado en campo)	0.03	
C. Tubería de arcilla vitrificada	0.012-0.014	
D. Tubería de hierro fundido, sin revestimiento	0.013	
E. Tubería de acero	0.009-0.011	
F. Ladrillo	0.014-0.017	
G. Concreto monolítico:		
1. Cimbra (formaleta) de madera, rugoso	0.015-0.017	
2. Cimbra (formaleta) de madera, liso	0.012-0.014	
3. Cimbra (formaleta) de acero	0.012-0.013	
H. Muros de mampostería de concreto:		
1. Piso y parte superior de concreto	0.017-0.022	
2. Piso natural	0.019-0.025	
I. Madera laminada tratada	0.015-0.017	
J. Placas de revestimiento de arcilla vitrificada	0.015	
II. Canales abiertos, revestidos⁴ (alineamiento recto):⁵		
A. Concreto, con superficies como se indica:		
1. Cimbrado, sin acabado	0.013-0.017	
2. Acabado con lana o plastre	0.012-0.014	
3. Acabado con lana de madera	0.013-0.015	
4. Acabado con lana de madera, un poco de grava en el lecho	0.015-0.017	
5. Gunta (mortero lanzado), sección buena	0.016-0.019	
6. Gunta, sección ondulada	0.018-0.022	
B. Concreto, acabado con lana de madera en el lecho, taludes como se indican:		
1. Piedra tallada en mortero	0.015-0.017	
2. Piedra escuadrada de alturas diversas en mortero	0.017-0.020	
3. Mampostería de concreto	0.020-0.025	
4. Mampostería de concreto, repellado (acabado liso)	0.016-0.020	
5. Cascajo seco (rugoso)	0.020-0.030	
C. Lecho de grava, taludes como se indica:		
1. Concreto cimbrado	0.017-0.020	
2. Piedra de diversos tamaños colocada en mortero	0.020-0.023	
3. Cascajo seco (rugoso)	0.023-0.033	
D. Ladrillo	0.014-0.017	
E. Asfalto:		
1. Liso	0.013	
2. Rugoso	0.016	
F. Madera, aplanado, limpio	0.011-0.013	
G. Roca excavada revestida con concreto:		
1. Sección buena	0.017-0.020	
2. Sección irregular	0.022-0.027	
III. Canales abiertos, excavados⁴ (alineamiento recto,⁵ revestimiento natural)		
A. Tierra, sección uniforme:		
1. Limpia, recién terminada	0.016-0.018	
2. Limpia, después de estar al intemperie	0.018-0.020	
3. Con hierba corta, poca maleza	0.022-0.027	
4. En suelo gravoso, sección uniforme, limpia	0.022-0.025	
B. Tierra, sección bastante uniforme:		
1. Sin vegetación	0.022-0.025	
2. Pasto, algunas hierbas	0.025-0.030	
3. Hierbas densas o plantas acuáticas en canales profundos	0.030-0.035	
4. Taludes limpios, lecho de grava	0.025-0.030	
5. Taludes limpios, lecho tratado (remendado)	0.030-0.040	
C. Excavado o dragado:		
1. Sin vegetación	0.028-0.033	
2. Matorrales ligeros en los bancos	0.035-0.050	
D. Roca:		
1. Basado en la sección de diseño	0.035	
2. Basado en la sección media real:		
a. Liso y uniforme	0.035-0.040	
b. Dentado e irregular	0.040-0.045	
E. Canales sin mantenimiento, hierbas y matorrales sin cortar:		
1. Hierbas densas, tan alta como la profundidad del flujo	0.08-0.12	
2. Lecho limpio, matorrales en los taludes	0.05-0.08	
3. Lecho limpio, matorrales en los taludes, nivel a una altura mayor que el flujo	0.07-0.11	
4. Matorrales densos, nivel elevado	0.10-0.14	
IV. Canales de carretera y pantanos con vegetación conservada^{6,7} (Los valores mostrados son para velocidades de 2 y 6 pies por segundo):		
A. Profundidad del flujo hasta 0.7 pies:		
1. Pasto de Bermuda, hierba sedosa y azulada de Kentucky, pasto de búfalo:		
a. Podado hasta 2 pulgadas	0.07-0.045	
b. Longitud de 4 a 6 pulgadas	0.09-0.05	
2. Estado bueno, cualquier pasto:		
a. Longitud aproximada de 12 pulgadas	0.18-0.09	
b. Longitud aproximada de 24 pulgadas	0.30-0.15	
3. Estado regular, cualquier pasto:		
a. Longitud aproximada de 12 pulgadas	0.14-0.08	
b. Longitud aproximada de 24 pulgadas	0.25-0.13	
B. Profundidad de flujo de 0.7 a 1.5 pies:		
1. Pasto de Bermuda, hierba sedosa y azulada de Kentucky, pasto de búfalo:		
a. Podado a 2 pulgadas	0.05-0.035	
b. Longitud 4-6 pulgadas	0.06-0.04	
2. Estado bueno, cualquier pasto:		
a. Longitud aproximada de 12 pulgadas	0.12-0.07	
b. Longitud aproximada de 24 pulgadas	0.20-0.10	
3. Estado regular, cualquier pasto:		
a. Longitud aproximada de 12 pulgadas	0.10-0.06	
b. Longitud aproximada de 24 pulgadas	0.17-0.09	
V. Cunetas de calles y viaductos:		
A. Cuneta de concreto, acabado con lana	0.012	
B. Pavimento de asfalto:		
1. Textura lisa	0.013	
2. Textura rugosa	0.016	
C. Cuneta de concreto con pavimento de asfalto:		
1. Liso	0.013	
2. Rugoso	0.015	
D. Pavimento de concreto:		
1. Acabado con lana de madera	0.014	
2. Acabado con escoba	0.016	
E. Para cunetas con pendiente suave, donde puede acumularse el sedimento, incrementar los valores anteriores de n por 0.002		
VI. Canales de corrientes naturales:⁸		
A. Corrientes menores⁹ (ancho superficial a un nivel de avenidas menores que 100 pies):		
1. Sección bastante regular:		
a. Algo de pasto y hierbas, poco o ningún matorral	0.030-0.035	
b. Crecimiento de hierbas densas, profundidad del flujo mayor que la altura de la hierba	0.035-0.05	
c. Algunas hierbas, matorrales ligeros en los bancos	0.035-0.05	
d. Algunas hierbas, matorrales pesados en los bancos	0.05-0.07	
e. Algunas hierbas, sauces densos en los bancos	0.06-0.08	
f. Para los árboles dentro del canal, con ramas sumergidas en las crecidas, incrementar todos los valores anteriores en	0.01-0.02	
2. Secciones irregulares, con charcas, ligeros meandros en el canal; incrementar los valores dados en 1a-e aproximadamente en	0.01-0.02	
3. Corrientes de montaña, sin vegetación en el canal, bancos generalmente empinados, los árboles y los matorrales a lo largo de los bancos sumergidos en la crecida:		
a. Lecho de grava, guijarros y pocos cantos rodados	0.04-0.05	
b. Lecho de guijarros, con cantos rodados grandes	0.05-0.07	
B. Llanuras de inundación (adyacentes a las corrientes naturales):		
1. Pastizal, sin matorral:		
a. Pasto corto	0.030-0.035	
b. Pasto alto	0.035-0.05	
2. Áreas cultivadas		
a. Sin cosecha	0.03-0.04	
b. Cosecha madura en surcos	0.035-0.045	
c. Cosecha madura en campos	0.04-0.05	
3. Hierbas pesadas, matorrales dispersos	0.05-0.07	
4. Matorrales ligeros y árboles: ¹⁰		
a. Invierno	0.05-0.06	
b. Verano	0.06-0.08	
5. Matorrales medios a densos: ¹⁰		
a. Invierno	0.07-0.11	
b. Verano	0.10-0.16	
6. Sauces densos, en verano, no doblados por la corriente	0.15-0.20	
7. Terreno desmontado con troncos de árboles, 100 a 150 por acre:		
a. Sin retoños	0.04-0.05	
b. Con crecimiento pesado de retoños	0.06-0.08	
8. Estado con densidad alta de madera, algunos árboles caídos, poca maleza:		
a. Profundidad del flujo por debajo de las ramas	0.10-0.12	
b. Profundidad del flujo alcanza a las ramas	0.12-0.16	
C. Corrientes principales (ancho superficial al nivel de crecidas mayor a 100 pies): generalmente el coeficiente de rugosidad es menor que para corrientes menores con características similares, debido a una menor resistencia efectiva ofrecida por los bancos irregulares o la vegetación en los bancos. Los valores de n pueden reducirse un poco. Siga la recomendación en la publicación citada⁸ si es posible. El valor de n para corrientes más grandes de sección muy regular, sin cantos rodados ni matorrales, puede estar en el rango de 0.028-0.033		

Los pies de página de la tabla 17.9 aparecen en la parte superior de la pág. 790

continúa

Tabla 17.9 Coeficiente de rugosidad de Manning's (continuación)

¹ Las estimaciones son por la Oficina de Caminos Públicos (Bureau of Public Road) a menos que se diga otra cosa.
² Los rangos indicados para conductos cerrados y para canales abiertos, revestidos o excavados, son para una construcción de regular a buena (a menos que se diga otra cosa). Para construcción de mala calidad, use valores mayores de *n*.
³ *Friction Factors in Corrugated Metal Pipe*, por M.J. Webster y L.R. Metcalf, Cuerpo de Ingenieros, Departamento del Ejército; publicado en el *Journal of the Hydraulics Division*, memorias de la Sociedad Norteamericana de Ingenieros Civiles, vol. 85, No. HY9, septiembre de 1959, artículo No. 2148, pp. 35-67.
⁴ Para trabajo importante y cuando sea necesaria la determinación exacta del perfil hidráulico, se aconseja al diseñador que consulte las siguientes referencias y que seleccione a *n* mediante la comparación de las condiciones específicas con los canales probados:
Flow of Water in Irrigation and Similar Channels por F.C. Scobey, División de Irrigación, Servicio de Conservación de Suelos, Departamento de Agricultura de Estados Unidos, Boletín Técnico No. 652, febrero de 1939; y
Flow of Water in Drainage Channels por C.E. Ramser, División de Ingeniería Agrícola, Buró de Caminos Públicos, Departamento de Agricultura de Estados Unidos, Boletín Técnico No.129, noviembre de 1929.
⁵ En el caso de canales que tengan un alineamiento que no sea recto, se va a incrementar la pérdida de carga por las fuerzas resistentes. Puede hacerse un pequeño incremento del valor de *n*, para considerar la pérdida adicional de energía.
⁶ *Handbook of Channel Design for Soil and Water Conservation*, preparado por el Laboratorio de Hidráulica Stillwater Outdoor en cooperación con la Estación Experimental Agrícola de Oklahoma; publicado por el Servicio de Conservación de Suelos, Departamento de Agricultura de Estados Unidos, publicación No. SCS-TP-61, marzo de 1947, revisado en junio de 1954.
⁷ *Flow of Water in Channels Protected by Vegetative Linings* por W.O. Ree y V.J. Palmer, División de Drenado y Control del Agua, Investigación, Servicio de Conservación de Suelos, Departamento de Agricultura de Estados Unidos, Boletín Técnico No. 967, febrero de 1949.
⁸ Para el cálculo del nivel o de la descarga en canales de corrientes naturales, se recomienda que el diseñador consulte a la (District Office of the Surface Water Branch of the U.S. Geological Survey) Oficina de Distrito local de la Rama de Agua Superficial del Servicio Geológico de Estados Unidos, para obtener datos relacionados con los valores de *n* aplicables a las corrientes de cualquier localidad específica. Si no se sigue este procedimiento, puede usarse la tabla como una guía. Los valores tabulados de *n* han sido deducidos de datos reportados por C.E. Ramser (véase el pie de página 4) y de otros datos incompletos.
⁹ Los valores tentativos de *n* citados se deducen principalmente de mediciones hechas en tramos bastante cortos pero rectos de corrientes naturales. Cuando deban usarse pendientes calculadas a partir de elevaciones de corrientes a lo largo de una longitud considerable de canal, que incluya meandros y curvas, para el cálculo de velocidades mediante la fórmula de Manning's, el valor de *n* debe incrementarse para considerar la pérdida adicional de energía causada por las curvas. El incremento puede ser en el rango de tal vez 3 al 15 por ciento.
¹⁰ La presencia de follaje en los árboles y en los matorrales bajo el nivel de la corriente incrementará materialmente el valor de *n*. Por tanto, el coeficiente de rugosidad para la vegetación con follaje, será mayor que para ramas desnudas. Para los árboles en el canal o en los bancos, y para los matorrales en los bancos donde las ramas se sumergen, aumentando la profundidad del flujo, *n* va a incrementarse con el nivel.

FUENTE: Reproducido de *Design Charts for Open Channels (Cartas de diseño para canales abiertos)*, Departamento de Transporte de Estados Unidos, Washington, D.C., 1980.

El cálculo de tiempo de concentración de la cuenca se presenta en Tabla 2

Tabla 2: Calculo del Tiempo de Concentración

Área (Km ²)	Long (m)	Lo (m)	Elev Max	Elev Min	DH	Pendiente	Tc (min)	Tc (hr)
915.415	62,300.00	12,460.00	2,700.00	200.00	2,500.00	0.04	392 min	6.54

2.2 Análisis de Datos de Lluvia

Uno de los primeros pasos que debe seguirse en muchos proyectos de diseño hidrológico, como el diseño del drenaje una carretera, es la determinación del evento o los eventos de lluvia que deben usarse. La forma más común de hacerlo es utilizar una tormenta de diseño o un evento que involucre una relación entre la *Intensidad* de lluvia, la *Duración* y las *Frecuencias* o períodos de retorno apropiados para la obra y el sitio. De esta forma se definen las curvas Intensidad-Duración-Frecuencia (IDF). Los datos se presentan en forma gráfica con la duración en el eje horizontal y la intensidad en el eje vertical, mostrando una serie de curvas, para cada uno de los períodos de retorno de diseño.

Las curvas obedecen generalmente a una ecuación analítica del tipo:

$$i = \frac{a}{(t + b)^m}$$

Donde a , b , m son parámetros que pueden ser estimados por mínimos cuadrados.

Una vez obtenida la función de probabilidad que mejor ajusta a cada serie, tarea realizada con anterioridad, se procedió a realizar un ajuste de datos mediante el método de mínimos cuadrados, para verificar en primer lugar el grado de correlación que existen en las series antes analizadas.

Para el cálculo de las intensidades de lluvia se tomó la Estación Chorrera del Guayabo, en el departamento de Cabañas, a una latitud de $14^{\circ} 00'$ norte y una longitud de $88^{\circ} 45'$, a una altura de 190msnm, con el último registro anual 2009, con una precipitación anual de 2,121mm

En la siguiente figura se observan las curvas IDF de la Estación Chorrera del Guayabo utilizadas para la obtención de los caudales de diseño.



SERVICIO NACIONAL DE ESTUDIOS TERRITORIALES
 SERVICIO METEOROLÓGICO NACIONAL
 CENTRO DE INFORMACIÓN Y AGROMETEOROLOGÍA



INTENSIDAD DE PRECIPITACION MAXIMA ANUAL (ABSOLUTA)
En mm/minuto para diferentes períodos.

ESTACION: CHORRERA DEL GUAYABO INDICE: B- 1
 LATITUD: 13° 59.8'
 LONGITUD: 89° 46.4'
 ELEVACION: 190 m.s.n.m.

AÑO	5	10	15	20	30	45	60	90	120	150	180	240	360
1953	3.69	3.11	2.63	2.38	1.97	1.56	1.31	1.03	0.81	0.69	0.59	0.57	0.17
1954	2.54	2.16	1.96	1.62	1.36	1.16	0.90	0.81	0.76	0.37	0.31	0.23	0.22
1955	2.69	2.30	2.14	2.06	1.54	1.38	1.36	0.69	0.61	0.28	0.26	0.21	0.19
1956	2.08	1.92	1.59	1.52	1.32	0.96	0.74	0.60	0.42	0.32	0.24	0.18	0.21
1957	2.78	2.43	2.47	2.38	2.12	1.66	1.68	1.14	0.86	0.69	0.57	0.56	0.18
1958	2.62	2.12	1.88	1.72	1.47	1.21	1.08	0.74	0.58	0.41	0.34	0.32	0.18
1959	2.59	2.06	2.06	1.85	1.39	1.04	1.02	0.76	0.62	0.53	0.46	0.35	0.12
1960	2.26	2.15	1.98	1.84	1.61	1.17	1.09	0.79	0.59	0.48	0.41	0.32	0.16
1961	2.12	2.08	1.89	1.56	1.22	0.85	0.77	0.40	0.32	0.26	0.21	0.20	0.13
1962	3.46	2.55	2.22	1.88	1.40	1.28	1.06	0.78	0.61	0.49	0.46	0.12	0.09
1963	2.40	1.97	1.67	1.42	1.06	0.78	0.64	0.45	0.37	0.34	0.29	0.23	0.18
1964	2.76	1.98	1.87	1.73	1.42	1.19	0.97	0.70	0.54	0.44	0.38	0.33	0.06
1965	2.64	2.16	2.11	1.88	1.53	1.13	0.92	0.62	0.52	0.40	0.35	0.27	0.22
1966	2.40	1.81	1.71	1.60	1.46	1.19	0.82	0.62	0.45	0.38	0.32	0.24	0.21
1967	2.70	2.08	1.82	1.80	1.33	0.95	0.80	0.66	0.37	0.33	0.25	0.21	0.19
1968	2.52	1.95	1.65	1.61	1.18	0.86	0.76	0.73	0.50	0.40	0.38	0.15	0.11
1969	2.88	2.27	1.93	1.72	1.29	1.02	0.80	0.58	0.49	0.37	0.31	0.19	0.18
1970	1.96	1.85	1.63	1.48	1.27	1.00	0.82	0.64	0.41	0.46	0.34	0.29	0.24
1971	2.10	2.10	1.65	1.53	1.32	1.05	0.96	0.47	0.38	0.33	0.28	0.23	0.18
1972	4.04	3.04	2.71	2.34	1.89	1.40	1.09	0.88	0.20	0.11	0.14	0.12	
1973	2.36	1.98	1.81	1.50	1.16	1.10	0.93	0.89	0.38	0.32	0.30	0.22	0.17
1974	2.02	1.90	1.80	1.72	1.23	0.88	0.78	0.58	0.40	0.39	0.32	0.24	0.17
1975	2.64	2.38	2.15	1.82	1.44	1.16	0.87	0.70	0.65	0.52	0.45	0.37	0.20
1976	2.24	1.77	1.68	1.52	1.09	0.74	0.59	0.43	0.35	0.32	0.27	0.20	0.18
1977	2.40	2.30	2.20	2.06	1.66	1.28	1.00	0.67	0.51	0.41	0.15	0.11	0.09
1980	2.12	1.79	1.68	1.57	1.33	1.06	0.86	0.58	0.44	0.31	0.27	0.22	0.11
1982	2.50	2.30	2.63	2.02	1.63	1.15	0.96	0.69	0.58	0.47	0.39	0.26	0.18
1984	2.06	1.97	1.79	1.59	1.20	0.91	0.76	0.53	0.41	0.34	0.21	0.11	0.10
PROM.	2.56	2.16	1.96	1.78	1.43	1.12	0.96	0.68	0.50	0.40	0.33	0.26	0.17
DIS.	0.49	0.33	0.30	0.27	0.26	0.24	0.23	0.17	0.15	0.12	0.11	0.11	0.06
MAX.	4.04	3.11	2.71	2.38	2.12	1.86	1.68	1.14	0.86	0.69	0.59	0.57	0.28
MIN.	1.96	1.77	1.59	1.42	1.06	0.74	0.59	0.40	0.20	0.11	0.14	0.11	0.06

Figura 2: Estación Chorrera del Guayabo

t(minutos)	500	200	100	50	25	20	10	5	3	2
5	316.90	290.14	258.43	234.63	222.12	213.23	193.84	184.19	156.94	152.61
10	272.46	249.72	225.14	204.74	193.39	184.68	166.80	152.93	135.78	118.96
15	239.56	219.69	199.75	181.89	171.41	163.18	146.74	131.66	119.74	99.14
20	214.15	196.45	179.72	163.82	154.02	146.36	131.23	116.16	107.16	85.86
30	177.38	162.72	150.08	137.01	128.25	121.71	108.73	94.90	88.66	68.90
45	141.94	130.14	120.81	110.47	102.79	97.63	87.00	75.47	70.57	54.40
60	118.88	108.92	101.43	92.85	85.94	81.81	72.85	63.27	58.70	45.64
90	90.47	82.76	77.23	70.81	64.96	62.19	55.41	48.58	44.06	35.36
120	73.52	67.15	62.66	57.50	52.37	50.44	45.00	39.92	35.35	29.37
180	54.04	49.24	45.83	42.11	37.93	36.91	33.04	29.99	25.43	22.51
240	43.07	39.16	36.34	33.42	29.84	29.29	26.31	24.35	19.92	18.59
360	31.00	28.10	25.93	23.87	21.04	20.94	18.91	18.07	13.95	14.17

AÑOS	500	200	100	50	25	20	10	5	3	2
a	5459.710	5257.700	5675.550	5167.300	5688.400	4301.900	3432.700	1727.200	4090.4000	808.300
b	21.36180	21.900000	25.37380	25.70000	26.50000	23.70000	21.70000	13.30000	25.50000	6.40000
c	0.870	0.88	0.905	0.903	0.94	0.895	0.875	0.77	0.954	0.685
R ²	0.99980	0.99931	0.99997	0.99998	0.99995	0.99994	0.99800	0.99980	0.99970	0.99980

Ecuación: $I = a / (b + t)^c$

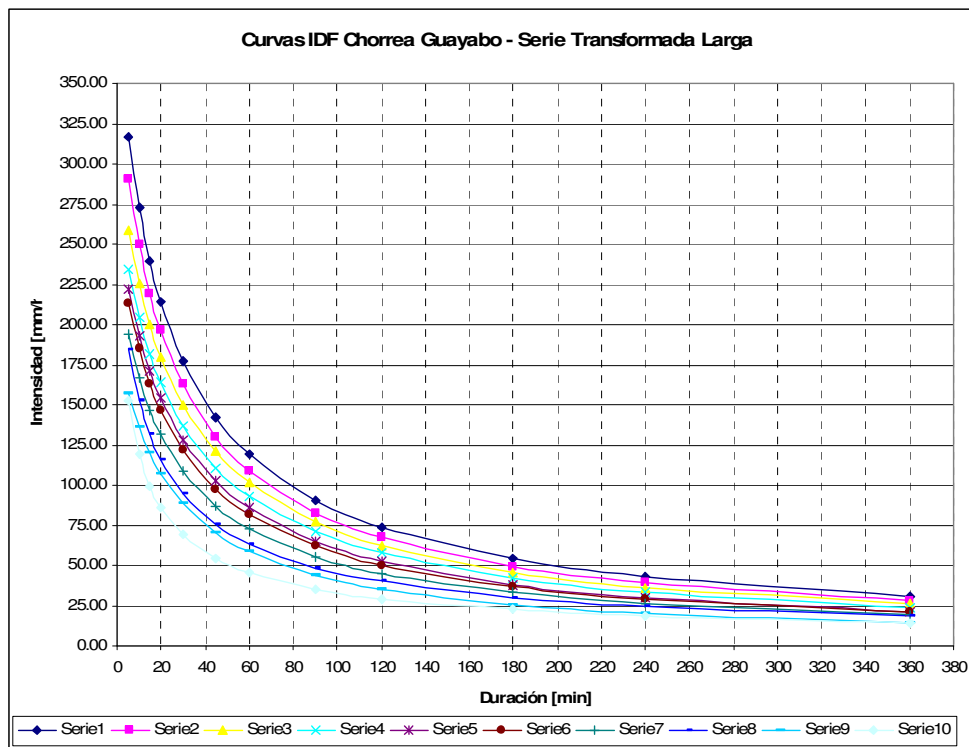


Figura 3: Curvas IDF, Estación Chorrea del Guayabo (Serie Transformada a Larga)

2.3 Definición del Tiempo de Retorno

Se entiende por período de diseño, el período en años que en promedio se presentará una crecida igual o mayor que la considerada.

El término en promedio significa que en un lapso suficientemente prolongado ocurrirá una cantidad de crecidas como la considerada (o mayor) tal que dividiendo el lapso total por dicha cantidad resulta un número de años que representa el período de retorno TR.

El Tiempo de Retorno (Tr) está definido de acuerdo al tipo de estructura a evaluar o diseñar. En el informe también se hace la comprobación hidráulica con el caudal asociado a un tiempo de retorno de 50 años y 100 años.

3. Definición Parámetros Hidrológicos-Hidráulicos para cálculos de caudales

Para el cálculo hidrológico de las cuencas con una extensión de hasta 1.5 Km², se utiliza el Método Racional mientras que para cuencas con extensión de 1.5 a 25 Km² el método del Hidrograma Triangular, para el caso de la cuenca analizada por exceder a los 25 km² se utilizara la metodología de Transformación Lluvia-Caudal (P-Q) para la obtención de los Hidrogramas de Diseño. Para ello se empleó el paquete computacional HEC-HMS[®].

Para tal fin se emplearon los siguientes algoritmos matemáticos:

- Función de Producción: Método del coeficiente CN-SCS;
- Función de Transferencia: Método del HU triangular del SCS.

La metodología del Soil Conservation Service (US-SCS) basada en la estimación del coeficiente CN (Índice Curva Número) consiste en un procedimiento para estimar los volúmenes escurridos a partir de una dada lluvia. Esta metodología ha gozado de una amplia difusión, fundamentalmente entre los países de América Latina, debido tanto a la situación de inexistencia o escasez de informaciones hidrológicas imperante en muchas cuencas hídricas como también por la simplicidad de su aplicación. Siendo así, su empleo se ha convertido en un hecho corriente, sobre todo en estudios conducentes al proyecto de obras hídricas.

Sin embargo, esta amplia disseminación en América Latina no ha sido acompañada por un esfuerzo similar en el hecho de verificar la confiabilidad de sus estimaciones. En general, la mayoría de las tablas existentes dan cuenta de los valores de CN necesarios para representar condiciones de cuencas de los Estados Unidos. Estudios efectuados por investigadores de diversos países de América Latina, entre ellos Brasil y Argentina, han dado cuenta de diferencias entre las estimaciones del método cuando se lo aplica con base en las tablas clásicas del mismo y la realidad observada en cuencas aforadas.

Intentando superar estas dificultades propias de un método simplificado, en el presente Estudio la aplicación del método del CN recorrió un camino más elaborado que aquel basado simplemente en la utilización de tablas.

La metodología originalmente diseñada consistió en dos pasos, a saber:

- a) Proceso de ajuste de los valores del coeficiente CN con base en informaciones recabadas en diversas cuencas de la zona de interés, de modo de asegurar una adecuada representación del comportamiento hidrológico. Este proceso fue denominado de “pseudos-calibración” del método. Esta denominación intentó indicar, por un lado, que el procedimiento estaba basado en un contraste con informaciones de la realidad local y, por otro lado, que dichas informaciones no correspondían a datos hidrométricos provenientes de fuentes seguras como hubiese sido deseable.
- b) Contraste de las estimaciones realizadas a partir del proceso de “pseudo-calibración” con los resultados brindados por un estudio de Regionalización Hidrológica oportunamente desarrollado para la región por profesionales del Servicio Nacional de Estudios Territoriales (SNET). Este estudio es la referencia existente más confiable para la estimación rápida de caudales en cuencas no aforadas de buena parte del desarrollo de la Carretera Norte.

Una vez puesta en marcha esta metodología de estimación del CN, la realidad indicó que la única cuenca con informaciones disponibles con un grado de confiabilidad aceptable era la del Río Sumpul, siendo ello la única razón por la cual el proceso de pseudos-calibración fue circunscrito a una sola cuenca. Ello maximizó la importancia del control con las estimaciones del estudio de Regionalización Hidrológica de Caudales desarrollado por el SNET. Es de destacar que dicha regionalización ha tenido conocimiento acabado de todos los tipos de cuencas de El Salvador por lo que adquiere una confiabilidad importante desde el punto de vista hidrológico.

Además y aún cuando el proceso de pseudos-calibración ha sido circunscrito a una sola cuenca (Río Sumpul), debe tenerse presente que ello significa una aproximación a la realidad local suficientemente mayor que aquella consistente en el empleo directo y sin cuestionamientos de tablas y ábacos, tal como es la práctica habitual en este tipo de estudios.

De todos modos y con el objeto de presentar la metodología según la distinta bibliografía se muestran las ecuaciones y las tablas citadas con los valores correspondientes de CN en función del tipo y uso del suelo.

La escorrentía directa P_e , es siempre menor o igual a la precipitación P . De igual modo, después que la escorrentía se inicia, la profundidad (cantidad) de agua retenida en la cuenca "Fa" es menor o igual a la retención potencial máxima "S". Por otro lado, existe una cierta cantidad de precipitación "Ia" (abstracción inicial antes del encharcamiento) para la cual no ocurrirá escorrentía, por lo que la escorrentía potencial es $[P-I_a]$. La hipótesis del método del SCS consiste en que las relaciones de las dos cantidades reales y las dos cantidades potenciales son iguales, es decir:

$$\frac{F_a}{S} = \frac{P_e}{P - I_a}$$

Del principio de continuidad,

$$P = P_e + I_a + F_a$$

Combinando las anteriores y resolviendo para P_e se encuentra:

$$P_e = \frac{(P - I_a)^2}{P - I_a + S}$$

La cual es la ecuación básica para el cálculo de escorrentía directa de una tormenta, utilizando el método del SCS.

Al estudiar los resultados obtenidos para muchas cuencas experimentales pequeñas, se desarrolló una relación empírica.

$$I_a = \lambda * S$$

Siendo λ un parámetro adimensional.

Con base en esto,

$$P_e = \frac{(P - 0,2 * S)^2}{P + 0,8 * S}$$

La relación entre P y P_e está representada por curvas para las cuales se define un número adimensional CN, tal que $0 \leq CN \leq 100$. Para superficies impermeables y superficies de agua, $CN = 100$; para superficies naturales, $CN < 100$.

El número de curva y S se relacionan por:

$$S = \frac{1000}{CN} - 10$$

Donde S está en pulgadas. Los números de curva se aplican para condiciones antecedentes de humedad.

Los números de curva han sido tabulados por el Soil Conservation Service con base en el tipo del suelo y el uso de la tierra. Se definen cuatro grupos de suelo:

- *Grupo A:* Arena profunda, suelos profundos depositados por el viento, limos agregados.
- *Grupo B:* Suelos poco profundos depositados por el viento, marga arenosa.
- *Grupo C:* Margas arcillosas, margas arenosas pocos profundas, suelos con bajo contenido orgánico y suelos con altos contenidos de arcilla.
- *Grupo D:* Suelos que se expanden significativamente cuando se mojan, arcillas altamente plásticas y ciertos suelos salinos.

Los valores de CN utilizados en dicha cuenca para distintos tipos de usos del suelo se muestran en la siguiente tabla.

Existen algunas zonas boscosas dentro de la cuenca hídrica bajo estudio, principalmente en la zona alta y media. Por ello el CN adoptado para dicha **cuenca es de 72**. En la tabla adjunta se muestran valores característicos del Índice Curva Número del método del SCS.

Tabla 3: Valores de CN – Resumen (Hillsborough County SWMM 4.31 B, 2000).

Tipo de Cobertura	Condición Hidrológica	Curva Número para suelo de grupo			
		A	B	C	D
Pastos, praderas o pastizales, forrajes continuos para pastoreo	Pobre	68	79	86	89
	Regular	49	69	79	84
	Buena	39	61	74	80
Hierba continua, protegido contra el pastoreo y segado generalmente para el heno		30	58	71	78
Arbustos, pequeños árboles, mezclas de arbustos con malezas, siendo los arbustos el elemento principal	Pobre	48	67	77	83
	Regular	35	56	70	77
	Buena	30	48	65	73
Árboles en combinación con pastos (Huertas o granas de árboles)	Pobre	57	73	82	86
	Regular	43	65	76	82
	Buena	32	58	72	79
Árboles	Pobre	45	66	77	83
	Regular	36	60	73	79
	Buena	30	55	70	77
Granjas, edificios, carriles, calzadas y zonas circundantes		59	74	82	86
Herbáceo, mezcla de gramíneas, malezas y arbustos bajos, siendo los arbustos el elemento de menor importancia	Pobre	-	80	87	93
	Regular	-	71	81	89
	Buena	-	62	74	85
Roble, álamo, mezcla de arbustos de montaña, caoba	Pobre	-	66	74	79
	Regular	-	48	57	63
	Buena	-	30	41	48
Piñas, sotobosque	Pobre	-	75	85	89
	Regular	-	58	73	80
	Buena	-	41	61	71
Arbustos de desierto, grandes plantas	Pobre	63	77	85	88
	Regular	55	72	81	86
	Buena	49	68	79	84

3.1 Hietogramas de Diseño

El método de Bloque Alterno (Ven T. Chow, 1993) es una forma simple para desarrollar un hietograma de diseño utilizando una curva I-D-F.

A continuación se muestra el cálculo de la Tormenta de Proyecto sobre la cuenca del Río Sumpul. En la siguiente tabla se muestran los resultados de la distribución temporal de la lluvia según “bloque alternativo”.

Tabla 4: Resultados obtenidos según Bloque Alterno para la cuenca bajo análisis. TR 50 años.

Duración (min)	Intensidad (mm/hr)	Profundidad Acumulada (mm)	Profundidad Incremental (mm)	Precipitación (Bloque Alterno) (mm)	Reducción Areal (mm)
30.00	137.01	68.51	68.51	1.98	1.23
60.00	92.85	92.85	24.35	2.49	1.55
90.00	70.81	106.22	13.37	3.35	2.07
120.00	57.50	115.00	8.79	4.95	3.07
150.00	48.56	121.40	6.40	8.79	5.45
180.00	42.11	126.33	4.93	24.34	15.09
210.00	37.24	130.34	4.01	68.51	42.47
240.00	33.42	133.68	3.34	13.36	8.28
270.00	30.42	136.89	3.21	6.39	3.96
300.00	27.81	139.05	2.16	4.01	2.48
330.00	25.68	141.24	2.19	2.86	1.77
360.00	23.87	143.22	1.98	2.21	1.37
390.00	22.31	145.02	1.79	1.79	1.11

En la Figura 4 se observa el Hietograma de Diseño para TR 50 años y el efecto que causa la reducción areal por ser una cuenca mayor a 25 km².

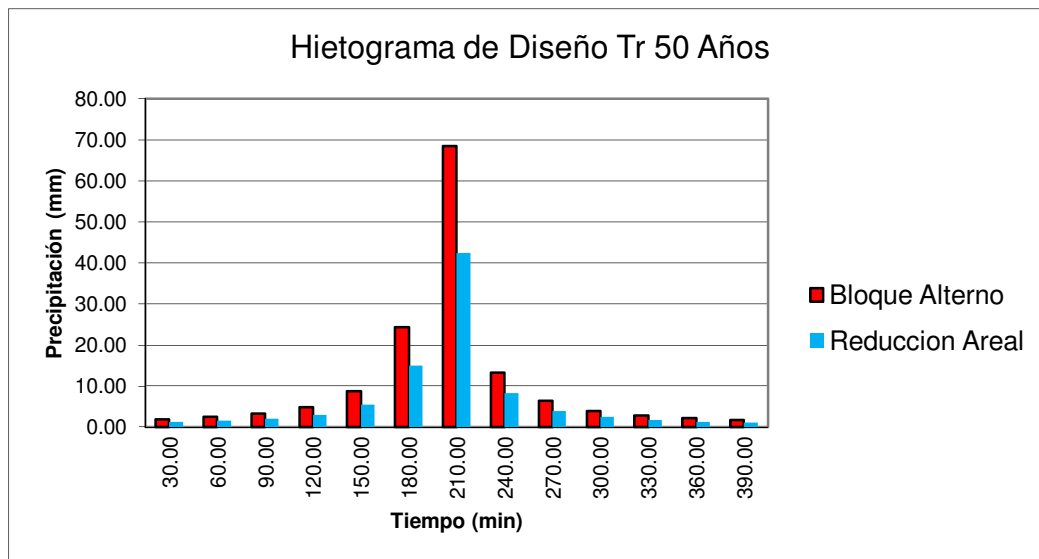


Figura 4: Hietograma de Diseño – TR 50 años.

La tabla siguiente muestra los resultados de la distribución temporal de la lluvia según “bloque alterno” para TR 100 años.

Tabla 5: Resultados obtenidos según Bloque Alterno para la cuenca bajo análisis. TR 100 años.

Duración (min)	Intensidad (mm/hr)	Profundidad Acumulada (mm)	Profundidad Incremental (mm)	Precipitación (Bloque Alterno) (mm)	Reducción Areal (mm)
30.00	150.08	75.04	75.04	2.11	1.31
60.00	101.43	101.43	26.39	2.67	1.65
90.00	77.23	115.85	14.42	3.58	2.22
120.00	62.66	125.32	9.47	5.31	3.29
150.00	52.87	132.18	6.86	9.46	5.87
180.00	45.83	137.49	5.31	26.39	16.36
210.00	40.51	141.79	4.30	75.04	46.52
240.00	36.34	145.36	3.58	14.42	8.94
270.00	32.99	148.46	3.10	6.87	4.26
300.00	30.22	151.10	2.64	4.29	2.66
330.00	27.90	153.45	2.35	3.06	1.90
360.00	25.93	155.58	2.13	2.36	1.46
390.00	24.23	157.50	1.92	1.91	1.18

En la Figura 5 se observa el Hietograma de Diseño para TR 100 años y el efecto que causa la reducción areal por ser una cuenca mayor a 25 km².

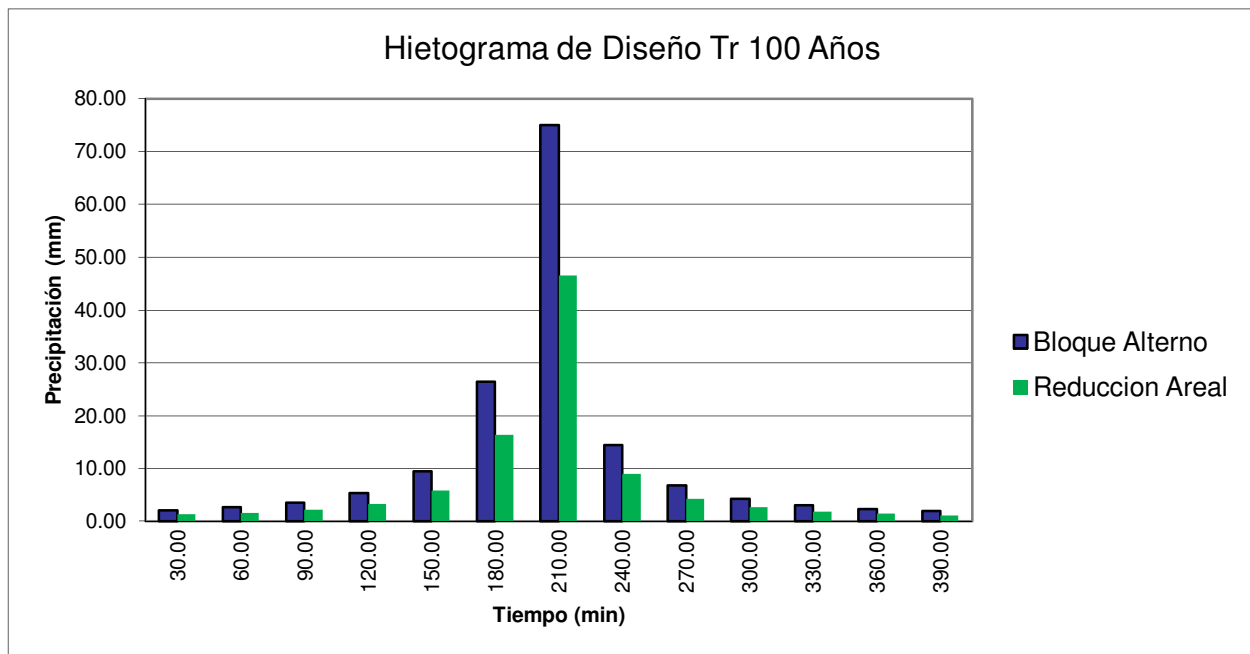


Figura 5: Hietograma de Diseño – TR 100 años.

3.1.1 Análisis de Resultados Hidrológicos

La siguiente tabla presenta los caudales de diseño para diferentes tiempos de retorno (50 y 100 años) para el cruce bajo estudio.

Tabla 6: Cruce sobre Río Sumpul - Caudales de Diseño obtenidos con Hec-HMS.

Descripción	Caudal Tr 50 años (m ³ /seg)	Caudal Tr 100 años (m ³ /seg)
Puente Río Sumpul	1272.50	1507.50

En este caso no se pudo comprobar los resultados arrojados por el modelo HMS y los calculados por el Método de Regionalización de SNET ya que el área de la cuenca del Río Sumpul (915.41 km²) supera ampliamente el rango de área de análisis según el método de regionalización definido entre 40 y 120 km².

El Hidrograma de Proyecto definitivo se obtiene con el Programa Computacional Hec-HMS. Básicamente la forma en que se divide un proyecto en HMS es la siguiente:

- MODELO DE CUENCA (Subcuenas “i”).
- PROYECTO MODELO METEOROLÓGICO (Precipitación, Caudal, etc.).
- CONTROLES (Para realizar los cálculos).

Módulo de la Cuenca: permite la representación del sistema físico, la inclusión de las características morfométricas y de condición del suelo.

Módulo de precipitación: permite seleccionar uno de seis patrones de precipitación (tipos de hietogramas) del evento de tormenta que más se ajuste a las posibles condiciones de la cuenca, incluyendo la introducción manual de los datos de la lluvia de diseño.

Módulo de Control: incluye las fechas de inicio y culminación de los datos de lluvia y caudal para la simulación (u optimización) y los intervalos de tiempo para realizar los cálculos.

A continuación se muestran los Hidrogramas de Proyecto de ambos Tiempos de Retorno.

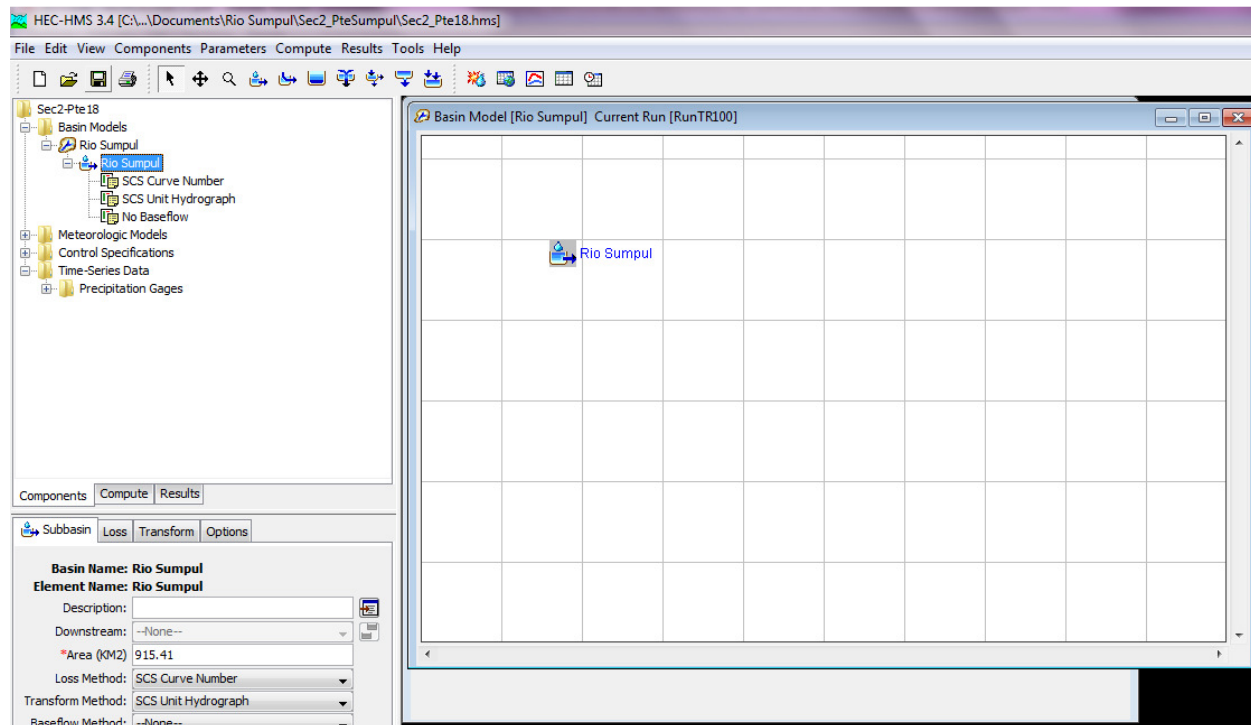


Figura 6: Modelo de la Cuenca Rio Sumpul

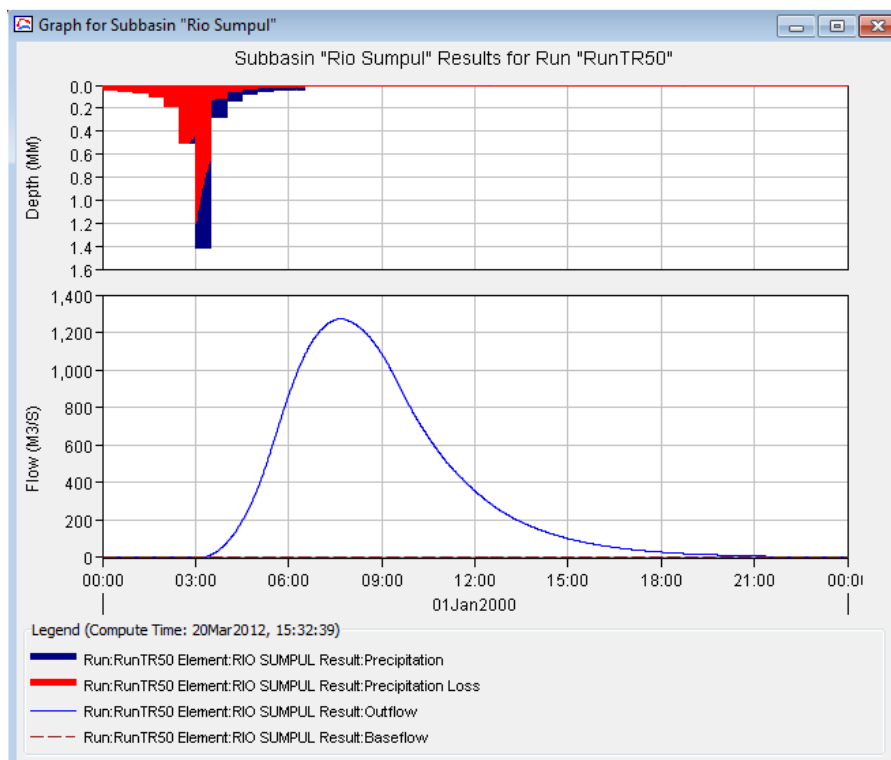


Figura 7: Hidrograma de Proyecto – TR 50 años.

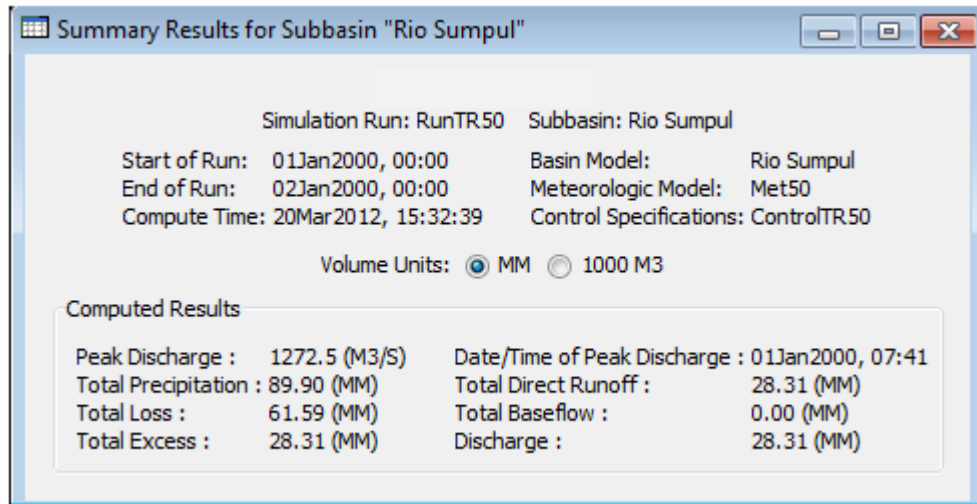


Figura 8: Resultados Hec-Hms – TR 50 años.

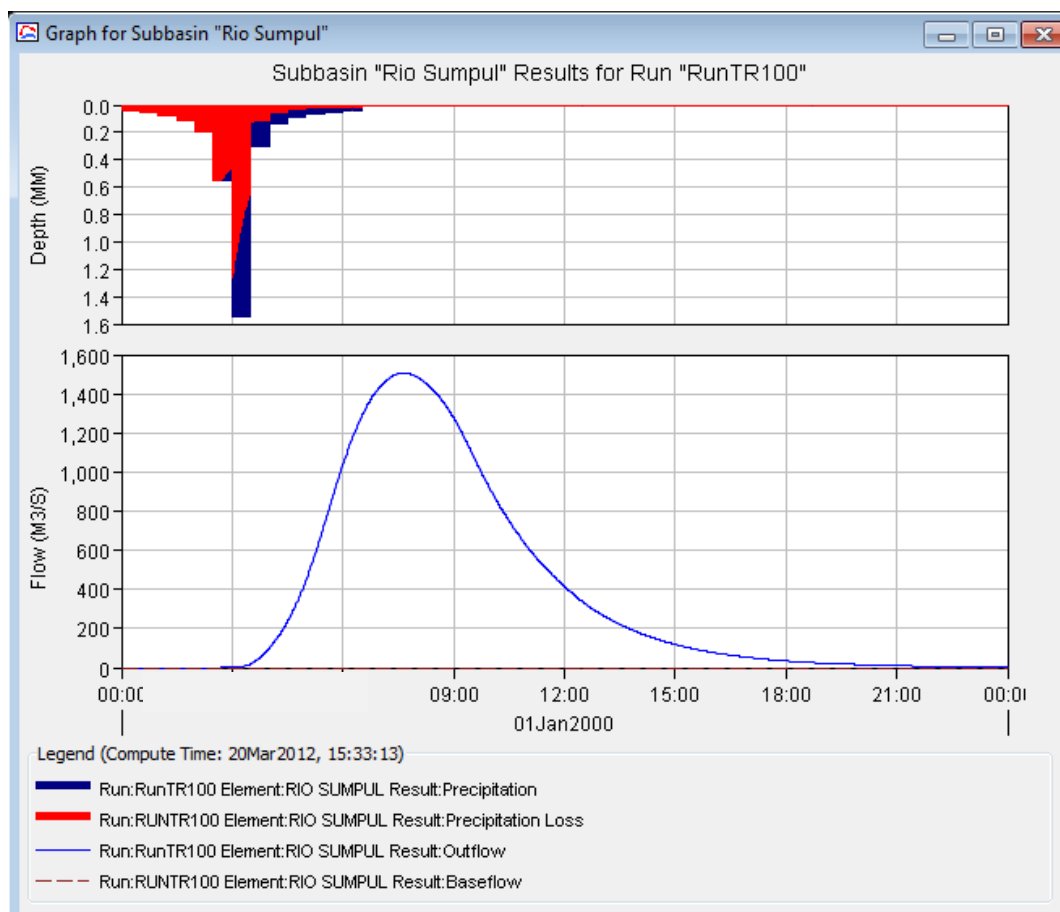


Figura 9: Hidrograma para TR 100 años.

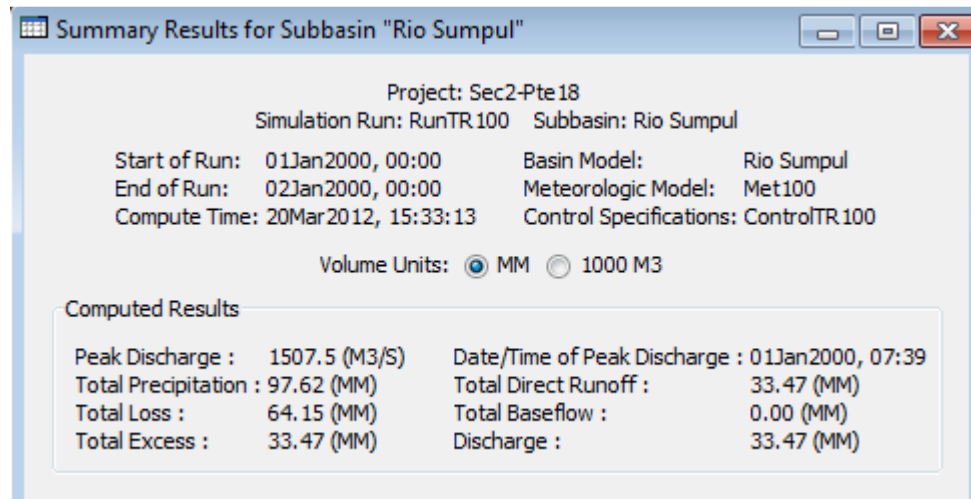


Figura 10: Resultados Hec-Hms – TR 100 años.

4. Estudios de Verificación Hidráulicos. Puente sobre el Río Sumpul

Para la aplicación del modelo HEC-RAS se utilizó el producto del relevamiento topográfico en campaña de un conjunto de secciones transversales del cauce, localizadas tanto aguas arriba como aguas abajo de la sección de cruce.

Asimismo, se analizaron las características de rugosidad del cauce que definen la resistencia al escurrimiento de los contornos del mismo, tanto en el canal de flujo principal como en las planicies de inundación sobre margen derecha y margen izquierda.

En función de los levantamientos realizados se estimó un coeficiente de rugosidad de Manning igual a 0,06 para las planicies de inundación y de 0,03 para el lecho del río Sumpul.

4.1 Diagnóstico de la Situación Actual y Dimensionado de la obra de cruce

4.1.1 Verificación de la ubicación del puente

Como se expresara el puente sobre el río Sumpul (Pte. el Cajón) se encuentra asociado a una cuenca de gran extensión, aproximadamente 915.41 km².

El puente existente tiene una longitud de 90 m aproximadamente compuesta por cuatro tramos de aproximadamente 22 m cada uno. El puente cubre prácticamente todo el cauce. Su estado actual es muy bueno desde el punto de vista estructural.

En las siguientes fotografías se observa la sección de dicho puente, la fotografía fue tomada desde aguas abajo hacia aguas arriba. El puente se ubica sobre un tramo recto del río Sumpul.



Fotografía 1: Sección del puente actual sobre río Sumpul

La siguiente fotografía muestra la estructura del puente. El flujo en crecida discurre encajonado entre ambas márgenes lo cual le confieren cierta estabilidad al cauce y a la obra de cruce.



Fotografía 2: Estructura inferior del puente sobre actual sobre río Sumpul

No se aprecian signos importantes de socavación sobre las pilas del puente. El cruce se presenta prácticamente sobre una recta del río por lo que esta condición le ofrece estabilidad a la obra actual.

4.1.2 Cálculo Hidráulico de Verificación de la sección de paso actual - Análisis de Resultados

Se sabe que el puente que cruza el río Sumpul se encuentra en muy buenas condiciones estructurales y su inauguración es relativamente reciente (menos de 20 años). El objetivo de dicho estudio hidráulico es mejorar las condiciones aguas abajo, se ha realizado una investigación del comportamiento del mismo pudiéndose verificar que dicho puente ha presentado acumulación de sedimentos en su lecho formando meandros que obstaculizan que el curso del cauce fluya con normalidad siendo una causa adicional a que se provoquen inundaciones en la margen izquierda del mismo.

Para ello el Tiempo de Retorno (TR) prefijado para tal fin es 100 años. De todos modos se realiza una verificación adicional para el caudal asociado a un TR de 50 años. A continuación se presenta las condiciones del Río Sumpul en su condición actual y las mejoras al mismo con la propuesta de mejora.

- **Puente Condición Actual Tr 50 años**

Cota fondo de viga Puente Existente: 187.50 m

Cota fondo de lecho sección del Puente Existente: 182.00 m

TR 50 años	Sección Aguas Arriba				Sección dentro del puente			
	Descripción	Caudal (m ³ /seg)	Nivel alcanzado	Tirante Max. (m)	Velocidad del flujo (m/s)	Nivel alcanzado (msnm)	Tirante Max. (m)	Velocidad del flujo (m/s)
	Puente Río Sumpul	1272.5	189.61	7.61	2-4.5	189.58	7.58	1.5-4.

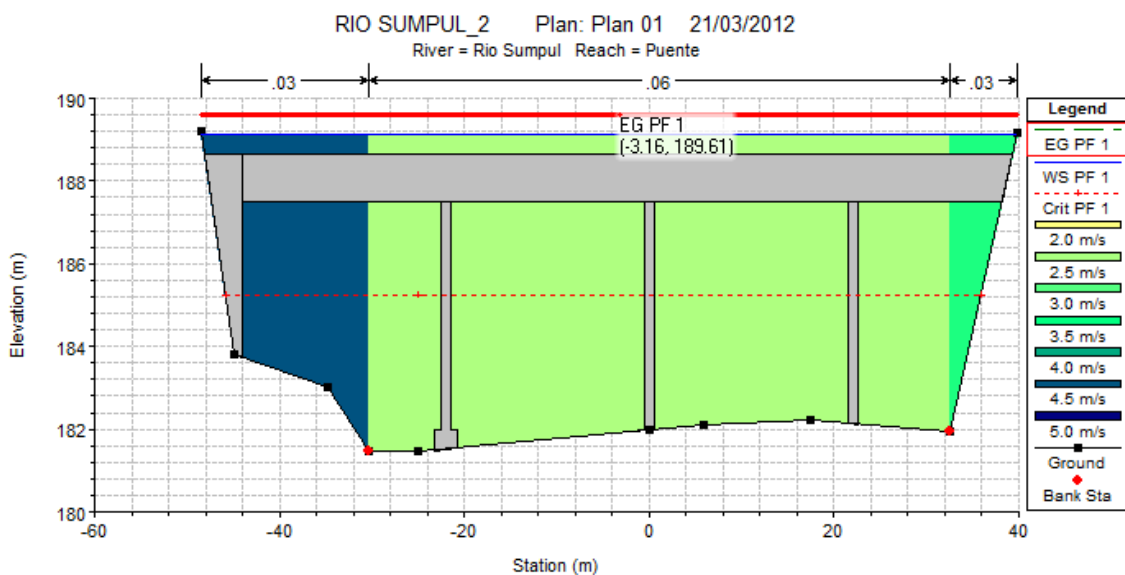


Figura 11: Vista Sección Aguas Arriba – TR 50 años.

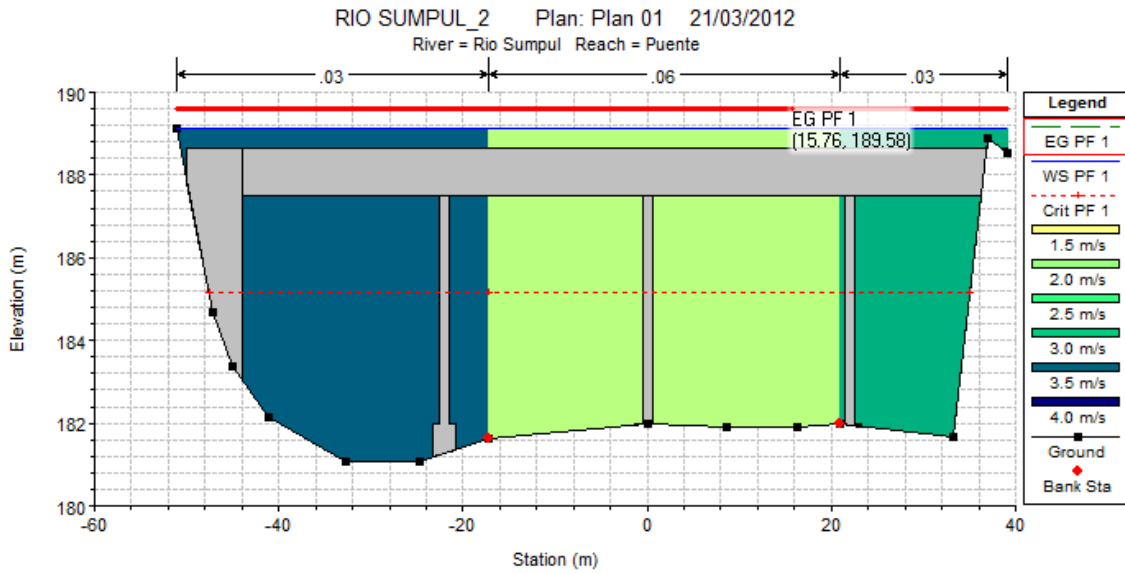


Figura 12: Vista Sección dentro del Puente – TR 50 años.

• Puente Condición Actual Tr 100 años

TR 100 años	Sección Aguas Arriba				Sección dentro del puente			
	Descripción	Caudal (m ³ /seg)	Nivel alcanzado	Tirante Max. (m)	Velocidad del flujo (m/s)	Nivel alcanzado (msnm)	Tirante Max. (m)	Velocidad del flujo (m/s)
	Puente Rio Sumpul	1507.50	190.34	8.34	2.5-5.0	190.31	8.21	2.0-4.0

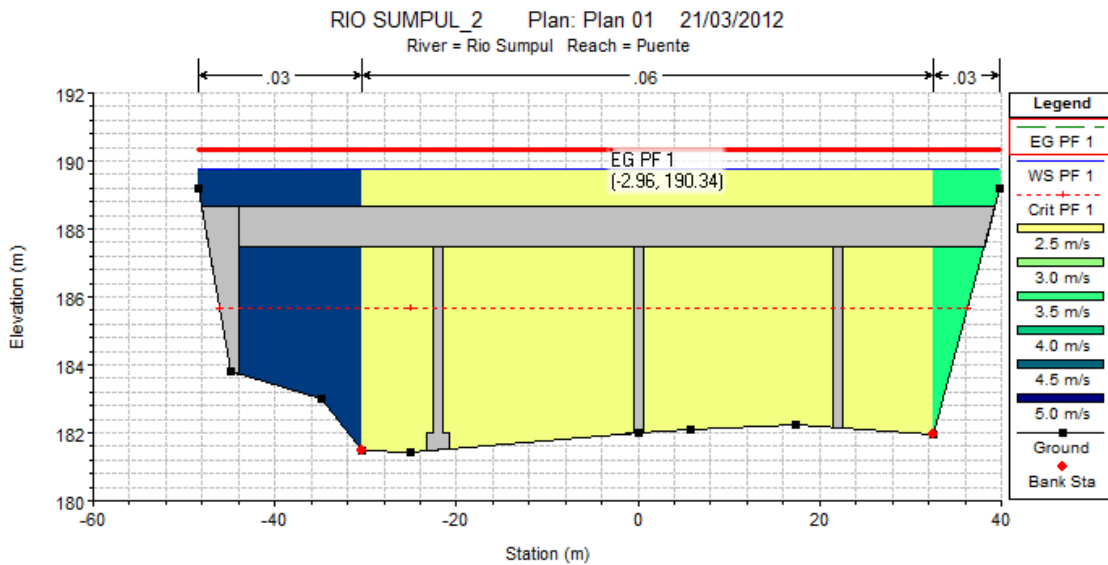


Figura 13: Vista Sección Aguas Arriba – TR 100 años.

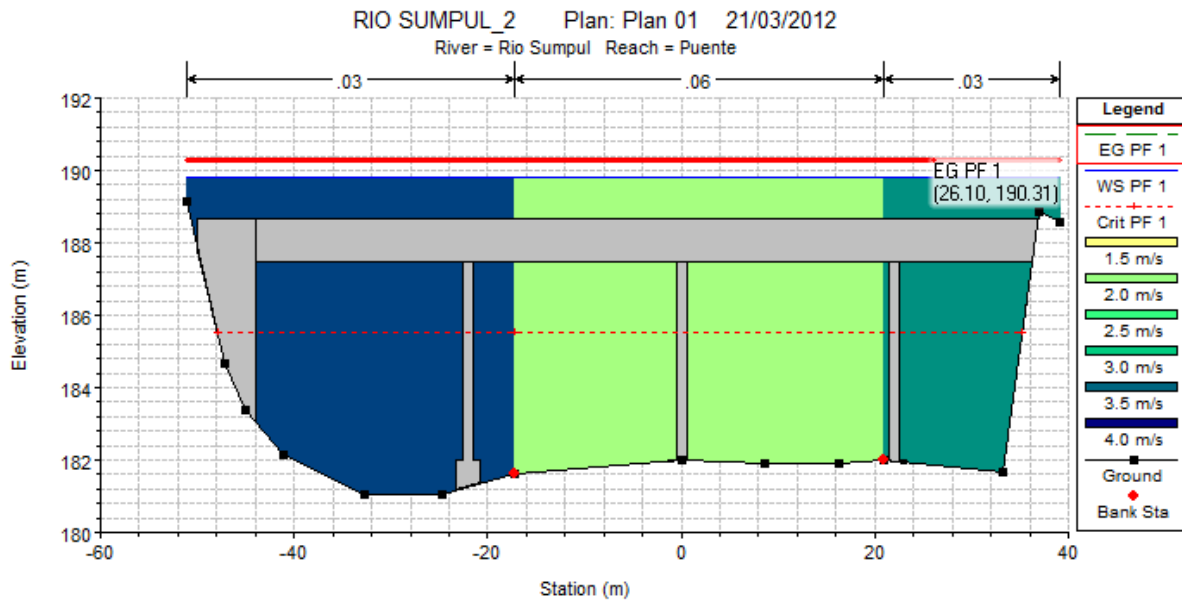


Figura 14: Vista Sección dentro del Puente – TR 100 años.

Propuesta de Mejora al Drenaje del Rio Sumpul

El análisis consiste en verificar el comportamiento del Puente al realizar obras de drenaje para mejorar la condición del mismo, esta propuesta consiste en un dragado de 220 m de largo en un ancho promedio de 69 m, requiriendo un área aproximada de $10,651.0 \text{ m}^2$ y una profundidad variable según lo demande el lecho del rio guardando el nivel de 0.50 m arriba del cauce normal, con esto se estaría retirando un aproximado de $9,883.95 \text{ m}^3$ de material sedimentado. A continuación se muestran los resultados del análisis.

- **Puente Condición Actual Tr 50 años**

Cota fondo de viga Puente Existente: 187.50 m

Cota fondo de lecho sección del Puente Existente: 182.00 m

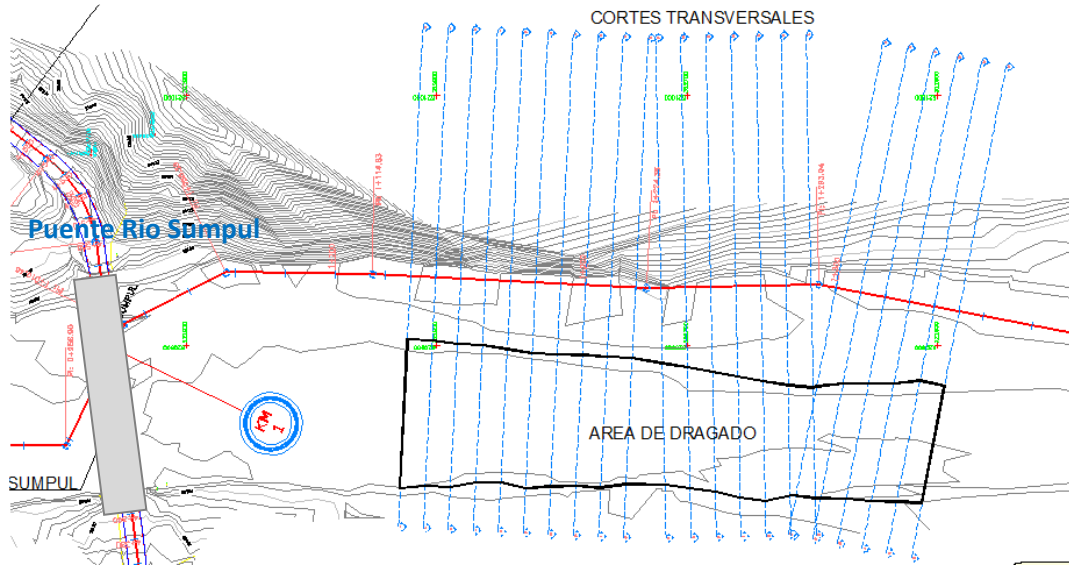


Figura 15: Vista en Planta Área de Dragado

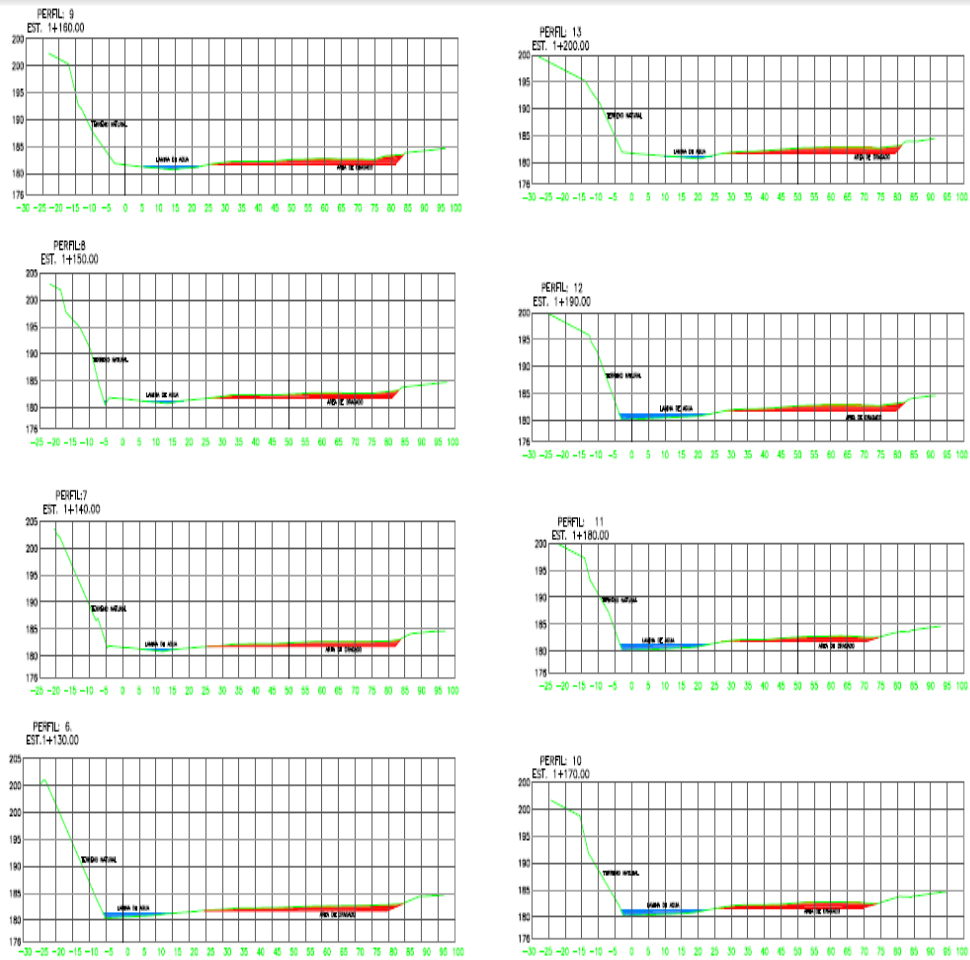


Figura 16: Vista de Secciones Área de Dragado

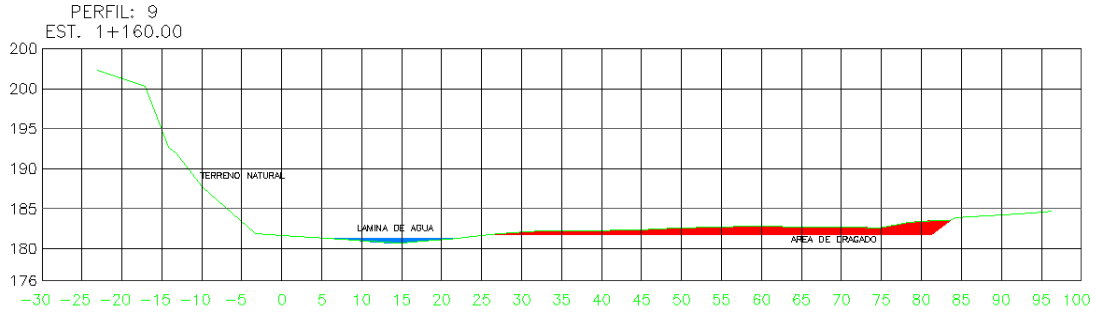


Figura 17: Vista de Secciones Representativa de Área de Dragado

• Propuesta de Mejora en Drenaje de Puente Tr 50 años

TR 50 años	Sección Aguas Arriba				Sección dentro del puente			
	Descripción	Caudal (m ³ /seg)	Nivel alcanzado	Tirante Max. (m)	Velocidad del flujo (m/s)	Nivel alcanzado (msnm)	Tirante Max. (m)	Velocidad del flujo (m/s)
	Puente Rio Sumpul	1272.50	188.04	6.04	2.0-3.0	188.02	6.02	2.2-3.4

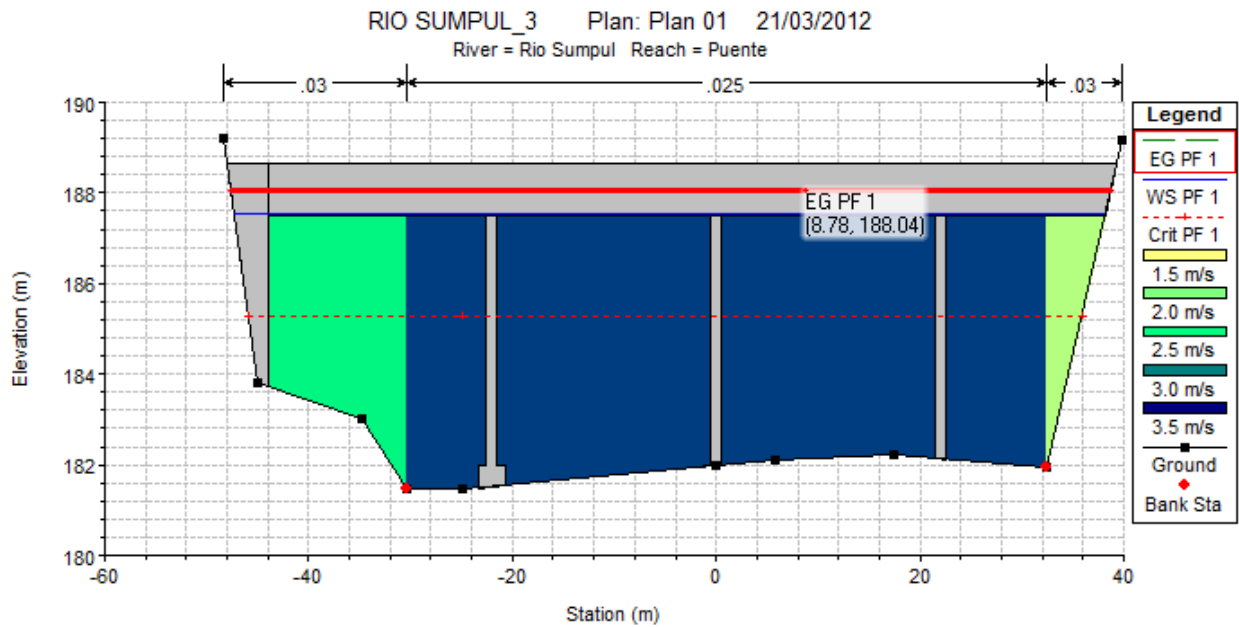


Figura 18: Vista Sección Aguas Arriba – TR 50 años.

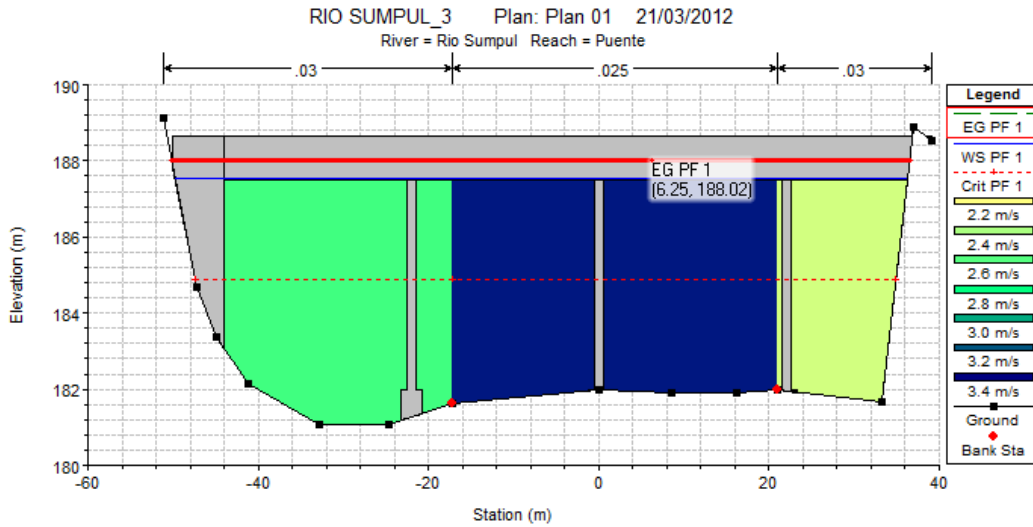


Figura 19: Vista Sección dentro del Puente – TR 50 años.

Al realizarle esta propuesta para un periodo de retorno de 50 años se logra bajar el nivel máximo del agua en 1.57 m en la sección aguas arriba del puente y 1.56 m dentro del puente, en la sección próxima a la salida aguas abajo del puente.

• Propuesta de Mejora en Drenaje de Puente Tr 100 años

TR 100 años	Sección Aguas Arriba				Sección dentro del puente			
	Descripción	Caudal (m ³ /seg)	Nivel alcanzado	Tirante Max. (m)	Velocidad del flujo (m/s)	Nivel alcanzado (msnm)	Tirante Max. (m)	Velocidad del flujo (m/s)
	Puente Rio Sumpul	1507.70	188.70	6.70	2.0-4.0	188.68	6.68	2.8-4.0

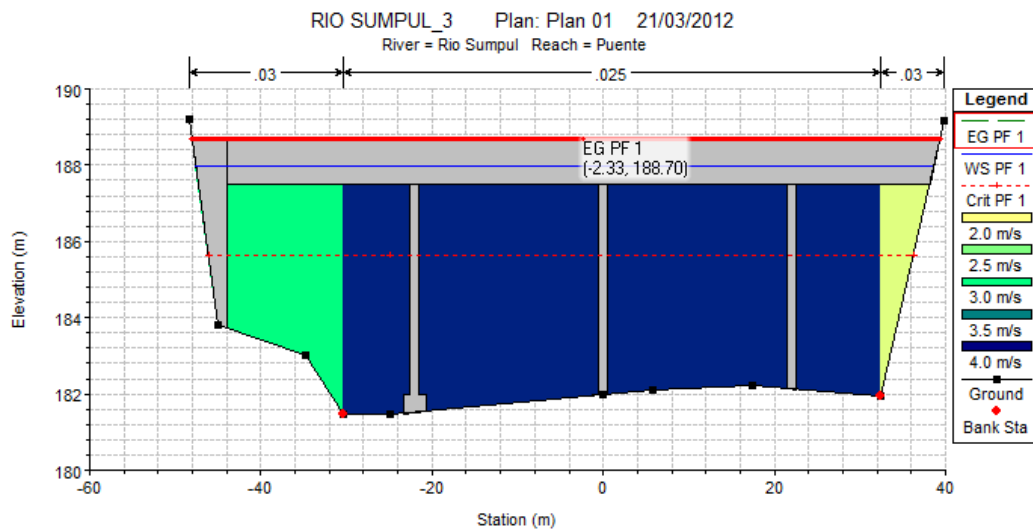


Figura 20: Vista Sección Aguas Arriba – TR 100 años.

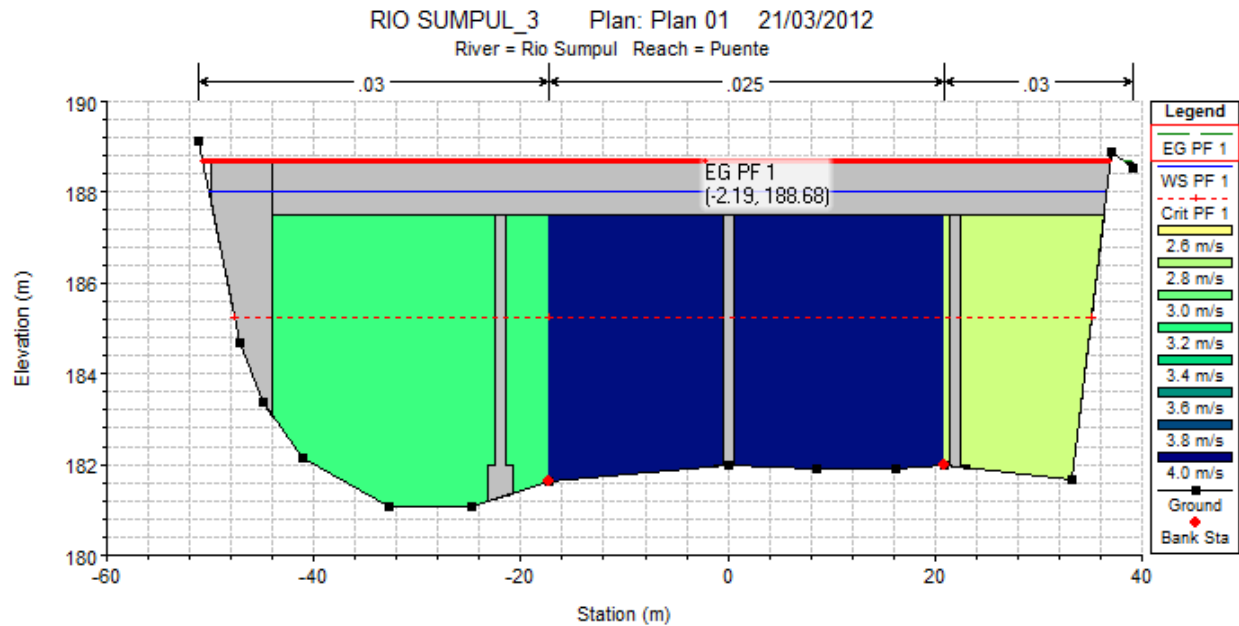


Figura 21: Vista Sección dentro del Puente – TR 100 años.

Al realizarle esta propuesta para un periodo de retorno de 100 años se logra bajar el nivel máximo del agua en 1.64 m en la sección aguas arriba del puente y 1.63 m dentro del puente, en la sección próxima a la salida aguas abajo del puente.

5. CONCLUSIONES

- El puente sobre el río Sumpul verifica para TR 50 años como para TR 100 años el nivel de agua máximo sobrepasa la cota de fondo de viga, lo que quiere decir que excede su capacidad hidráulica.
- El puente actual sobre el río Sumpul tiene una sección que cubre prácticamente todo el ancho de la sección hidráulica del río. La longitud del puente es de 90m aproximadamente compuesto de cuatro tramos.
- El río en la sección de cruce está experimentando un continuo ascenso de su lecho a través de la sedimentación progresiva del material de arrastre generado en la cuenca alta y por estar relativamente cerca de la desembocadura del embalse de la Presa 5 de Noviembre, Así como la reducción de la pendiente al acercarse al mismo.
- Se recomienda evaluar periódicamente (puede ser cada 4 años) la sección hidráulica de paso por el puente, se aconseja efectuar un seguimiento del ascenso del nivel del lecho en inmediaciones del puente.
- Desde el punto de vista hidráulico, se planteó una alternativa que consiste en el dragado de lecho del río en la margen izquierda, se propone retirar un aproximado de 9,833.95 m³ de material sedimentado para mejorar el drenaje aguas abajo del puente.
- Respetando el nivel de 0.50 m de nivel arriba del cauce normal, se logra una mejora significativa al realizar el dragado se logra disminuir los niveles en 1.57 m en la sección aguas arriba del puente y 1.56 m dentro del puente, en la sección próxima a la salida aguas abajo del puente para un periodo de retorno de 50 años, y en 1.64 m en la sección aguas arriba del puente y 1.63 m dentro del puente para un periodo de retorno de 100 años.

ANEXOS
CAPITULO 5

ANEXO 5.1

PLANOS DE DISEÑO PRELIMINAR DE PROPUESTA DE SOLUCION PARA LA ZONA DEL DESLIZAMIENTO DE TIERRA EN CERRO LA BARRERA

- 5.1.1 LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO PARA ESTUDIO HIDROLÓGICO
- 5.1.2 PERFIL DEL EJE DE DESLIZAMIENTO Y DE LA QUEBRADA EL PLAYÓN DONDE SE ENCAUSA EL DESLIZAMIENTO DE TIERRA
- 5.1.3 PROPUESTA DE SISTEMA DE RECOLECCIÓN, DRENAJE Y EVACUACIÓN DE ESCORRENTÍA SUPERFICIAL DE AGUA LLUVIA EN EL ÁREA DE DESLIZAMIENTO DE TIERRA
- 5.1.4 OBRAS PROPUESTAS, PERFIL SOBRE EJE DEL DESLIZAMIENTO
- 5.1.5 PLANTA Y PERFIL LONGITUDINAL DEL EJE SURESTE. SISTEMA DE RECOLECCIÓN, DRENAJE Y EVACUACIÓN DE ESCORRENTÍA SUPERFICIAL
- 5.1.6 PLANTA Y PERFIL LONGITUDINAL DEL EJE ESTE. SISTEMA DE RECOLECCIÓN, DRENAJE Y EVACUACIÓN DE ESCORRENTÍA SUPERFICIAL
- 5.1.7 SECCIONES TRANSVERSALES
- 5.1.8 OBRA DE PASO "QUEBRADA EL PLAYÓN" EN CARRETERA CHA 6N, CANTÓN EL ZAPOTAL
- 5.1.9 DETALLES TÍPICOS

VER PLANOS AL FINAL DEL LIBRO

ANEXO 5.2

MAPA DE SUSCEPTIBILIDAD A DESLIZAMIENTOS

VER PLANOS AL FINAL DEL LIBRO

ANEXO 5.3

DISEÑO PRELIMINAR DE BARRERA FLEXIBLE DE RETENCION GEOBRUGG AG – GEOHAZARD SOLUTIONS

Quebrada LA BURRERA, Chalatenango Propuesta Pre-Diseño / Diseño Conceptual (v1)



Proyecto: Mitigación de riesgo por flujos de detritos para la propuesta de control de erosión de la cárcava qda. Cerro La Burrera, Chalatenango. (LaBurrera_120816-SV)

Preparado para: Ing. Jorge Luis Chicas. EL SALVADOR

Contenido

1	Introducción	3
2	Vista general: Barreras dinámicas contra flujos de detritos	5
2.1	Resumen	5
2.2	Antecedentes y experiencia	6
2.3	Componentes de los sistemas	13
2.4	Los parámetros para el dimensionamiento.....	15
2.5	Conclusiones	17
3	Solución propuesta.....	18
3.1	Situación de partida y criterios de proyecto.....	18
3.2	Análisis	20
3.3	Concepto de mitigación	22
3.3.1	Barrera flexible contra flujos de detritos en la prog: 0+905 (Sitio 1).....	24
3.4	Adaptabilidad de las barreras tipo UX/VX a las condiciones locales.....	27
4	Casos históricos: Barreras tipo UX / VX contra flujos de detritos.....	29
5	Especificación técnica de barrera dinámica contra flujos de detritos	49
6	Garantía de calidad (para materiales GEOBRUGG).....	51
7	ANEXO	54
7.1	Principio del sistema UX180-H6 y su anclaje	54
7.2	Fuerzas transmisibles por anclajes (valores experimentales de práctica)	56
7.3	(Pre-)dimensionado con DEBFLOW® para barrera tipo UX180-H6	57
7.4	Condiciones generales de venta y suministro	61

1 Introducción

Los riesgos provocados por desprendimientos de rocas, el deslizamiento del terreno en taludes inestables y flujos de detritos sobre áreas potenciales donde pueden causar daños a personas y bienes materiales son comunes a la actividad humana en general y a la actividad industrial, especialmente aquella que está condicionada a un entorno natural con restricciones orográficas (zonas de montaña). Esto puede observarse con frecuencia en carreteras de montañas, explotaciones mineras a cielo abierto, **poblados ubicados a los pies de elevaciones orográficas**, centrales generadoras hidroeléctricas, oleoductos y gasoductos ubicados en cañones y desfiladeros de ríos.

Dependiendo de las condiciones particulares, los riesgos provocados, por las causas anteriormente señaladas, pueden ser eliminadas mediante el empleo de **sistemas pasivos (barreras dinámicas de alto rendimiento)** interpuestas convenientemente entre el foco de amenaza y la zona donde se desarrolla la actividad humana o instalación que se debe proteger, o mediante **sistemas activos (sistemas flexibles estabilizadores de alta resistencia en combinación con anclajes)** que actúan directamente sobre el foco de amenaza para impedir su movimiento.

Las temporadas de lluvia cada año en las zonas tropicales presentan abundantes precipitaciones que afectan principalmente los cursos de agua que descienden del Cerro La Burrera en Chalatenango, Como consecuencia de las intensas lluvias y la saturación del suelo, se activan los mecanismos de deslizamiento de tierras, desprendimiento de rocas y arrastre de material suelto y vegetación en medio acuoso, lo que ocasiona que los aluviones que descienden de las zonas elevadas a través de los torrentes **afecten la infraestructura por efectos de erosión, socavación y daño** de todo lo que encuentran a su paso; causando daños materiales, poniendo en riesgo vidas humanas, el balance ecológico, el suministro de energía y la destrucción de la infraestructura afectada. En el caso particular de la Qda. Del Cerro La Burrera, el arrastre durante las crecidas de materia vegetal y suelo superficial pone en riesgo **la infraestructura y las vidas de los habitantes en la zona de deposición al piedemonte del Cerro La Burrera.**

Teniendo en cuenta **el alto riesgo de los flujos de detritos y madera**, los requerimientos de alto nivel a la **seguridad y al control de este fenómeno peligroso**, se establece la necesidad de un sistema de protección **confiable, probado** en varios proyectos y ensayos de campo y desarrollado conforme a la norma vigente para barreras dinámicas. Esto con el objeto de prevenir consecuencias graves desde el punto de vista material, financiero y de seguridad y a la vez solucionar completamente los problemas a largo plazo.

Estos sistemas diseñados por GEOBRUGG para retener flujos de detritos **tienen por objeto interceptar, retener y reducir la energía final del flujo acuoso - denso (debris flow-madera)** con el objetivo individual o combinado de **reducir la capacidad erosiva y/o destructiva del flujo reduciendo la carga en suspensión** hasta la proporción mínima de agua turbia no erosiva.

La experiencia de GEOBRUGG en varios países de **Sudamérica, Norte América, África, Asia, Australia, Nueva Zelanda y Europa**, demuestra que los sistemas GEOBRUGG® tienen un comportamiento ideal para la protección contra las diferentes amenazas de la naturaleza.

GEOBRUGG se fundó en Suiza en **1951** y desde sus comienzos como hasta ahora, su **único campo de acción es la prevención de riesgos ocasionados por la naturaleza**. En 1970 pasó a formar parte del **grupo Suizo BRUGG** al que pertenecen también otras compañías líderes en el negocio de la fabricación y comercialización de cables en sus diferentes variedades.

GEOBRUGG, **certificado por ISO 9001:2008 (IQNet y SQS)**, es la mayor empresa y **líder mundial** entre las dedicadas completamente a la prevención de riesgos. Se caracteriza fundamentalmente por ser la empresa líder en el desarrollo de estos sistemas, lo que se demuestra por las numerosas patentes obtenidas, (por ejemplo: la de la red de anillos y la del concepto RUVOLUM[®] entre otras), por tener un departamento propio de **investigación y desarrollo (I+D)** que coopera con diferentes **institutos y universidades independientes, internacionales y de prestigio** y por ser la única empresa que: diseña, fabrica, comercializa e instala sus propios sistemas de alta tecnología de ingeniería. Este es un hecho relevante que nos permite no solo controlar eficazmente la calidad de los productos sino también conocer a la perfección el comportamiento de los materiales, sus límites y prestaciones, además de estar continuamente actualizados con datos que nos permiten ofrecerles la **solución óptima y confiable** en base de un **propio (pre-)diseño propuesto** y siempre estar a la punta del conocimiento tecnológico y metodológico.

En este momento **GEOBRUGG está presente en 52 países**, ha realizado **proyectos en más que 48 países** y cuenta con fábricas propias en Suiza, Estados Unidos, Japón, China y Australia.

2 Vista general: Barreras dinámicas contra flujos de detritos

2.1 Resumen

El arrastre de detritos o debris flow es una combinación de fenómenos naturales que se dan como consecuencia de inundaciones o de ocurrencia de fenómenos meteorológicos con períodos de retorno muy altos, suelen ser fenómenos excepcionales aunque en algunos lugares se da con relativa frecuencia. Consiste básicamente en el arrastre por un torrente de agua de materiales sueltos, granulares y tierra o lodo, restos de vegetación y en ocasiones troncos de árboles, a través de los cauces naturales del terreno. Al igual que los desprendimientos de rocas el flujo de detritos actúa de forma dinámica, pero a diferencia del primero el impacto no es puntual y con acción de carga muy diferente. Por ende, estos dos fenómenos mencionados son totalmente diferentes y no deben ser comparados de ninguna manera. Además, habitualmente los eventos de desprendimiento de rocas suelen ser sucesos aislados, mientras que el flujo de detritos ocurre en varias oleadas.

La experiencia en la práctica mostró que se requieren sistemas flexibles, especialmente adaptados para mitigar o protegerse contra el fenómeno de flujo de detritos o de lodo, porque el proceso del impacto es totalmente diferente (incluso esfuerzos distintos y mayores) a un impacto contra caídas de rocas.

Por la complejidad de la problemática, GEOBRUGG AG junto con instituto prestigioso WSL Suiza, internacionalmente reconocido y acreditado han realizado los trabajos necesarios para el desarrollo de barreras flexibles y con base en redes de anillos tipo ROCCO[®] contra la amenaza de flujos de detritos:

1. Investigaciones detalladas de parámetros relevantes
2. Desarrollo de un concepto de diseño (modelo numérico) para un sistema específico
3. Calibración y verificación del modelo numérico (elementos finitos discretos) con **ensayos y pruebas a escala real bajo supervisión calificada y con experiencia (WSL, Suiza)**
4. Desarrollo de un concepto de dimensionado apropiado considerando el impacto dinámico por masa distribuida, el proceso de llenado y de desborde ("overflow")

La experiencia muestra que volúmenes de flujos de detritos hasta ...1'000...2'000... m³ (dependiendo de la inclinación y de la geometría del terreno y de la altura del sistema) pueden ser detenidos usando barreras flexibles, compuestos por redes de de anillos de alambre de acero de alta resistencia ($f_y \geq 1'770 \text{ N/mm}^2$). Para tales casos, se ha podido corroborar que estos sistemas flexibles son una alternativa verdadera y ventajosa a sistemas rígidos, debido a su eficiencia y su gran capacidad de deformación, ideal para parar impactos dinámicos. Debido a la construcción ligera de las barreras flexibles, no requieren de ejecución de caminos de acceso, por lo que son fáciles de instalar y de mantener (respectivamente limpiar) y su costo en general es razonable y favorable comparado a estructuras rígidas.

Las barreras VX / UX pueden ser utilizadas para diferentes fines:

- Contención de flujos de detritos
- Detención de flujos de detritos activos
- Retención de componentes sólidos dentro del flujo para proteger infraestructuras
- Separación del agua y del material sólido, para evitar congestión o bloqueo de obras de fábrica.

Control hidrográfico:

- Sustitución de diques de concreto
- Reducción pasiva de la energía erosiva del flujo

- Instaladas en serie de varias barreras en forma escalonada, permite modificación de la pendiente media.
- Ventajas por el costo de instalación en zonas de difícil acceso.

Las barreras dinámicas de anillos de acero son transparentes y encajan mejor en paisaje que las estructuras masivas de concreto o de acero. El empleo sistemático y concienzudo de este tipo de soluciones, no solo en la prevención de los efectos de este tipo de fenómenos sino también en la corrección de causas, constituye una herramienta que está a la punta de la tecnología de ingeniería y que es muy eficaz ante este tipo de fenómenos que suelen tener graves consecuencias.

La experiencia de GEOBRUGG en varios países del mundo demuestra que las barreras dinámicas flexibles del tipo GEOBRUGG UX/VX ROCCO[®] tienen un comportamiento ideal para la detención de este tipo de carga dinámica, debido a su alta resistencia y su alta capacidad de deformación.

2.2 Antecedentes y experiencia

Tras el exitoso resultado de la introducción de la red de anillos ROCCO desde hace varios años en los sistemas de protección contra desprendimientos de rocas y árboles, y como consecuencia de la necesidad del control de avalanchas de materiales arrastrados por la acción del agua (rocas, lodo, árboles, etc.), GEOBRUGG se dio a la tarea de estudiar las posibilidades de colocar debidamente arriostradas, este tipo de redes dentro del cauce natural de dichos flujos, consiguiendo con ello detener los materiales pesados y peligrosos del mismo y dejando pasar el agua.

En febrero de 1995 un fenómeno de un de 60m³ fue detenido por una barrera instalada por GEOBRUGG (BCPI) en Oregon, California, EEUU. Con resultado de este evento se llevaron a cabo estudios por parte del Centro de Investigaciones Geológicas de los Estados Unidos (USGS), con la participación de la Universidad Politécnica de California (CALPOLY) y el Departamento de Transporte de California (CALTRANS). Se probaron flujos de detritos en diferentes condiciones, en un canal de hormigón de 95 m de largo y 2 m de ancho, con una pared lateral de 1.2 m de altura, los 88 m superiores con una pendiente del 30° y los 7 m finales del 3°.

Se realizaron 6 series de ensayos con flujos de 10 m³ aproximadamente y velocidades de impacto entre 5 y 9 m/s, la composición del flujo fue de 24% de material granular, 74% de arena y 2% de arcilla. Los ensayos demostraron que la red de anillos tiene un comportamiento excepcional, para la retención de materiales, solo el 0.05% del material traspasó la barrera. Esto es importante principalmente si hay un camino que tiene que ser protegido y tiene que estar operativo todo el tiempo. Los elementos de freno funcionaron bien, sólo los anillos del borde sufrieron deformación plástica, los cables de soporte y los postes no sufrieron daño alguno.



Eventos flujo de detritus en Japón y Austria.

En 1998 se instaló un sistema RX-150 en Aobandani, Japón que detuvo un flujo de detritos de 750 m³ (figura de la izquierda). La deflexión máxima del sistema estuvo entre 2 y 3 m y la altura efectiva fue de 3.5 m (la altura original de la barrera era de 5 m). Después de limpiar la barrera solo fue necesario reponer los elementos de frenado, los cables de soporte y la red ROCCO® no sufrieron ningún desperfecto.

En marzo de 2000 ocurrió un evento similar en Seewalchen, Austria (figura de la derecha), esta vez la barrera tipo RX-075 fue capaz de contener un flujo de detritus y troncos de árboles, la altura remanente de la barrera tras el impacto fue de 2 m de los 3 m con que contaba inicialmente, la deflexión del sistema fue de unos 2 m. Para reactivar la barrera solo fue necesario limpiar el trasdós y reponer los elementos de frenado, los cables y la red ROCCO no sufrió ningún desperfecto.

En Noviembre de 2001 en Fikushima, Japón, ocurrió un deslizamiento de nieve de un volumen de 400 m³, detenido por una barrera RX-075.



Barrera RX-075, Fikushima, Japón

En 2002 en Japón se realizó el proyecto Tabata, el cual ha soportado eventos (que han sido monitoreados) de más de 3'000 m³ de bloques y lodos. El diseño del anclaje al terreno mediante el bloque de hormigón como el que muestra la figura siguiente, no es aceptable en muchos países por razones ambientales.



Tabata. Japón

Tras las tormentas del invierno de 2002 en Santa Cruz de Tenerife en Las Canarias, se diseñó una solución de contención mediante dos barreras con capacidad de contención de 850 m³.



Barranco de Casalón. Tenerife. España.

En 2004 se instalaron en el puerto Gaviota en el Sur de California, Carretera 101, barreras para la contención de flujos, en Junio ocurrió un evento que arrastró un volumen 300 m³, que fue contenido con éxito por la instalación.

En Suiza, entre los años 1972 y 2002, 517 impactos de flujos de detritus fueron registrados, llegando a 20 muertos y costos de CHF 360 millones de daño. Como medida de investigación para entender los fenómenos y riesgos y para optimizar los sistemas de protección, un sitio de ensayo de importancia nacional e internacional fue implementado en el valle "Illgraben", situado en los Alpes de Suiza. Allí, durante los últimos 100 años, eventos periódicos de flujos de detritus han sido registrados (5 – 6 por año). El último impacto tuvo lugar el 18 de Mayo 2006 con un volumen de aproximadamente 15'000m³ en total (con una densidad del material de 1'500 – 1'800 kg/m³). La barrera tiene una capacidad de 1'000 m³.



Illgraben, Suiza (2006).



Merdenson / Suiza (2006): 3 barreras con concepto "multi-nivel", vista hacía aguas abajo



Merdenson / Suiza (2007): 3 barreras (2 x tipo UX, 1 x tipo VX) con concepto "multi-nivel" después de impactos por 2 flujos de detritus en enero y marzo 2007, vista hacía aguas abajo



Merdenson / Suiza (2007): Ejemplo exitosa para la protección de un puente aprox. 400 m más abajo en la cuenca y de la sustitución económica de estructuras de concreto ("checkdams"), vista hacía aguas arriba



Illgraben, Schwelle 25 / Suiza (2007): Otro ejemplo para sustitución exitosa de una estructura de concreto como primer paso para poder corregir la dirección del caudal hacía la derecha y proteger la ladera izquierda de erosión. Con esta finalidad se planifica una segunda barrera (con forma triangular), colocada de manera sesgada y arriba de la primera barrera.



Illgraben, Schwelle 25 / Suiza (2007): Vista de la barrera ya instalada y después de 2 impactos diferentes



Milibach, Halisberg / Suiza (2008): barreras multinivel, 13 barreras diseñadas para contener más de 10.000 m³ de detritos..



Erill y Port-Ainé, Cataluña / España (2010): Con las precipitaciones del pasado 22 de Julio, la barrera de Erill retuvo 1.400 m³ de detritos, mientras que las barreras multinivel de Port-Ainé contuvieron en conjunto más de 20.000 m³ de detritos (marca mundial en su tipo).

2.3 Componentes de los sistemas

Los sistemas GEOBRUGG UX / VX de protección contra flujos de detritos están basados en las barreras de protección con redes de anillos tipo ROCCO®, aprobados y certificados por una prestigiosa institución de investigaciones, especialista en el tema de flujos de detritos (Instituto Federal de Investigaciones Forestales, de Nieve y Paisaje. WSL, Suiza).

Debido a la carga de flujos de detritos son necesarias algunas adaptaciones respecto a los sistemas RXI (barreras contra caídas de rocas):

- Cables de soporte de mayor dimensión, frenos con mayor capacidad de absorción de energía.
- Anclajes de mayor capacidad resistente.
- Protección adicional de los cables y anillos de la red ROCCO contra la abrasión.
- Posibilidad de ajuste a diferentes geometrías de cauce.
- Concepto de diseño y dimensionado diferente y adaptado a este caso de carga por flujo de detritos

Como las barreras son permeables por su construcción, el fluido con carga granular que impacta dinámicamente es absorbida como consecuencia de la retención de los sólidos de mayor tamaño y la decantación de materiales finos más agua. La tarea de la red de anillos es de llevar la carga a los cables de soporte. El impacto dinámico del flujo de detritos es principalmente absorbida por la red de anillos ROCCO®, los elementos de freno y los anclajes de cable espiral. La red de anillos ROCCO tiene una capacidad probada contra carga dinámica y tiene por lo tanto capacidad ideal para detener impactos de flujo de detritos de tipo granular, porque en la mayoría de los casos, la mayor parte de los bloques de mayor dimensión son transportados por delante del mismo. Ensayos realizados han demostrado que la unión entre anillos de red ROCCO® es mucho más fuerte que las grapas de unión en los paños de red de cable, que algunos fabricantes de barreras plantean como alternativa.

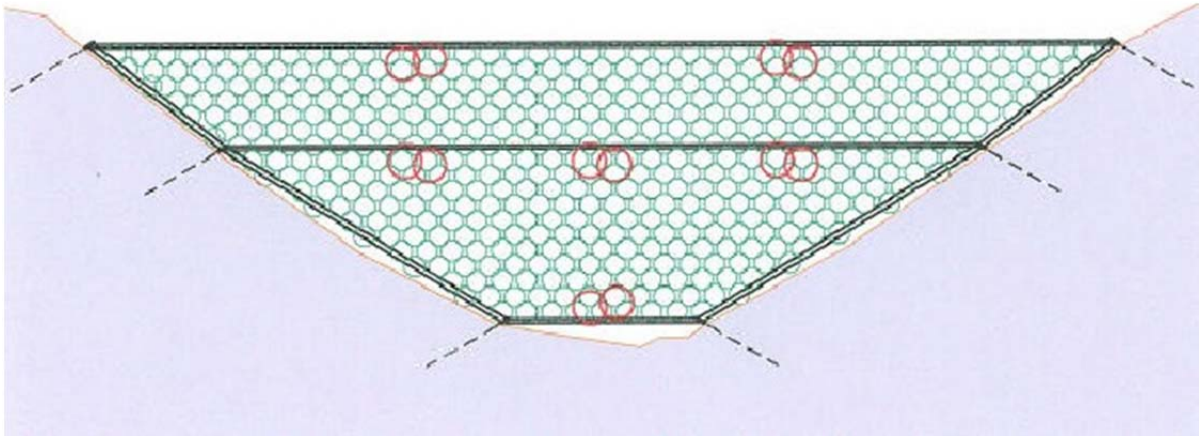
Para la ubicación de la barrera debe ser escogida una sección transversal tipo. La inclinación debería ser la menor posible para reducir la velocidad de impacto y ampliar la capacidad de retención.

La zona de cimentación para los anclajes de la barrera tiene que ser suficientemente estable para soportar las cargas transmitidas; normalmente no hay que tomar medidas de protección adicionales.

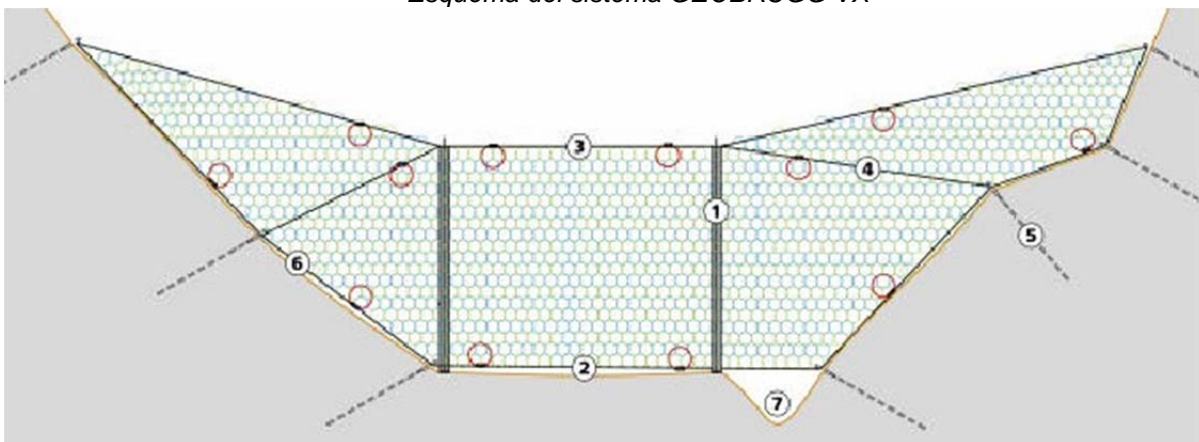
Los elementos de freno que han trabajado (deformación plástica) tienen que ser reemplazados. Dependiendo del caso, este es el principal elemento que habitualmente hay que sustituir después de acontecimientos de mayor energía. Si la barrera es diseñada para permanecer llena de detritos, las cargas estáticas y la corrosión tienen que ser consideradas.

La gama de empleo de los sistema de protección contra el flujo de detritos UX / VX está limitada por un volumen máximo de aproximadamente 1'000 m³ en terreno inclinado y una velocidad de flujo máximo de aproximadamente 5 a 6 m/s y una altura de flujo con bloques en orden de 2 a 3 m.

Las barreras deben ser comprobadas con regularidad. A lo menos, recomendamos una inspección inmediata de la barrera después de acontecimientos de mayor energía o de mayor volumen. Principalmente, hay dos posibilidades: limpiar la barrera (que es fácil de practicar cuando hay facilidades de acceso al sitio) o renunciar a una limpieza (una vez llena funciona como un disipador de energía para futuros eventos).



Esquema del sistema GEOBRUGG VX



Esquema del sistema GEOBRUGG UX

- | | |
|--------------------------------|------------------------------------|
| 1. poste de acero | 5. anclaje de cables flexible |
| 2. cable de soporte inferior | 6. cable perimetral lateral |
| 3. cable de soporte superior | 7. Aliviadero para descarga normal |
| 4. cable de soporte intermedio | |

2.4 Los parámetros para el dimensionamiento

Estimación del volumen que puede llegar a la protección:

La estimación del volumen que puede llegar a la barrera se realiza a partir de la combinación de los datos topográficos con que se cuente, la experiencia y la observación in situ de las características del emplazamiento, las contenciones flexibles son capaces de retener volumen en el entorno entre 100 m³ y 1'000 m³ en un terreno inclinado. En terreno plano (con inclinaciones < 10°) puede ser más, dependiendo de las fuerzas estáticas que actúan sobre el sistema.

Determinación del caudal

Para la determinación del caudal se puede emplear la expresión de Mizuyama, esta expresión permite obtener el valor del flujo a partir de una clasificación, entre flujo granular y fino, en general se utiliza la expresión para terreno granular, porque se obtienen valores mayores lo cual ubica el análisis en el lado de la seguridad.

Determinación de la velocidad del flujo

En general para estimar este parámetro se recurre a la expresión de Rickenmann que propone una relación entre el caudal y la velocidad del mismo, a partir de la pendiente del curso.

La norma japonesa sugiere el empleo de la expresión de Manning-Stricker para la determinación de la velocidad del flujo.

La profundidad del flujo se calcula utilizando la sección transversal y la descarga máxima.

Masa activa del material que traslada el flujo

Como consecuencia de la composición del flujo y de la permeabilidad de la barrera, se produce un lavado durante el impacto, por tanto no toda la masa que el flujo tiene es detenida, el peso efectivo se determina bajo el supuesto que sólo esta parte del flujo actúa dinámicamente y que se llena la barrera con detritus entre el momento de contacto y el tiempo en que ocurre la máxima deflexión de la red de anillos. El material que se traslada normalmente es heterogéneo y tiene densidad variable, en general se puede tomar como valor medio empírico una densidad hasta los 23 kN/m³ (2.300 Kg/ m³).

En los ensayos realizados en Oregon y en Suiza, el tiempo de frenado fue medido. Estos valores dependen del tipo de materiales de arrastre.

Determinación de carga dinámica

Con los valores de masa activa, de velocidad y la deflexión máxima observada en campo se puede determinar la carga dinámica del flujo en contacto con la barrera, y con base en esto incluso distribución y tiempo de carga se propone la solución dentro del rango de soporte de los componentes del sistema UX/VX.

Esta metodología se ha establecido en el marco de un proyecto de KTI (Comisión para la Tecnología y la Innovación, Suiza), donde se ha creado un programa especial de ordenador simular el impacto de flujos de detritus exclusivamente en barreras flexibles tipo GEOBRUGG UX/VX ROCCO®. En este proyecto ha participado GEOBRUGG y en el han colaborado el ETH de Zurich (Instituto Federal de Tecnología, Suiza) y el WSL de Birmensdorf (Instituto de Investigación para el Bosque, la Nieve y el Paisaje, Suiza).

El programa se denomina FARO. El correspondiente modelo numérico y ha sido verificado y calibrado con datos de ensayos a los componentes por separado, en el laboratorio y al sistema

de la barrera UX/VX ROCCO[®] completo a escala natural. Se cuenta con instalaciones monitoreadas, que permiten medir la densidad, velocidad y volumen del flujo.

Para los casos más generales y comunes, también GEOBRUGG ha desarrollado el programa DEBFLOW v.1, el cual permite con suma facilidad determinar la barrera más adecuada de acuerdo a las características geométricas del cauce e hidráulicas propias del evento esperado (Wendeler, 2008).

2.5 Conclusiones

Los cálculos preliminares y las simulaciones de ordenador muestran que los flujos de detritus con volumen hasta 1'000 m³ (o más – dependiendo de la inclinación y de la geometría del terreno) pueden ser detenidos usando barreras flexibles de redes de anillos tipo GEOBRUGG UX/VX ROCCO®. Para tales casos, se ha podido corroborar que estos sistemas flexibles, compuestos por redes de de anillos de alambre de acero, son una alternativa verdadera a sistemas rígidos, debido a su gran capacidad de deformación, ideal para parar impactos dinámicos. Debido a la construcción ligera de las barreras flexibles, no requieren de ejecución de caminos de acceso, por lo que son fáciles de instalar y de mantener (respectivamente limpiar) y su costo en general es razonable.

Las barreras VX / UX pueden ser utilizadas para dos fines:

- Contención de flujos de detritus
- Detención de flujos de detritus activos
- Retención de componentes sólidos dentro del flujo para proteger infraestructuras
- Separación del agua y del material sólido, para evitar congestión o bloqueo de obras de fábrica.

Control hidrográfico

- Sustitución de diques de hormigón
- Reducción pasiva de la energía erosiva del flujo
- Instaladas en serie de varias barreras en forma escalonada, permite modificación de la pendiente media.
- Ventajas por el costo de instalación en zonas de difícil acceso.

La ubicación de estaciones de observación en zonas de alta frecuencia, es imprescindible para la calibración de los modelos de dimensionamiento de las barreras a escala real, así como para conocer las características del flujo y poder transferir los resultados en áreas de similar comportamiento. La medición de las solicitaciones también permite corregir el dimensionamiento del sistema de anclajes y evidentemente el comportamiento del conjunto de barreras tipo GEOBRUGG UX/VX ROCCO®, ante cargas casi-estáticas.

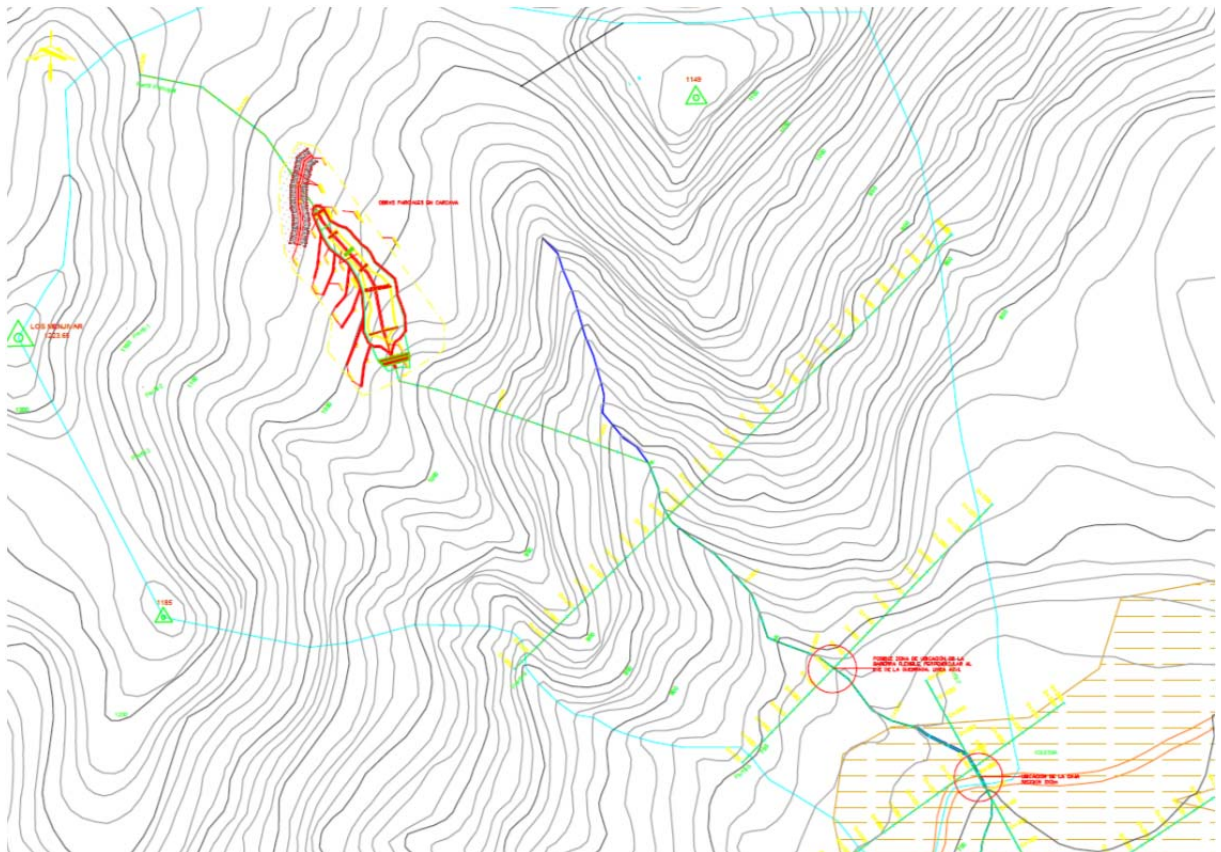
Las barreras dinámicas de anillos de acero son transparentes y encajan mejor en paisaje que las estructuras masivas de hormigón o de acero. El empleo sistemático y concienzudo de este tipo de soluciones, no solo en la prevención de los efectos de este tipo de fenómenos sino también en la corrección de causas, constituye una herramienta novedosa y muy eficaz ante este tipo de fenómenos que suelen tener graves consecuencias.

3 Solución propuesta

3.1 Situación de partida y criterios de proyecto

La solución de este capítulo se funda principalmente en lo siguiente que hemos recibido entre el 13 y 15 de Agosto del presente año:

- **Requerimiento y alcance:**
 - Mitigación de amenaza por un flujo de lodo y bloques (mitigación de riesgo por “flujos de detritos”) a estructuras (como el cajón de drenaje de 2m x 2m) y viviendas ubicadas en el poblado aguas abajo, para lo cual la barrera flexible debe retener los detritos para posteriormente ser removidos durante las labores de mantenimiento posteriores al evento.
 - *Dejamos constancia al siguiente: Por la mayor magnitud del fenómeno en la zona de proyecto, una sola barrera nunca podría retener todo el volumen de impacto o su mayor parte. Varias barreras escalonadas en concepto “multi-nivel” podrían proveer un mayor factor de seguridad y respaldo de intervención para las poblaciones comparado a un solo sistema. Cada sistema tiene sus límites y por ende el alcance de este proyecto es una “mitigación” (y no una protección).*
- **Documentación:** [1] Plano topográfico del sitio (Marzo 2011), comentarios generales realizados por el Ing. Jorge Luis Chicas Cienfuegos (Agosto 2012), fotografías del cauce (Agosto, 2012).
- **Situación:**



- **Descripción / fotografías del sitio:**



Vista aguas arriba de la vía (izq.) y vista en la cabecera (der.) de la qda. en el Cerro La Burrera



Vista de los detritos arrastrados por el flujo (izq.) y tamaño del máximo bloque arrastrado por el flujo (der.).

- **Parámetros de diseño en base a información suministrada:**

- Ubicación: 200 m aprox. aguas arriba del cajón
- Ancho del canal en la base: 10,00 m
- Ancho superior del canal: 25,00 m
- Altura del canal drenaje central: 4,00 m
- Inclinación promedio del talud derecho: 30°
- Inclinación promedio del talud izquierdo: 20°
- Inclinación canal en la barrera: 32% (18°)
- Volumen estimado máximo del flujo: 10.000 m³ en total por evento (para la barrera a máxima capacidad)

3.2 Análisis

En base de la información obtenida se analizaba la situación y sus medidas posibles de siguiente manera:

Observación sobre el nivel de diseño de la barrera dinámica:

La topografía a disposición está en una escala demasiado grande como para establecer una sección transversal del sitio de la barrera con precisión, así que la configuración de la barrera propuesta en el presente reporte es con fines de desarrollar el concepto de la solución. Debido a la falta de una precisión topográfica adecuada, el sitio de emplazamiento de la barrera podría desplazarse aguas arriba en fase del diseño final. **Para poder desarrollar la configuración final de la barrera para su implementación, es imprescindible visitar el sitio, midiendo y replanteando la barrera con el fin de tener las cantidades precisas para su instalación.**

Selección del sitio para la barrera dinámica:

Recomendamos plantear una primera barrera en el sitio a 200 m aproximadamente aguas arriba del cajón por diferentes razones:

- Sección transversal favorable por su geometría dada, es decir, dentro de una recta y una pendiente suave.
- El sitio se encuentra en un sector de ancho que permite emplazar la barrera, sin embargo se debe comprobar si existe otro emplazamiento donde el área de la barrera sea la menor posible y por ende el costo de la solución.
- El sitio es de fácil acceso; lo que facilita el transporte del material, la instalación del sistema, y la inspección y mantenimiento del sistema después de un evento mayor.
- Por encima de la sección cubierta por la barrera, existen laderas naturales del cauce, lo que permite que una vez que la barrera se llene, la crecida no se va a desbordar hacia los laterales.

Límites en la aplicación de la barrera:

- El volumen estimado (por el Ing. Chicas) de material transportado desde la cabecera de la quebrada en el Cerro La Burrera es de 10.000 m³. Esto significa que es un volumen mucho mayor al que puede retener una sola barrera, así que la barrera tendría un papel de mitigación del evento esperado, para aumentar la capacidad total de retención se debería emplear el concepto de barreras multinivel (varias barreras emplazadas consecutivamente sobre el cauce). Cada sistema tiene sus límites técnicos, lo cual es principalmente delimitado por los parámetros y valores listados más abajo.
- La altura del canal (4,00 m) limita de entrada la altura máxima de la barrera a emplear.
- La presencia de una matriz arcillosa de alta plasticidad con bloques de roca embebidos en esta, ocasionan un inadecuado anclaje a la barrera flexible, por tanto los anclajes deben ser largos y protegerse de la erosión de las paredes del cauce.

Requerimientos a la capacidad de la barrera:

- Además, considerando la importancia de este proyecto y el alto riesgo debido a la amenaza a los habitantes de la zona que esto representa, recomendamos respetar un criterio conservador empleado en el diseño.
- Por ser el ancho > 15 m de la sección transversal en la cota de los cables horizontales de soporte se requiere un sistema de tipo "UX", es decir con postes.

Amenaza y parámetros de (pre-)dimensionado:

En función de las conclusiones y experiencia en situaciones semejantes, tomamos en cuenta los siguientes parámetros estimados (*→ a verificar*):

- Sección según visita / plano [1] $L_{\text{superior}} = 25 \text{ m}$, $L_{\text{inferior}} = 10 \text{ m}$, $A_{\text{sistema}} = 4,5 \text{ m}$ ($A_{\text{efectiva}} = 4 \text{ m}$)
- Impacto dinámico por fenómeno de flujo de detritos con volumen máx. total " V_{tot} " (valor estimado "Volumen Material Flujo") y "Pendiente" adoptada de $32\% = 18^\circ$ [1]) por evento de:
 - $V_{\text{tot}} = 10'000 \text{ m}^3$ Pendiente: 18°
- Número de empujes: "N" con volumen máx. individual de " V_{N1} " [m^3] (estimado) en primer empuje del proceso de impacto:
 - $N = 5$ $V_{N1} = 2'500 \text{ m}^3$ (Nota: valor estimado con incremento FS)
- Casos de carga para abscisa indicada:
 - Flujo mixto / granular con densidad máx. de $2'100 \text{ kg/m}^3$
 - Flujo de lodo con densidad máx. de $1'700 \text{ kg/m}^3$
- Pico máx. de descarga de " Q_p " [m^3/s] del flujo de detritos:
 - $Q_p = 60 \text{ m}^3/\text{s}$
- Altura máx. del flujo de " $h_{fl,1}$ " [m]:
(Nota: sólidos individuales transportados con Diámetro_{máximo} de 1.0 m adoptado)
 - $h_{fl,1} = 1 \text{ m}$
- Velocidad máx. de impacto del flujo " $v1$ " [m/s]:
 - $v1 = 6.7 \text{ m/s}$

Metodología:

En base del perfil tipo y de la descripción general dada se realizaron cálculos de pre-dimensionado aplicando el concepto DEBFLOW® (véase anexo).

Observaciones generales:

Estructuras de concreto no son aptas para impactos dinámicos ($W = d \times F$) por su capacidad muy limitada contra impactos dinámicos por flujos de detritos con máx. velocidad de impacto admisible menor a máx. 2 m/s con cimentación mayor y pre-llenado parcial); además no existe un modelo / concepto adecuado de dimensionamiento ni en caso de impactos dinámicos y desborde, ni en caso de flujos de detritos o de lodo.

→ Ejemplo que demuestra las fuerzas enormes generados por flujo de detritos y fallas de estructuras rígidas por impactos dinámicos:



3.3 Concepto de mitigación

Los sistemas de barreras flexibles de red de anillos se han revelado progresivamente como una solución válida y reconocida que combina aspectos como respeto al medio ambiente, facilidad de instalación y limpieza (si se desea) con costos razonables y confiabilidad. En base a estudios a escala real y proyectos ejecutados, las barreras flexibles contra flujo de detritos han probado su alto desempeño. El concepto del dimensionamiento es según Rickenmann, Roth et al. (2001) y Wendeler (2008).

Básicamente, la barrera tiene por objetivo **reducir el potencial de destrucción del flujo y acortar su alcance, retener el material sólido** y ser **permeable para el agua y flujos muy lodosos y líquidos**.

Comparado a estructuras rígidas, las **barreras flexibles** tienen **ventajas significativas**:

- Sistema reconocido, cuyo desempeño ha sido aprobado en base de un dimensionado que está a la cabeza del conocimiento tecnológico y metodológico.
- Costo-eficiencia y beneficio alto (“return on investment”) gracias a ahorros por prevención o mitigación de daños respectivamente)
- Sistema ligero con alta resistencia y alta eficiencia
- Costos más bajos para transporte e instalación (también en áreas con acceso difícil)
- Fácil de instalar con maquinaria ligera
- Fácil de limpiar (si se desea) → costos bajos del mantenimiento
- Respeto el medio ambiente y el paisaje

Básicamente, criterios para la **posición** de una barrera son:

- Perfil / geometría del terreno
- Optimización de de la línea básica de la barrera de acuerdo con las posibilidades técnicas
- Calidad de subsuelo para anclajes
- Acceso lo más fácil que posible

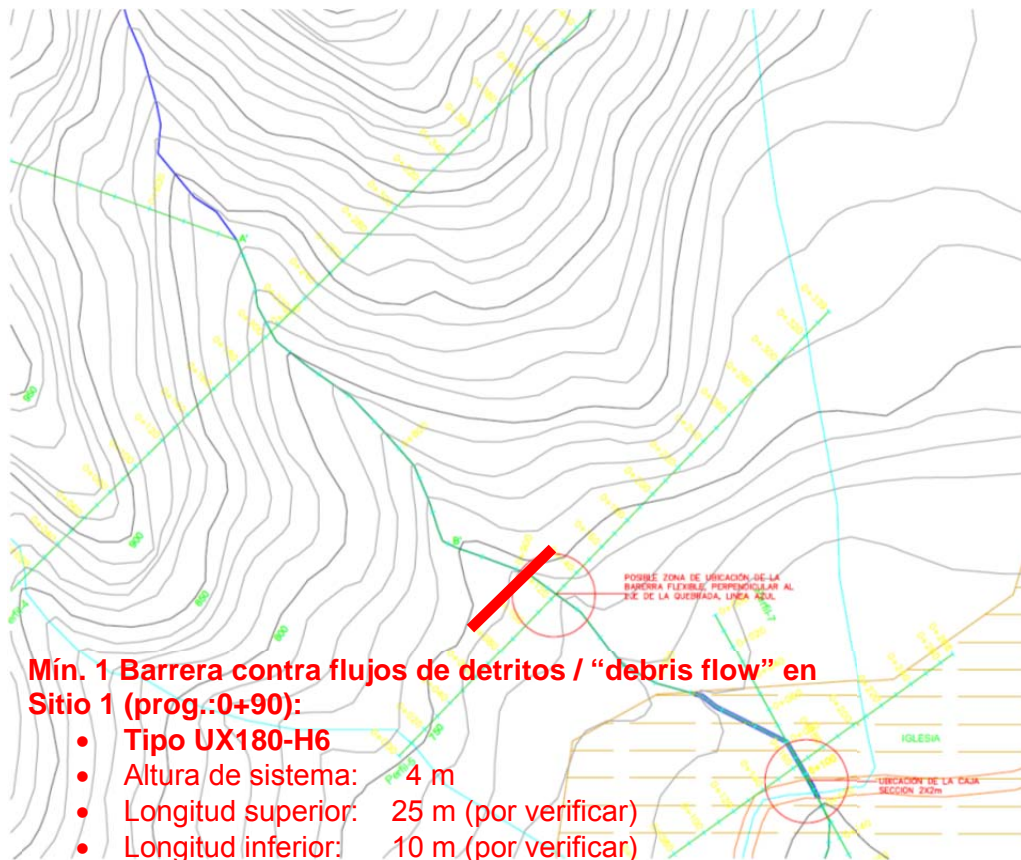
En general, los pasos para una **instalación** son:

- Replanteo de posiciones de anclajes
- Perforación y colocación de la lechada de cemento y de los anclajes de cable espiral
- Perforación y colocación de lechada de cemento y de los pernos GEWI para base de poste (solamente para sistemas tipo "UX")
- Construcción de base para poste (solamente para sistemas tipo "UX")
- Instalación de placa de base a los pernos GEWI y la instalación del poste con cables de retención (solamente para sistemas tipo "UX")
- Fijación de los cables de soporte de la barrera a los anclajes de cable espiral
- Instalación de la red de anillos y (si se requiere) de la malla suplementaria

3.3.1 Barrera flexible contra flujos de detritos en la prog: 0+905 (Sitio 1)

Tipo de sistema propuesto:	Barrera UX180-H6 (con postes)
Volumen efectivo de retención:	Aprox. en orden de 1.000 m ³ (→ a verificar en base de la geometría dada del terreno)
Capacidad de barrera:	De acuerdo con los parámetros utilizados para el calculo de dimensionado, es decir: La barrera tiene su límite un impacto formado por cierto numero de “olas” de volumen máximo de 2.500 m ³ del empuje inicial individual, con una densidad máxima de 2.100 kg/m ³ , con una velocidad máxima de 6.4 m/s, y con altura máxima del flujo de 1 m (caudal pico de 60 m ³ /s en esta sección específica).
Longitud superior:	25 m (a lo largo de cables superiores horizontales)
Longitud inferior:	10 m
Altura de barrera:	4,0 m (distancia máxima vertical entre los cables superiores e inferiores de soporte horizontales)
Apertura inferior (corriente normal):	0,5 m

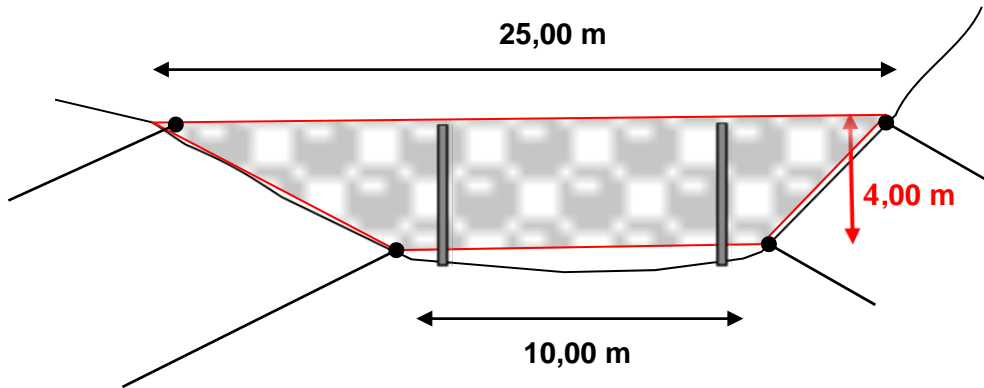
Posición recomendada de la barrera:



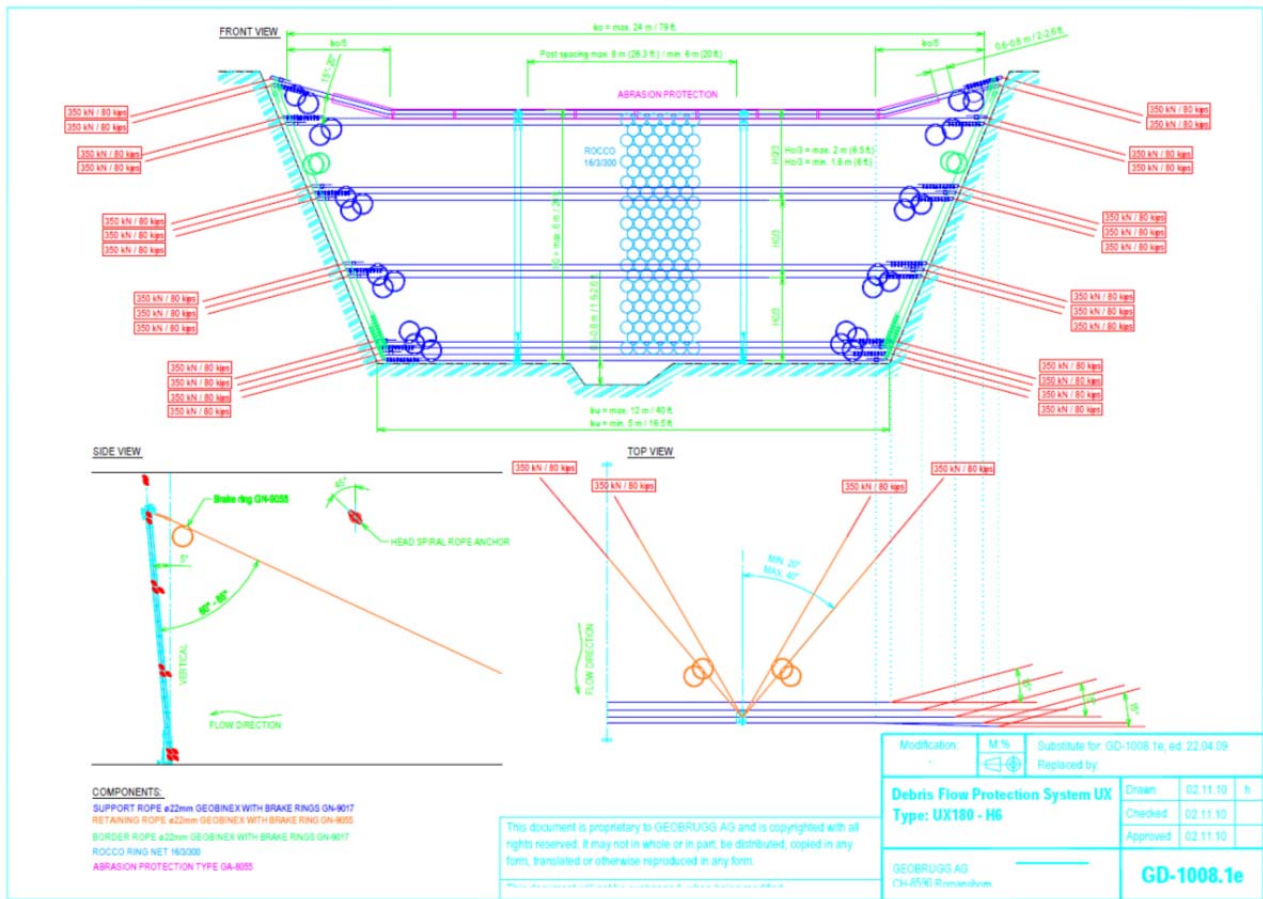
Mín. 1 Barrera contra flujos de detritos / “debris flow” en Sitio 1 (prog.:0+90):

- Tipo UX180-H6
- Altura de sistema: 4 m
- Longitud superior: 25 m (por verificar)
- Longitud inferior: 10 m (por verificar)
- 2 postes
- Capacidad mín. de soporte del sistema contra carga dinámica y estática por el empuje inicial: mín. 180 kN/m² (criterio de desempeño normalizado)

Sección transversal esquemática



Diseño de principio de sistema:



Longitud de anclajes y fundaciones de concreto:

La longitud de los anclajes depende de las características del subsuelo, por tanto deberá ser definida por el ingeniero responsable para el diseño del proyecto ó por un ingeniero geotécnico. Recomendamos dimensionar la longitud de los anclajes en base a una **fuerza máxima** en cada **anclaje de cable espiral de 350 kN (35 ton)**. Lo que si se puede observar en las fotografías que el espesor de la capa de material arcilloso on bloques de rocas debe no ser superficial, lo cual hará que la longitud de los anclajes deba ser profunda.

En base a la información a disposición, la adherencia del cemento-suelo no debe superar los 30 kN/m para un diámetro de 3" a 4" de perforación (usualmente 90mm), así que **asumimos a efectos del dimensionado una "longitud presupuesta" de anclajes de 17.5 m** (*→ como señalamos en el párrafo anterior, este parámetro debe ser definido y verificado al momento por el proyectista ó especialista al momento de elaborarse el diseño detallado*).

Asumimos por razones de práctica un valor $TAU_{característico}$ de 30 y 45 kN/m respectivamente y un FS = 1.50 aplicado a este valor ($\rightarrow TAU_{dim}$). En base a lo antes expuesto, la longitud de anclajes estimada sería:

Anclaje	Tensión carga (kN) en nivel de dimensionado	Adherencia (kN/m) D3" a D4" de perforación TAU_{char}	Longitud diseño (m)
Anclajes cable espiral D22.5mm superior alas (4 uds. en total)	350	30	17,50
Anclajes cable espiral D22.5mm superior (4 uds. en total)	350	30	17,50
Anclajes cable espiral D22.5mm intermedio superior (6 uds. en total)	350	30	17,50
Anclajes cable espiral D22.5mm intermedio inferior (6 uds. en total)	350	30	17,50
Anclajes cable espiral D22.5mm inferior (8 uds. en total)	350	30	17,50
Anclajes cable espiral D22.5mm retención poste (8 uds. en total)	350	30	17,50
Anclajes fund. poste tracción (GEWI D32mm) (4 uds. en total)	300	45	10,00
Anclajes fund. poste compresión (GEWI D32mm) (2 uds. en total)	300	45	10,00
Anclajes cortos verticales para sujeción placa de base en cimentación de concreto (GEWI D32mm) (4 uds. en total)	n/a	n/a	1,50

En cuanto a la inyección de lechada de cemento la relación A/C = 0.4 a 0.6 con aprox. 15 kg de mortero por metro longitudinal de perforación; bombeada a presión por manguera "perdida" de inyección (D12 a 16mm) llenando el barreno desde su fondo:

Para **poder determinar las cantidades finales** recomendamos seguir estos pasos:

1. Determinación de la posición definitiva de la(s) barreras en la obra con replanteo de los puntos de anclajes y pernos y con levantamiento / medición de la sección definitiva
2. Definir la longitud de anclajes.
3. Adaptación de la propuesta y suministro de planos de proyecto por GEOBRUGG
4. Diseño final con planos de ejecución

3.4 Adaptabilidad de las barreras tipo UX/VX a las condiciones locales

Ejemplos para adaptabilidad local del sistema:



Apertura inferior para descarga normal



Combinación con estructuras convencionales

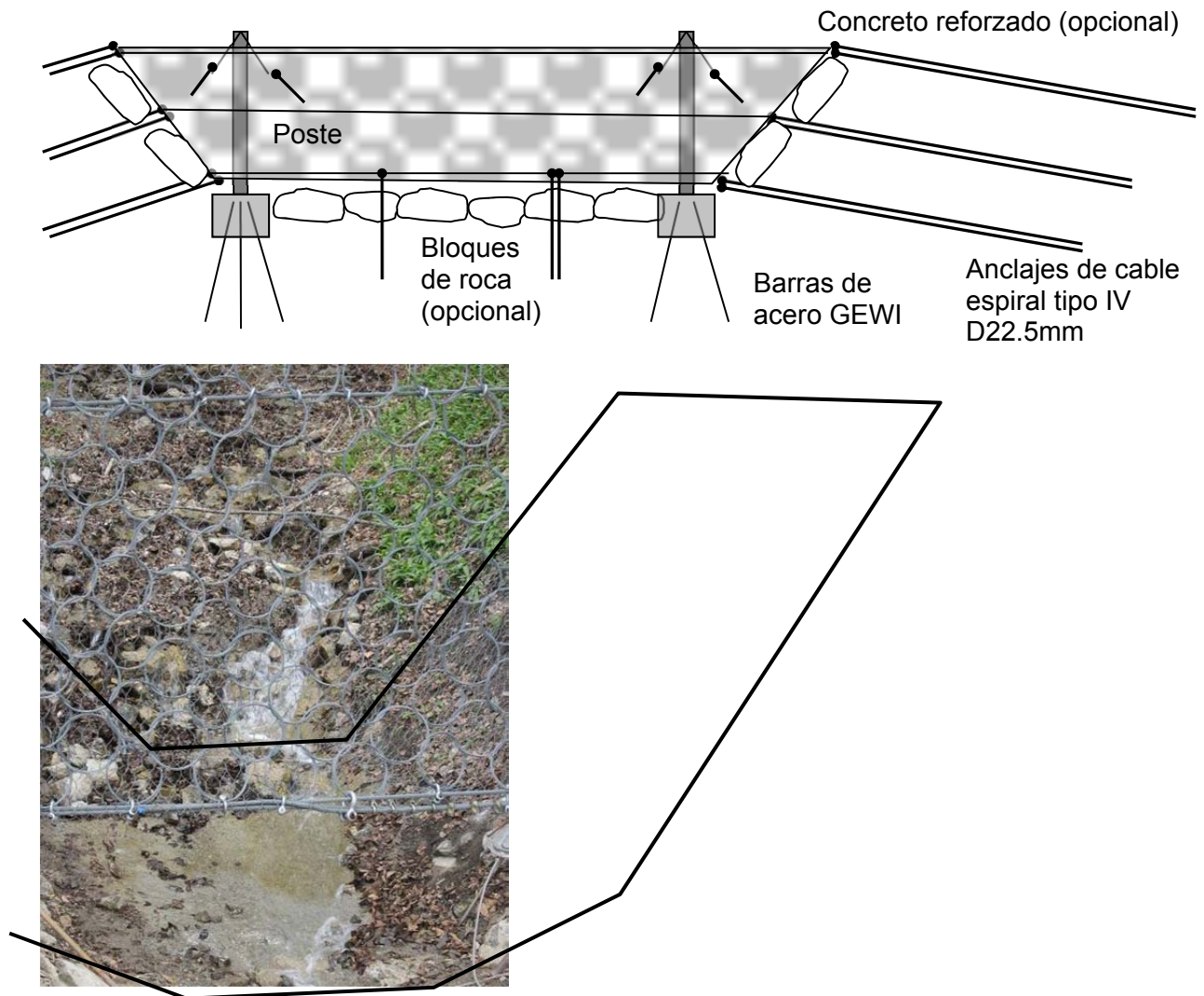


Colocación de bloques lado aguas abajo contra socavación por desborde.

Alternativa: Cálculo de distancia adecuada entre 2 barreras para tener un soporte de base al la barrera superior por el material depositado por la barrera inferior

Colocación de bloques en el cauce para evitar mecanismos erosivos.

Opciones a evaluar en detalle para la prevención de socavación:



Implementar una franja de malla gallinera (claveteada con clavos constructivos) en ambas laderas para evitar socavación especialmente lateral. Alternativa: Dejar material depositado allí en las esquinas para dar un soporte adicional, opcionalmente con bloques en el cauce

4 Casos históricos: Barreras tipo UX / VX contra flujos de detritos

Concepto con 1 barrera:

Caso histórico del **Paso Gaviota en EEUU** (2004 / 2005), para la protección de la vía (estructura vial, alcantarillas y tráfico y personas) en 10 tramos contra flujos de detritos con éxito, eliminando varios problemas:



Problemas severos antes de instalar las barreras de protección o mitigación



Soluciones eficientes y exitosas con barreras UX/VX de GEOBRUGG

Caso histórico de proyecto **Alpamarca en Perú** (2008 / 2009), para la mitigación / protección de un embalse de relaves contra impactos dinámicos por flujo de detritos / huaycos; por la morfología favorable, la única barrera dinámica UX retuvo exitosamente un volumen total de aprox. 15'000 a 18'000 m³.



Barrera UX de altura de 5 m vacía



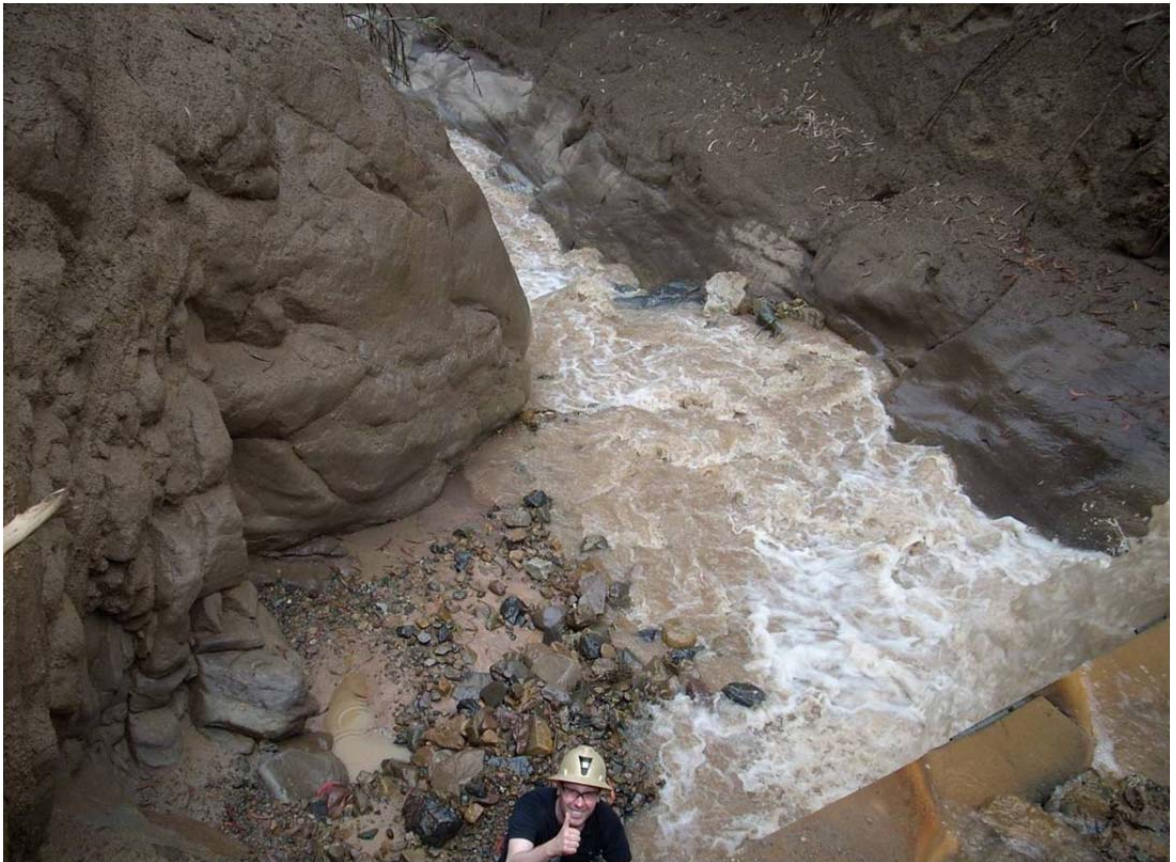
Misma barrera UX llenada hasta su mitad aproximadamente



Misma barrera UX totalmente llena hasta cables de soporte superiores



Vista hacia aguas arriba con el deposito de aprox. 15'000 a 18'000 m³ de flujo de detritos (huayco) que fue retenido exitosamente por la misma barrera UX



Vista hacia aguas abajo, incluso los perfiles "L" de protección contra abrasión en los cables de soporte superiores



Vista hacia aguas arriba: Aparte del material exitosamente retenido de aprox. 15'000 a 18'000 m³ de flujo de detritos (huayco), incluso bloques largos arrastrados, aprox. 75'000 a 72'000 m³ desbordaron la barrera llena dentro de un periodo de aprox. 2 meses entre febrero y marzo 2009.



Vista hacia aguas arriba a ambos extremos (izquierdo y derecho) y de la parte frontal de la misma barrera UX, que fue expuesta a entre 8 a 10 impactos de huaycos con un volumen total de aprox. 90'000 m³ y esto dentro de un periodo de aprox. 2 meses. Dicha barrera mostró así su alto grado de desempeño.

Pruebas a escala real en Quebrada Illgraben / Suiza:



Illgraben, Suiza (2002 - 2006).

Concepto con varias barreras escalonadas (concepto “multi-nivel”):



| Estabilización | Especial geotermia | Subsuelo |

Portainé: 9 Barreras UX/VX implementadas



La solución instalada permite reducir más del 40% de costos de protección, comparado con los diques de control tradicionales (hormigón reforzado).

VX Cota 1470m



30/06/2010



22/07/2010



18/08/2010



Detalle

VX Cota 1490m



30/06/2010



22/07/2010



18/08/2010



Detalle

VX Cota 1550m



30/06/2010



22/07/2010



18/08/2010

VX Cota 1700m



30/06/2010



22/07/2010



18/08/2010



Detalle

VX Cota 1405m



30/06/2010



22/07/2010



18/08/2010



Detalle

VX Cota 1380m



30/06/2010



22/07/2010



18/08/2010



Detalle

VX Cota 1355m



30/06/2010



22/07/2010



18/08/2010



Detalle

VX Cota 1308m



30/06/2010



22/07/2010



18/08/2010



Detalle

VX Cota I | 125m



30/06/2010



22/07/2010



18/08/2010



Detalle

Portainé / España (2010): Fotografías del alto rendimiento de barreras UX/VX antes y después de impacto



*Erill / España (2010): Vista frontal Estación Erill,
→ arriba: Dique convencional de hormigón reforzado,
→ abajo: Barrera dinámica tipo VX innovador que permite
reducir un 30% a 50% de costos totales de protección*



Osorio / Venezuela (2008): 2 barreras tipo UX/VX instaladas en concepto multi-nivel



Merdenson / Suiza (2006): 3 barreras con concepto "multi-nivel", vista hacía aguas abajo



Merdenson / Suiza (2007): 3 barreras (2 x tipo UX, 1 x tipo VX) con concepto "multi-nivel" después de impactos por 2 flujos de detritus en enero y marzo 2007, vista hacía aguas abajo



Merdenson / Suiza (2007): Ejemplo exitosa para la protección de un puente aprox. 400 m más abajo en la cuenca y de la sustitución económica de estructuras de concreto ("checkdams"), vista hacía aguas arriba



Illgraben, Schwelle 25 / Suiza (2007): Otro ejemplo para sustitución exitosa de una estructura de concreto como primer paso para poder corregir la dirección del caudal hacía la derecha y proteger la ladera izquierda de erosión. Con esta finalidad se planifica una segunda barrera (con forma triangular), colocada de manera sesgada y arriba de la primera barrera.



Illgraben, Schwelle 25 / Suiza (2007): Vista de la barrera ya instalada y después de 2 impactos diferentes



Illgraben, Schwelle 25 / Suiza (2006): Instalación, vista en planta



Illgraben, Schwelle 25 / Suiza (2006): Instalación, vista de frente, con 3 días de trabajo para perforación y colocación de los anclajes y 3 días (con 4 personas) para la instalación de la barrera.



Illgraben, Schwelle 25 / Suiza (2008): Instalación completamente terminada (2^{da} barrera con longitud de 12 m y altura de 4 m) para poder corregir la dirección del cauce y evitar así erosión en la ladera)



Meiringen-Hasliberg / Suiza (2008): 13 barreras tipo UX/VX instaladas en concepto multi-nivel

Después de **impactos considerables** recomendamos evaluar la situación, limpiar la barrera e inspeccionar el sistema de protección (mantenimiento según el caso) para poder re-establecer el nivel entero e inicial de protección.



Quebrada Canoas, Costa Rica, barrera VX160-H6

Proyecto especial: Chiene Reichenbach, Suiza, altura de barrera de 8 m y longitud mayor



Durante construcción

5 Especificación técnica de barrera dinámica contra flujos de detritos

Nota importante:

- *Solamente el cumplimiento con la totalidad de los siguientes criterios técnicos garantiza el comportamiento óptimo deseado de la solución de protección diseñada.*
- *Materiales “similares” no se debe aceptar por no ser equivalente.*

Requerimientos técnicos de desempeño y de calidad:

Parte 1: Descripción e idoneidad del sistema:

Una barrera dinámica es un sistema de componentes definidos por su fabricante con la capacidad de retener una cierta cantidad de material impactando, determinada por el fabricante y en un diseño correspondiendo al último conocimiento de metodología, causado por impactos dinámicos de flujos de detritos mixtos/granulares o de lodo.

La capacidad de retención es aprobada en ensayos de campo por impactos de flujos de detritos, naturalmente generados en Suiza (Quebrada Illgraben), bajo de supervisión y aprobación del WSL Swiss Federal Research Institute, Suiza, instituto especializado en el tema, que mide las fuerzas resultantes de los impactos en escala real, sobre un modelo de elementos finitos discretos (Programa FARO, WSL/ETH, Suiza), calibrado y verificado a escala natural por el sistema completo (tipo UX/VX ROCCO®).

Las condiciones del ensayo son tales que el sistema es aprobado a escala natural tanto contra impactos dinámicos de flujos de detritos al sistema vacío y parcialmente llenado, como contra desborde por flujos de detritos a un sistema lleno. El dimensionamiento del sistema es de acuerdo con el concepto DEBFLOW® (Wendeler et al. 2008/2009). *Nota: Metodología relacionado a “caídas o impactos por rocas” es técnicamente incorrecto.*

Una barrera dinámica se compone de varios elementos, definidos por el fabricante del sistema. La aplicación de componentes ajenos al sistema diseñado por el fabricante puede causar el fallo de éste, teniendo como consecuencia la imposibilidad de certificar el funcionamiento de la misma.

Parte 2: Calificación del sistema y del fabricante:

Barrera dinámica contra flujo de detritos o de lodo (“debris flow”), tipo **GEOBRUGG UX180-H6**:

- Aprobación de la barrera dinámica por el instituto de WSL Swiss Federal Research Institute / FOEN Federal Office of Environment, Suiza, con base en ensayos de campo, realizados a escala natural, en la Quebrada Illgraben, Suiza, con impactos naturales de flujos de detritos (“debris flow”), sin falla del sistema (tanto en caso de impacto directo como en caso de “overflow”), con medición de todos los parámetros del ensayo, de las acciones en todos los elementos, con verificación y calibración del modelo numérico y con evaluación del comportamiento del sistema bajo supervisión del instituto WSL.
- Diseño estructural del sistema aprobado por instituto especializado e internacionalmente reconocido WSL, Suiza, incluyendo los siguientes informes:
 - Summary Report “Full-scale Testing and Dimensioning of Flexible Debris Flow Barriers, 2005 – 2008, CTI Project”, 2009
 - Structural Analysis Report Debris Flow Barrier System Geobrug UX180-H6, 2010
- Criterio de “performance”: Capacidad mín. de soporte del sistema contra carga dinámica y contra carga estática por el empuje inicial: mín. 180 kN/m² (UX180-H6, criterio de desempeño normalizado), sin falla del sistema, aprobada bajo supervisión del instituto especializado e internacionalmente reconocido WSL, Birmensdorf, Suiza.
- Plano de principio de sistema: GD-1508.1-Pe (o según indicación de GEOBRUGG AG)

- Dimensión (longitudes y altura) de sistema: longitud superior de 25 m, longitud inferior de 10 m, altura 4 m (según indicación del fabricante GEOBRUGG AG)
- Número de postes tipo HEB: 2 (según indicación del fabricante)
- Comprobación de la capacidad de soporte del sistema en este proyecto contra impacto dinámico y contra “overflow” debe ser demostrado mediante cálculos de dimensionado según el concepto DEBFLOW® (Wendeler et al. 2008/2009).
- Certificado de componentes tipo EN 10204-2.1 “Certificate of Compliance” para todos los componentes del sistema
- El fabricante debe suministrar un manual del sistema mencionado, demostrando en detalle todos los pasos para la instalación y montaje del sistema. Manuales de mantenimiento deberían ser suministrados después de la instalación.
- Certificado de gestión de calidad del fabricante conforme a EN / ISO 9001:2008 y SGS
- Seguro de responsabilidad civil de fabricante de USD 50 millones.
- Experiencia requerida del fabricante de 5 años en mínimo con barreras especialmente diseñadas según el concepto susodicho reconocido contra flujos de detritos (“debris flow”), implementadas y trabajando exitosamente. 10 casos históricos deben demostrar el funcionamiento exitoso del sistema, incluyendo 2 casos históricos con el funcionamiento exitoso del sistema en aplicación “multi-nivel” con barreras escalonadas.

Parte 3: Componentes técnicos del sistema:

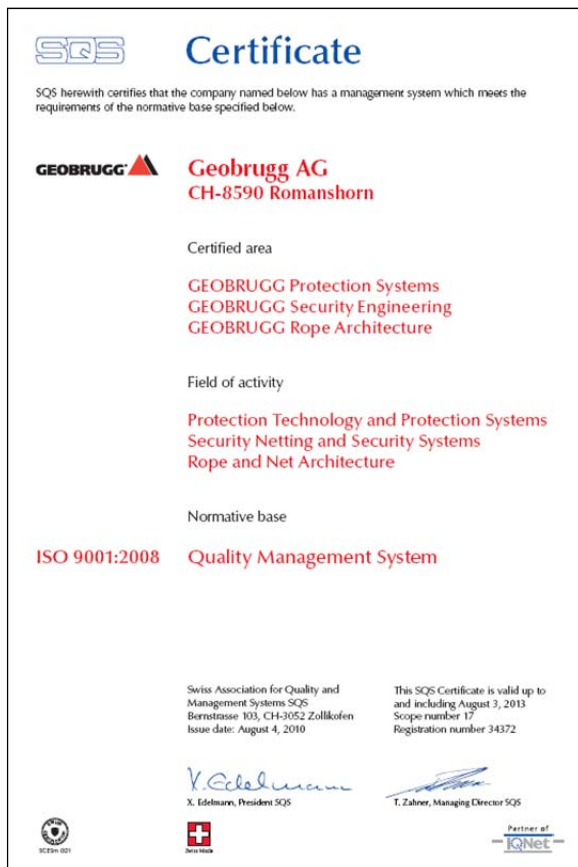
Estaremos a disposición con mucho gusto, para completar este capítulo en un próximo paso del proyecto.

6 Garantía de calidad (para materiales GEOBRUGG)

GEOBRUGG AG es una empresa Suiza (Reg. No. CH-440.3.005.222-8), actuando en nivel internacional, especializada como líder mundial y con experiencia profesional desde decenios en desarrollo, fabricación, suministro y aplicación de sistemas de protección tales como barreras dinámicas contra desprendimientos y caídas de rocas, barreras dinámicas contra aludes / flujos de detritos o de lodo, sistemas de estabilización de taludes con base en mallas y redes de alambre de acero de alta resistencia ($f_{y \text{ acero}} \text{ mín. } 1770 \text{ N/mm}^2$) combinadas con pernos pasivos, sistemas de prevención contra avalanchas de nieve, cortinas de alto desempeño para control de caídas de rocas y sistemas especiales a medida contra las amenazas de la naturaleza.

GEOBRUGG AG es miembro del grupo Suizo BRUGG GROUP, una empresa internacional y con aprox. 1'700 empleados.

GEOBRUGG AG es certificado conforme al estándar **ISO 9001:2008** por el auditor **SQS (Swiss Association for Quality and Management Systems)**, quien es miembro de **IQ Net (International Certification Network)**. El manual de calidad de GEOBRUGG AG incluye todas las medidas completas de control de calidad para cada componente y parte de sus sistemas, incluyendo la materia prima, elementos comprados y fabricados. Todos los sistemas suministrados y trabajos realizados por GEOBRUGG AG son realizados y aprobados conforme a los criterios del manual de calidad (ISO 9001 Standard). Todos los componentes de los sistemas de protección GEOBRUGG llevan el certificado de material **EN 10 204 - 2.1 (Certificate of Compliance)** y cumplen con las correspondientes normas técnicas actuales, tales como EN (Europa), DIN (Alemania), SN / SIA (Suiza) e ISO. Conformidad con otros estándares no es considerado al presente. Tampoco es planificado de modificar normas en nuestros materiales.



Además, GEOBRUGG AG cuenta con un **seguro internacional de responsabilidad civil** ("Certificate for Public and Products Liability Insurance") de **50 millones de USD**, el cual es renovado anualmente:



Allianz Global Corporate & Specialty
A division of Allianz Risk Transfer AG
Tödistrasse 61, CH-8002 Zürich
Tel: +41 44 285 16 31, Fax: +41 44 285 16 17

Betriebs- und Produkthaftpflichtversicherung	Public Liability and Product Liability Insurance
Versicherungsbestätigung	Certificate of Insurance

Versicherungsnehmer:

*Kabelwerke Brugg AG Holding
B12, Industriestrasse 21
CH-5201 Brugg*

*Kabelwerke Brugg AG Holding
B12, Industriestrasse 21
CH-5201 Brugg*

Mitversicherer im Rahmen der Master-Cover-Deckung

Additional insured within the frame-work of the Master-Cover

*Geobrug AG
Aachstr. 11
CH-8590 Romanshorn*

*Geobrug AG
Aachstr. 11
CH-8590 Romanshorn*

Policennummer

Policynumber

CHL000662

CHL000662

Gültigkeit der Police

Policy period

01. Januar 2012 bis 31. Dezember 2012

01 January 2012 to 31 December 2012

Deckungsumfang

Scope of Cover

Der Versicherungsschutz umfasst nach Massgabe der Summen und Bedingungen des obengenannten Vertrages die gesetzliche Haftpflicht des Versicherungsnehmers wegen Personen-, Sach- und Vermögensschäden, die durch von ihm

The insurance covers, subject to the limits and conditions of the above named insurance contract the legal liability of the policyholder in cases of bodily injury, property damages and pure financial losses causes by

- ausgeführte Arbeiten
- hergestellte oder gelieferte Produkte

- operations carried out by the insured
- products manufactured or supplied by the insured

während oder nach Abschluss der Arbeiten oder nach Lieferung der Produkte eingetreten sind.

occurring during such operations or after such operations have been completed or after such products have been supplied.

Geltungsbereich

Territorial Scope

Weltweit

Worldwide

Versicherungssumme

Sum insured

USD 50'000'000 je Schadenereignis und Versicherungsjahr.

USD 50'000'000 per occurrence and year

Diese Bestätigung dient nur als Nachweis. Alleinverbindlich ist die Police und die Vertragsbestimmungen.

This confirmation is for information purposes only. The policy remains the only legal document.

Zürich, 06.02.2012 / uk

Allianz Global Corporate & Specialty
A division of Allianz Risk Transfer AG

Panamá / Romanshorn, Suiza, Agosto 17, 2012

GEOBRUGG AG
Geohazard Solutions



Ing. Ricardo De Stefano
Gerente Regional Centro América y
Caribe



Ing. Patrick Schwizer
Gerente Regional América Latina

Nota importante:

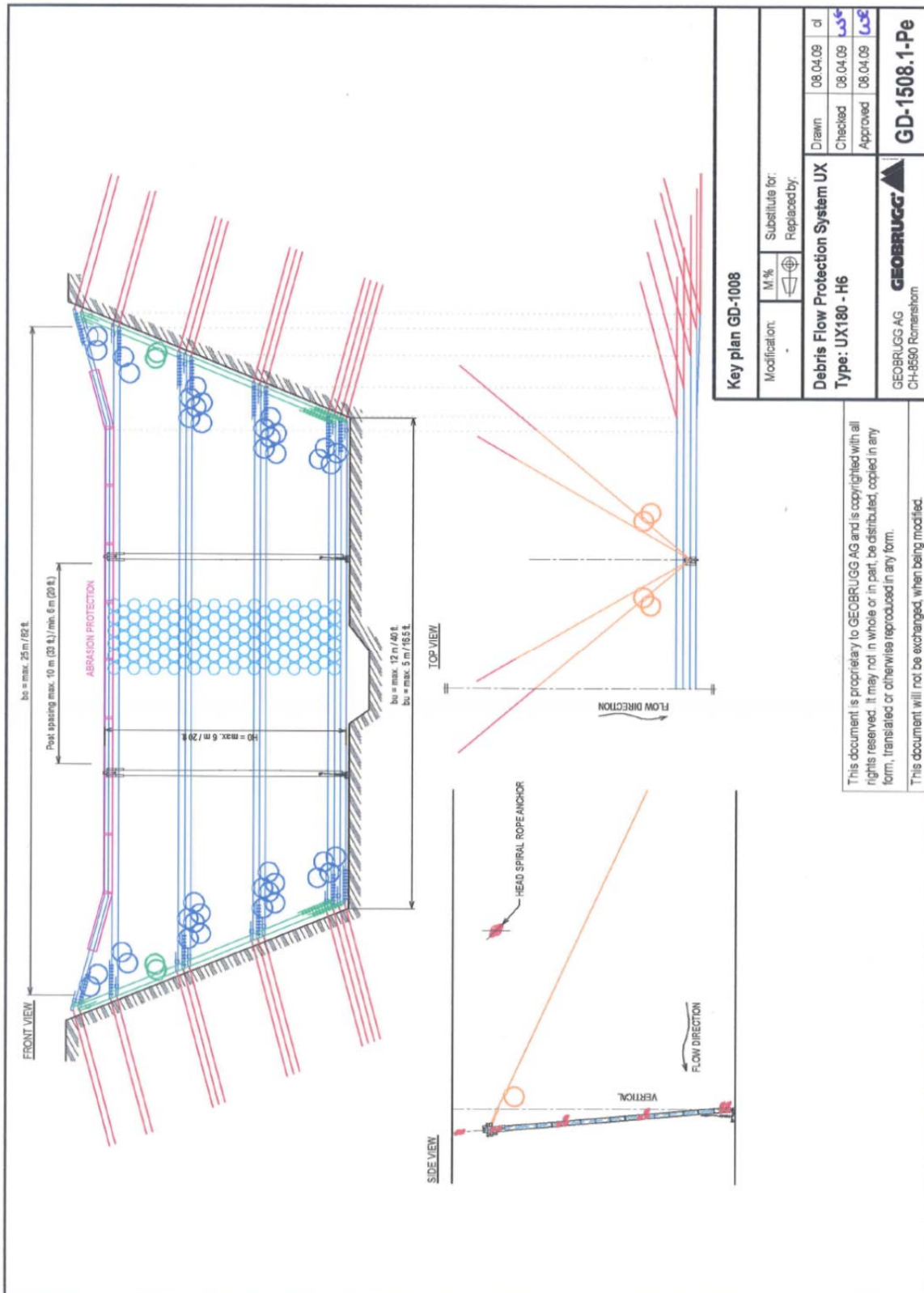
Los fenómenos de caídas de rocas, deslizamientos, flujos de detritos, aluviones o avalanchas son esporádicos e impredecibles. Las causas pueden ser tanto humanas (construcciones, etc.) como ambientales (clima, terremotos, etc.). Debido a la multiplicidad de factores que pueden afectar a tales eventos, esta no podrá ser nunca una ciencia exacta para garantizar la seguridad de bienes materiales y humanos.

Sin embargo, mediante la aplicación de principios sólidos de ingeniería a un rango suficiente de parámetros predecibles, y mediante el uso de medidas de protección adecuadamente diseñados en áreas de riesgo identificadas, el riesgo de daños y pérdidas materiales puede ser sustancialmente reducido.

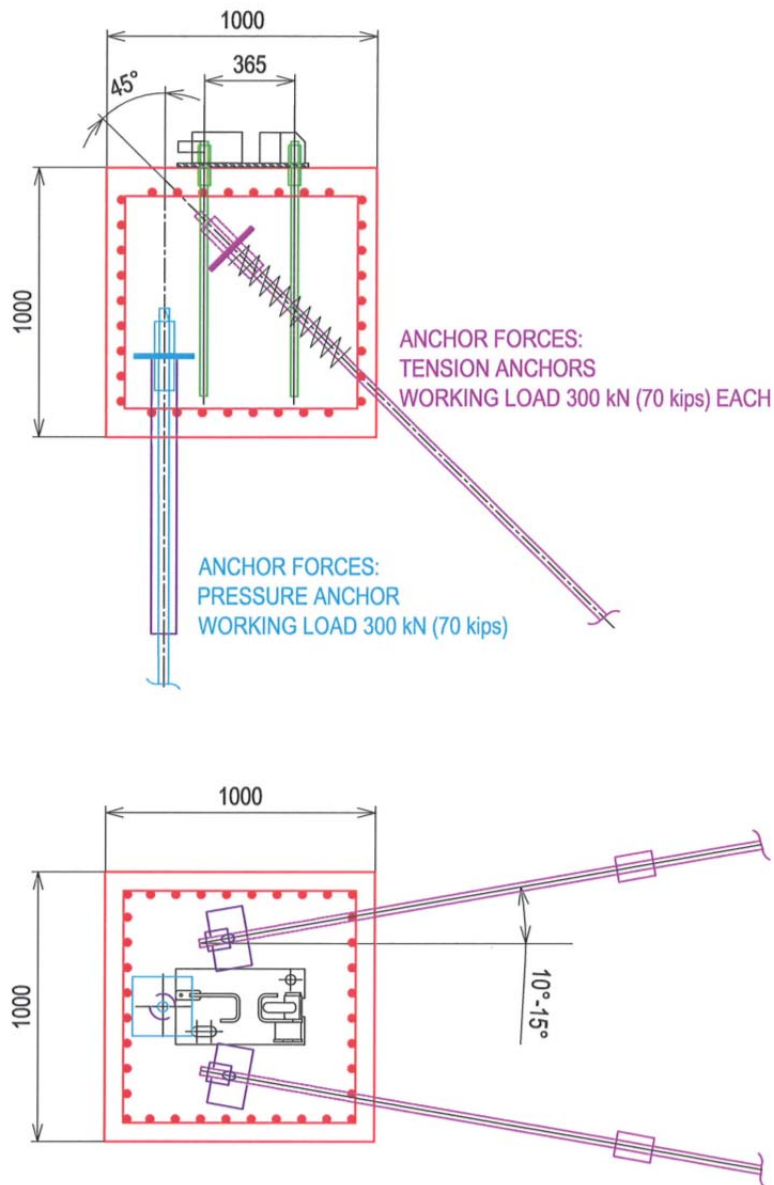
La inspección y el mantenimiento de dichas medidas es necesario para asegurar el nivel de protección deseado. Sin embargo, el nivel de protección reducirse en caso de eventos, catástrofes naturales, parámetros de dimensionado inadecuados o el desuso de componentes y sistemas estándar así como de piezas originales, pero también por corrosión (causada por contaminación u otros factores humanos, así como otras influencias externas).

7 ANEXO

7.1 Principio del sistema UX180-H6 y su anclaje



POST FOUNDATION:



Nota: Dimensión mínima de cimentaciones, recomendamos explícitamente para este proyecto: AxLxP = 1.0 x 1.0 x 1.5 m. El concreto de la fundación debe ser como mínimo 25 MPa (250 kg/cm²)

7.2 Fuerzas transmisibles por anclajes (valores experimentales de práctica)

Transmissible skin friction forces of fully mortared soil and rock nails τ_R [kN/m]

The transmissible skin friction force τ_R [kN/m] signifies a characteristic pulling-out resistance which needs to be reduced to the dimensioning value or working load, respectively, taking into account the resistance correction value γ_M . Thereby, the corresponding proof method has to be considered.

Soil		deposit density			consistency		
		loose	medium dense	dense	soft	rigid	hard
GW / GP	sandy gravel / coarse- or assorted-grained soil	50	70	90			
GM	silty gravel with / without sand	40	60	80			
GC	clayey gravel with / without sand	30	40	50			
SW / SP	pebbly sand (well / badly graduated)	30	40	50			
SM	silty sand with / without gravel	25	35	45			
SC	clayey sand with / without gravel	20	30	40			
ML	sandy, pebbly silt				10	25	40
CL	clayey silt				10	20	35
CL-ML	silty clay				5	15	30
CM / CH	clay				5	10	25

Rock (fine-grained)	hardness	
	soft	hard
clay stone	30 - 50	40 - 60
silt stone	40 - 60	50 - 80
marl	40 - 60	50 - 80
shale / shist	40 - 60	50 - 80

Rock (medium- / coarse-grained)	grade of fracturation	
	high	low
sandstone	40 - 80	60 - 100
gompfolite (Nagelfluh), bereccia	50 - 90	80 - 120
lime stone / dolomit without marly interlayers	50 - 90	80 - 120
lime stone / dolomit with marly interlayers	50 - 80	70 - 110
gneiss	60 - 100	80 - 150
granite	60 - 100	80 - 150
basalt	60 - 100	80 - 150

The given values are related to a drilling diameter of $D = 70 - 90$ mm and signify general standard values.

The given values must only be used for pre-dimensioning.

For dimensioning the values have to be verified with pulling-tests.

Nota: Esta bibliografía valores experimentales en nivel característico ($FS = 1.0$) para diámetros de perforación de entre 70 a 90 mm. Se recomienda verificar estos valores en campo mediante pruebas adecuadas y representativas.

7.3 (Pre-)dimensionado con DEBFLOW® para barrera tipo UX180-H6

Proyecto LA BARRERA

Sitio 1

Diseño Conceptual

Dimensioning of the flexible Debris Flow Protection System GEOBRUGG VX/UX - DEBFLOW

Input Parameters

Type and density of the debris flow

		Load case 1	Load case 2	Load case 3
Type of debris flow (granular or mud flow)	Type	granular	mud flow	no load case
Density of the debris flow material	$\rho =$	2100	1700	[kg/m ³]
Specific weight of the debris flow material	$\gamma =$	20.6	16.7	[kN/m ³]
Water content	$\omega =$	0.33	0.58	-

Debris flow volume and number of surges

		Load case 1	Load case 2	Load case 3
Total debris flow volume (incl. water)	$V_{tot} =$	10000	10000	[m ³]
Number of surges	$N =$	5	5	-
Volume per surge (average)	$V_N =$	2000	2000	[m ³]
Volume of first surge (recommended)	$V_{N1,rec} =$	3000	3000	[m ³]
Volume of first surge (chosen)	$V_{N1} =$	2500	2500	[m ³]

Peak discharge

		Load case 1	Load case 2	Load case 3
Peak discharge (acc. to Rickenmann)	$Q_{p,rec} =$	60.4	60.4	[m ³ /s]
Peak discharge (chosen)	$Q_p =$	60	60	[m ³ /s]

Safety factor

Global safety factor	SF =	1
----------------------	------	---

Nota: + FS "interno estructural" adicional de 1.20

Summary of Results

Summary of Results

Multi-level debris flow protection system	No.	Safety Factor	Proof	Retention volume
GEOBRUGG UX180-H6	No. 1 (BARRERA Sitio 1)	1.02	fulfilled !	941 [m ³]
No Barrier	No. 2	-	-	0 [m ³]
No Barrier	No. 3	-	-	0 [m ³]
No Barrier	No. 4	-	-	0 [m ³]
No Barrier	No. 5			
No Barrier	No. 6			
No Barrier	No. 7	-	-	0 [m ³]
No Barrier	No. 8	-	-	0 [m ³]
No Barrier	No. 9	-	-	0 [m ³]
No Barrier	No. 10	-	-	0 [m ³]
Minimal safety factor of the overall system	SF _{min} =	1.02	fulfilled !	

Nota: + FS "interno estructural" adicional de 1.20

Retention volume

Total retention volume	$V_{r,tot} =$	941	[m ³]
Required retention volume	$V_{tot,max} =$	940	[m ³]
Reserve	$V_{r,reserve} =$	1	[m ³]
Proof of retention volume		fulfilled !	
Proof of overall system		fulfilled !	

Barrier Location No. 1

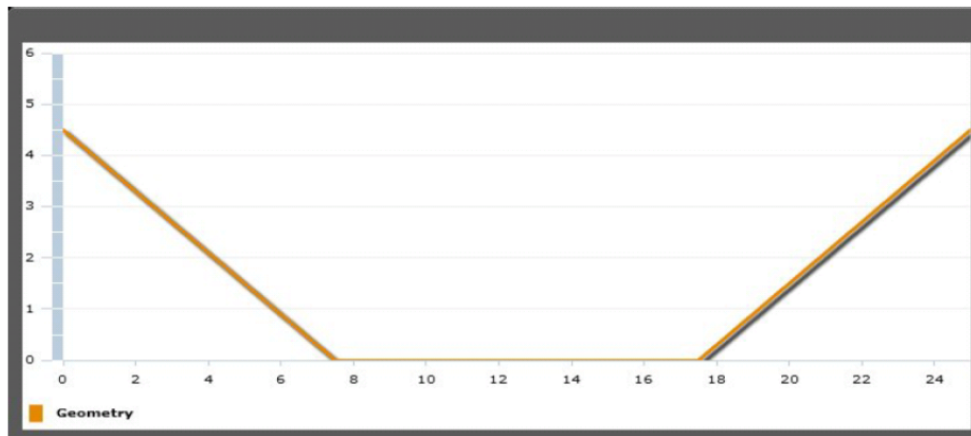
Proyecto LA BARRERA

Sitio 1

Diseño Conceptual

Geometry of barrier location

System height	$H_{0,1} =$	4.5	[m]
Width of torrent on the level of the bottom support ropes	$b_{u,1} =$	10	[m]
Width of torrent on the level of the top support ropes	$b_{o,1} =$	25	[m]
Distance to the next barrier upstream	$L_{0,1} =$	500	[m]



Torrent inclination and retention volume

System height of the filled barrier	$H_{1,1} =$	3.4	[m]
Average torrent inclination upstream of the barrier	$i_{s,1} =$	32	[%] 18°
Deposition inclination of filled barrier (acc. to Rickenmann)	$i'_{s,1,rec} =$	21.3	[%] 12°
Deposition inclination of filled barrier (chosen)	$i'_{s,1} =$	21	[%]
Angle between ring net and river bed	$\xi =$	77.3	[°]
Length of deposited material behind barrier	$L_1 =$	32.7	[m]
Retention volume	$V_{r,1} =$	941	[m³]

Front velocity and flow height

		Load case 1	Load case 2	Load case 3
Front velocity (acc. to Rickenmann)	$v_{1,base} =$	6.7	6.7	[m/s]
Front velocity according to Strickler ($v_1 > v_{str}$)	$v_{str} =$	6.1	6.1	[m/s]
Impact velocity at barrier location (chosen, max. v-value)	$v_1 =$	6.4	6.4	[m/s]
Flow height	$h_{R,1} =$	0.9	0.9	[m]
Recommended max. basal opening height (acc. to Wendeler)	$h_{d,1} < =$	0.6[m]		

Flexible, permeable debris flow protection system

System type	Type	GEOBRUGG UX180-H6
Max. system height	$H_{o,max} =$	6 [m]
Max. system width above	$b_{o,max} =$	25 [m]
Max. system width below	$b_{u,max} =$	12 [m]
Proof of system height and system width		fulfilled !

Proof of max. dynamic loading (stopping)

		Load case 1	Load case 2	Load case 3
Width factor (width at barrier location to standard width)	$BF_1 =$	0.97		
Dynamic loading (Pressure and impulse acc. to Wendeler)	$MD_{dyn,1} =$	171	73	[kN/(m³h _R)]
Resistance against dynamic loading	$RD_{dyn,1} =$	174	174	[kN/(m³h _R)]
Safety factor	$SF_{dyn,1} =$	1.02	2.38	-

Nota: + FS "interno estructural" adicional de 1.20

Proyecto LA BARRERA	Sitio 1	Diseño Conceptual		
Proof of max. dynamic loading		fulfilled !	fulfilled !	
Proof of max. static loading (overflowing)				
		Load case 1	Load case 2	Load case 3
Reduction factor hydrostat. pressure (Permeability)	HF =	1.0		
Static loading (hydrostat. pressure acc. to Wendeler)	MD _{stat,1} =	80	80	[kN/m ²]
Resistance against static loading	RD _{stat,1} =	185	185	[kN/m ²]
Safety factor	SF _{stat,1} =	2.31	2.85	-
Proof of max. static loading		fulfilled !	fulfilled !	
Proof barrier		fulfilled !		

7.4 Condiciones generales de venta y suministro

Geobrugg AG
Aachstrasse 11
CH-8590 Romanshorn
Tel. +41 71 466 81 55
Fax +41 71 466 81 50
www.geobrugg.com



Condiciones generales de venta y suministro

- | | | |
|---|--|--|
| <p>1 Generalidades</p> <p>1.1 Estas condiciones generales de venta y suministro ("condiciones") son aplicables al suministro de productos por parte de GEOBRUGG ("suministro"). El suministro podrá incluir el montaje o la supervisión del montaje ("servicios") de los productos.</p> <p>1.2 El contrato surtirá efecto en el momento en el que el cliente reciba la confirmación de que GEOBRUGG ha aceptado el pedido ("confirmación de pedido").</p> <p>1.3 La confirmación de pedido contendrá una descripción concluyente de los suministros.</p> <p>1.4 Las condiciones generales de venta, suministro y contratación del CLIENTE únicamente serán válidas en caso de que hayan sido aceptadas por escrito por GEOBRUGG.</p> <p>1.5 Todos los acuerdos y disposiciones con relevancia jurídica de las partes serán de la forma escrita para ser válidas.</p> <p>2 Precios y condiciones de pago</p> <p>2.1 Los precios y las condiciones de pago aparecerán detallados en la confirmación de pedido. El plazo de pago deberá cumplirse aun cuando se retrase el cumplimiento del contrato o falten piezas de menor importancia en el suministro.</p> <p>2.2 El lugar de cumplimiento para los pagos será el domicilio de GEOBRUGG. El cliente no estará autorizado a retrasar pago alguno o a compensarlo mediante ninguna contraprestación.</p> <p>2.3 Una vez transcurrido el plazo de pago acordado, se considerará que el CLIENTE ha incurrido en morosidad y deberá abonar unos intereses anuales del 8 %.</p> <p>3 Plazo de entrega</p> <p>3.1 El plazo de entrega de los suministros ("plazo de entrega") comenzará inmediatamente después de que se constituya la relación contractual y, a juicio de GEOBRUGG, se cumplan todas los requisitos previos necesarios para la ejecución de los posibles servicios. El plazo de entrega se considerará como cumplido, siempre que GEOBRUGG haya notificado la disponibilidad del suministro al cliente durante dicho plazo o siempre que el suministro esté listo para su uso, en caso de que fuera necesario realizar posibles servicios.</p> <p>3.2 El plazo de entrega podrá ampliarse de manera razonable en caso de que surjan impedimentos que GEOBRUGG no pueda evitar aun empleando el cuidado necesario, o concurran otras circunstancias de las que GEOBRUGG no se haga responsable.</p> <p>3.3 En caso de que no se cumpla el plazo de entrega, el cliente tendrá derecho a reclamar una indemnización, siempre y cuando el retraso en la entrega sea culpa probada de GEOBRUGG y el cliente sufra daños por ello. La indemnización por demora ascenderá a un 0.2 %, por cada semana entera de demora, del precio contractual de la pieza de suministro retrasada y se limitará a un 5 % total del precio contractual de dicha pieza. Una vez que se alcance la cuantía máxima de la indemnización por demora, el cliente deberá establecer por escrito una prórroga razonable para GEOBRUGG.</p> <p>3.4 Los derechos del cliente que emanen o estén relacionados con la demora en el cumplimiento del contrato, se encuentran regulados de manera expresa y concluyente en el presente punto, número 3. Este descargo de responsabilidad no será aplicable en caso de negligencia grave o propósito ilícito.</p> | <p>4 Traspaso de riesgos</p> <p>El traspaso de riesgos se produce con el suministro EXW (INCOTERMS 2010) o a la conclusión de los eventuales montajes o de la supervisión de los mismos.</p> <p>5 Recepción</p> <p>5.1 El cliente deberá comprobar el suministro a su recepción e informar por escrito a GEOBRUGG en el plazo de 7 días desde la recepción del pedido, acerca de posibles deficiencias. En caso de que el cliente se abstenga de notificar deficiencia alguna según lo indicado en el punto 5.1, el suministro se dará por aceptado.</p> <p>5.2 En caso de que se comprueben deficiencias en el pedido, el cliente únicamente tendrá derecho a solicitar la restitución de las mismas dentro de un plazo adecuado, siempre y cuando sean responsabilidad de GEOBRUGG.</p> <p>5.3 En caso de que no se encuentren deficiencias en el suministro o únicamente se encuentren deficiencias menores, el suministro se dará por aceptado una vez que concluya la comprobación del pedido.</p> <p>5.4 Los derechos del cliente que emanen o estén relacionados con las deficiencias de los pedidos, se encuentran regulados de manera expresa y concluyente en el presente punto, número 5. Este descargo de responsabilidad no será aplicable en caso de negligencia grave o propósito ilícito.</p> <p>6 Garantía</p> <p>6.1 GEOBRUGG asumirá la garantía únicamente para aquellas deficiencias en el suministro que se manifiesten antes de que concluya el plazo de garantía.</p> <p>6.2 GEOBRUGG no se hace responsable del estado contrario al contrato en el que pueda encontrarse el suministro, y que sea responsabilidad del cliente, o que surja específicamente como consecuencia del desgaste normal, de un incorrecto montaje, de la utilización del material del cliente o de terceros, del montaje o mantenimiento por parte de terceros, de una sobrecarga, de catástrofes naturales o daños ambientales.</p> <p>6.3 En caso de que se comprueben deficiencias en el pedido antes de que expire el plazo de garantía, el cliente únicamente tendrá derecho a solicitar la restitución de estas deficiencias dentro de un plazo adecuado, siempre y cuando sean responsabilidad de GEOBRUGG.</p> <p>6.4 La responsabilidad de GEOBRUGG en la eliminación de estas deficiencias depende de que el cliente haya informado por escrito de las mismas dentro del plazo de garantía e inmediatamente después de detectarlas.</p> <p>6.5 GEOBRUGG se hará cargo únicamente de los costes de subsanación que deriven de sus talleres. El resto de gastos correrá por cuenta del cliente.</p> <p>6.6 El plazo de garantía cubre 12 meses. Comienza con el envío del suministro desde los talleres de GEOBRUGG o con la finalización de los posibles servicios, y, en cualquier caso, finaliza en un plazo máximo de 14 meses desde el momento de envío del suministro acordado contractualmente.</p> <p>6.7 Los derechos de garantía del cliente se encuentran regulados de manera expresa y concluyente en el presente punto, número 6. Este descargo de responsabilidad no será aplicable en caso de negligencia grave o propósito ilícito.</p> | <p>7 Reserva de dominio</p> <p>Las mercancías suministradas seguirán siendo propiedad de GEOBRUGG hasta que el cliente haya cumplido con sus obligaciones de pago y GEOBRUGG haya percibido la completa totalidad de los pagos establecidos según el contrato.</p> <p>8 Descargo de responsabilidad</p> <p>8.1 Quedan excluidos todos aquellos derechos de compensación de daños del cliente que no deriven del suministro en sí, como, p.ej. merma de aprovechamiento, pérdida de encargos, pérdida de beneficios, derechos de terceras partes, o todos aquellos derechos de compensación debidos a deficiencias indirectas o resultantes, independientemente de que fundamento jurídico haga valer dichos daños. La responsabilidad de GEOBRUGG que derive o esté relacionada con el contrato, o con su no cumplimiento, está limitada a un total del 50 % del precio acordado para los citados suministros.</p> <p>8.2 Los derechos del cliente que deriven o estén relacionados con el contrato, o con su no cumplimiento, quedan regulados expresamente y de forma concluyente en estas condiciones. Estos descargos de responsabilidad no serán aplicables en caso de negligencia grave o propósito ilícito.</p> <p>9 Retirada de piezas del suministro</p> <p>Siempre y cuando exista un acuerdo previo por escrito, GEOBRUGG estará dispuesto a recibir, en determinadas circunstancias, piezas del suministro devueltas.</p> <p>10 Observaciones finales</p> <p>10.1 Se necesitará de la forma escrita para cualquier modificación del contrato.</p> <p>10.2 Si alguna de las disposiciones contenidas en estas condiciones no resultase válida parcial o totalmente, las partes habrían de sustituir dicha disposición por una nueva que sea lo más cercana posible a sus objetivos económicos.</p> <p>11 Fuero y derecho aplicable</p> <p>11.1 El fuero es Romanshorn, Suiza. Sin embargo, GEOBRUGG también tiene derecho a demandar judicialmente a su cliente en su domicilio social.</p> <p>11.2 El contrato está supeditado al derecho mercantil suizo. Queda excluida la aplicación de la Convención de la Naciones Unidas del 11 de abril de 1980 sobre los Contratos de Compraventa Internacional de Mercaderías.</p> <p>12 Anexo</p> <p>Las condiciones de montaje adicionales de GEOBRUGG habrán de aplicarse a la prestación de los posibles servicios.</p> |
|---|--|--|

Siempre y cuando las disposiciones del presente contrato no determinen lo contrario, por la presente, las partes reconocen y aceptan que en caso de cualquier disputa, será la versión inglesa de este documento, adjuntada como nexo a la Aceptación de Pedido, la que se haya de aplicar.

Romanshorn, agosto de 2011
©2011 Geobrugg AG, Rev. 0, ALB no están supeditadas al servicio de modificación

Español

Geobru gg AG
Aachstrasse 11
CH-8590 Romanshorn
Tel. +41 71 466 81 55
Fax +41 71 466 81 50
www.geobru gg.com



General Terms and Conditions of Contract

- 1 General
 - 1.1 These General Terms and Conditions of Contract ("General Conditions") shall apply to the supply of products by GEOBRUGG ("Supply"). The Supply may include the installation or supervision of installation ("Services") of the products.
 - 1.2 The Contract shall become effective upon receipt by the Customer of GEOBRUGG's acknowledgement stating GEOBRUGG's acceptance of the purchase order ("Order Acknowledgement").
 - 1.3 The scope of the Supply is exhaustively set forth in the Order Acknowledgement.
 - 1.4 Customer's general terms and conditions of contract shall not be valid unless expressly accepted in writing by GEOBRUGG.
 - 1.5 All agreements and legally relevant declarations by the Parties shall be in written form.
- 2 Prices and Terms of Payment
 - 2.1 The prices and the terms of payment are set forth in the Order Acknowledgement. The terms of payment must be complied with, even if the performance of the Contract is delayed or if minor parts of the Supply are missing.
 - 2.2 The place of payment shall be the domicile of GEOBRUGG. The Customer shall not be entitled to withhold payments or to offset payments against counterclaims.
 - 2.3 In the event of failure by the Customer to comply with the terms of payment the Customer shall, without reminder, pay to GEOBRUGG interest calculated from the due date at a rate of 8% per annum.
- 3 Delivery Period
 - 3.1 The period for the delivery of the Supply ("Delivery Period") shall commence on the date the Contract becomes effective, and, in case the Supply includes Services, in GEOBRUGG's opinion all prerequisites for the performance of the Services are fulfilled. The Delivery Period shall be deemed to have been complied with, if, before the expiry thereof, the notice of readiness of the Supply for dispatch has been sent by GEOBRUGG to the Customer, or, in case the Supply includes Services, the Supply is ready for the use as agreed.
 - 3.2 The Delivery Period shall be extended for a reasonable term if an event occurs that cannot be averted by GEOBRUGG in spite of exercise of due care, or if any other circumstances whatsoever beyond the reasonable control of GEOBRUGG occur.
 - 3.3 In the event the Delivery Period is not complied with, the Customer shall be entitled to claim liquidated damages for delayed delivery, provided that it has been proved that the delay was caused through the fault of GEOBRUGG and, furthermore, that the Customer suffered damage as a consequence of the delay. The amount of liquidated damages shall be 0.2% of the contract price of the delayed part of the Supply for each full week of delay, and the maximum amount of liquidated damages shall in no event exceed 5% of the contract price of such part. If GEOBRUGG fails to deliver the Supply by the date the maximum amount of liquidated damages has been exceeded, the Customer shall grant GEOBRUGG a reasonable extension of time to complete the delivery.
 - 3.4 The claims of the Customer arising from or in connection with any delays in the performance of the Contract are expressly and exhaustively regulated in this Clause 3. This limitation of liability shall not apply in the event of gross negligence or wilful misconduct.
- 4 Transfer of Risk

The risk of damage to the Supply shall pass to the Customer upon delivery EXW (INCOTERMS 2010) or, in case the Supply includes Services, upon completion of the Services.
- 5 Acceptance
 - 5.1 The Customer shall inspect the Supply upon receipt thereof and shall, within 7 days of receipt of the Supply, notify GEOBRUGG in writing of any defects. If the Customer fails to notify defects in accordance with this Clause 5.1, then the Supply shall be deemed to have been accepted by the Customer.
 - 5.2 In the event the Supply is shown to be defective, the Customer's rights are restricted to demanding that GEOBRUGG, to the extent it is responsible for the defects, remedy the defects within a reasonable time.
 - 5.3 In the event the inspection shows that the Supply is not defective or that it reveals minor defects, the Supply shall be deemed to have been accepted by the Customer upon completion of the inspection.
 - 5.4 The claims of the Customer arising from or in connection with any defects of the Supply are expressly and exhaustively regulated in this Clause 5. This limitation of liability shall not apply in the event of gross negligence or wilful misconduct.
- 6 Warranty
 - 6.1 GEOBRUGG will give a warranty for defects in the Supply, provided that the defects occur before the expiry of the warranty period.
 - 6.2 GEOBRUGG shall not be liable for defects which are caused by the Customer or which occur in particular as a consequence of normal wear, incorrect installation, the use of material of the Customer or of third parties, installation or maintenance by third parties, overload, natural disasters or environmental damage.
 - 6.3 In the event the Supply is shown to be defective, the Customer's rights are restricted to demanding that GEOBRUGG, to the extent it is responsible for the defects, remedy the defects within a reasonable time, provided that the defects occur before the expiry of the warranty period.
 - 6.4 GEOBRUGG shall have no obligation to remedy defects unless the Customer did notify GEOBRUGG in writing of the defects before expiry of the warranty period and without delay after having detected the defects.
 - 6.5 GEOBRUGG shall bear its own costs incurred in performing remedial work in its facility. Any other costs shall be borne by the Customer.
 - 6.6 The warranty period shall be 12 months. The warranty period shall commence when the Supply leaves the facility of GEOBRUGG or upon the acceptance of the Supply or, in case the Supply includes Services, upon completion of the Services, and shall expire in any event at the latest 14 months starting from the scheduled time of dispatch of the Supply as set forth in the Contract.
 - 6.7 The claims of the Customer arising from or in connection with GEOBRUGG's warranty for defects of the Supply are expressly and exhaustively regulated in this Clause 6. This limitation of liability shall not apply in the event of gross negligence or wilful misconduct.
- 7 Retention of Title

The Supply shall remain the property of GEOBRUGG until the Customer has properly fulfilled its payment obligations and GEOBRUGG has received full payments as set forth in the Contract.
- 8 Limitation of Liability
 - 8.1 All claims by the Customer for damages not affecting the Supply itself, such as, but not be limited to, loss of use, loss of orders, loss of profits, claims by third parties or claims for indirect or consequential damages, irrespective of the legal basis for such claims, shall be excluded. The total liability of GEOBRUGG arising from or in connection with the Contract or the breach thereof shall be limited in the aggregate to 50% (including the liquidated damages due hereunder) of the price agreed upon for the Supply performed.
 - 8.2 The claims of the Customer arising from or in connection with the Contract or the breach thereof are expressly and exhaustively regulated in these General Conditions. Any and all other claims shall be excluded. This limitation of liability shall not apply in the event of gross negligence or wilful misconduct.
- 9 Return of Parts of the Supply

Subject to a prior mutual agreement in writing, GEOBRUGG shall be prepared to take back under certain conditions parts of the Supply.
- 10 Concluding Provisions
 - 10.1 Any amendments to the Contract shall be in written form.
 - 10.2 Should any provision of these General Conditions prove to be invalid, wholly or in part, the Parties shall replace such provision with a new one that comes as close as possible to the economic effect of the original provision.
- 11 Jurisdiction and Applicable Law
 - 11.1 **Place of jurisdiction shall be Romanshorn, Switzerland. GEOBRUGG may, however, also bring an action before the courts at the Customer's domicile.**
 - 11.2 The Contract shall be governed by the substantive laws of Switzerland. The application of the United Nations' Convention on Contracts for the International Sale of Goods of April 11, 1980, shall be excluded.
- 12 Appendix

In case the Supply includes Services, the Conditions of Installation of GEOBRUGG shall, to the extent not in contradiction with these General Conditions, apply to the performance thereof.

ANEXO 5.4

**COTIZACION DE BARRERA
FLEXIBLE DE RETENCION**
GEOBRUGG AG – GEOHAZARD SOLUTIONS



GEO - 0022 - 12

Fecha : 21 / Agosto /2012

Zona Industrial Plan de La Laguna, Lotes 15 y 16, Bodegas 1 y 2
Antiguo Cuscatlán, La Libertad, El Salvador
PBX. (503) 2220-5000 , Fax Ventas (503) 2220-4474

Table with 3 columns: Cliente (ING. JORGE LUIS CHICAS CIENFUEGOS), Proyecto (Barrera GEOBRUGG contra flujo de detritos), and Forma de Pago (A negociar).

Despues de un cordial y atento saludo tenemos el agrado de presentar a su digna consideracion nuestra oferta por SUMINISTRO de materiales

Main table with 5 columns: CANTIDAD, Unid., DESCRIPCIÓN, PRECIO, and TOTAL. Includes item details for BARRERA DINAMICA TIPO UX180-H6 and a summary row with SUB TOTAL, 13%, and TOTAL.

Forma de Pago : 50% anticipo, 50% contra entrega de materiales en proyecto
Lugar de Entrega : En Proyecto
Tiempo de Entrega : 6 - 7 semanas despues de recibido el anticipo.
Validez de la oferta: 30 dias

Atentamente.

Handwritten signature of Eduardo Olivo

Ing. Eduardo Olivo
Jefe Geosintéticos



ACEPTADO CLIENTE

ANEXO 5.5

MEMORIA DE CALCULO SECCIONES DE CANALES ABIERTOS

CÁLCULO DE CAUDALES, TIRANTE NORMAL Y VELOCIDAD DEL AGUA EN SECCIONES TRANSVERSALES DE CANALES ABIERTOS

1. Cálculo de caudales

$$Q = 27.77778 \text{ C.I.A.} \quad (\text{EC. 5.1})$$

donde:

Q: caudal, m³/s

C: coeficiente de escorrentía¹, adimensional

I: intensidad de la lluvia, mm/h

A: área de la cuenca, m²

Coeficiente de escorrentía, C

La tabla 5.1 muestra los parámetros utilizados para determinar el coeficiente de escorrentía, en función del relieve, permeabilidad del suelo, vegetación del suelo y capacidad de almacenaje de agua. Al sumar los valores para cada parámetro, se determina el valor $K = 75$, con el que se elige el valor del coeficiente de escorrentía, dando como resultado $C = 0.65$.

¹ Relación entre las cantidades de escorrentía y la cantidad de lluvia, depende del relieve del terreno, permeabilidad del suelo, vegetación y capacidad de almacenaje de agua

	VALORES DE K			
	40	30	20	10
1. Relieve del terreno	Muy accidentado pendientes superiores al 30%	Accidentado pendientes entre el 10% y el 30%	Ondulado Pendientes entre el 5% y el 10%	Llano Pendientes inferiores al 5%
2. Permeabilidad del suelo	20 Muy impermeable Roca	15 Bastante impermeable Arcilla	10 Bastante Permeable Normal	5 Muy Permeable Arena
3. Vegetación	20 Ninguna	15 Poca Menos del 10% de la superficie	10 Bastante Hasta el 50% de la superficie	5 Mucha Hasta el 90% de la superficie
4. Capacidad de almacenaje de agua	20 Ninguna	15 Poca	10 Bastante	5 Mucha
Valor de K comprendido entre	75-100	50-75	30-50	25-30
Valor de C	0.65-0.80	0.50-0.65	0.35-0.50	0.20-0.35

Tabla 5.1 Parámetros utilizados para determinar el coeficiente de escorrentía.

Intensidad, I

Para el caso de estudio, se tomó como documento de referencia el “Estudio Hidrológico e Hidráulico Mejoras al Drenaje en el Río Sumpul al Sur del Puente” en el cual se analizan los parámetros hidrológicos de la cuenca del Río Sumpul. Para el cálculo de la intensidad de lluvia, se tomó la Estación Chorrera del Guayabo, en el departamento Cabañas, latitud 14° 00′ N, longitud 88° 45′ W, elevación 190msnm, con el último registro anual disponible (año2009), precipitación anual acumulada de 2,121mm.

En el Cantón El Zapotal y zonas aledañas, las precipitaciones máximas, típicamente tienen duración de 30 a 60 min, por tanto, se utilizará la intensidad para una duración² de

² Para un mismo período de retorno, la duración e intensidad de la lluvia tienen una relación inversa, así, al disminuir la duración de la lluvia, la intensidad aumenta, o viceversa.

30 minutos y período de retorno 25 años, obteniendo una intensidad $I = 128.25\text{mm/h}$, ver figura 2.

		Período de Retorno									
t(minutos)	500	200	100	50	25	20	10	5	3	2	
5	316.90	290.14	258.43	234.63	222.12	213.23	193.84	184.19	156.94	152.61	
10	272.46	249.72	225.14	204.74	193.39	184.68	166.80	152.93	135.78	118.96	
15	239.56	219.69	199.75	181.89	171.41	163.18	146.74	131.66	119.74	99.14	
20	214.15	196.45	179.72	163.82	154.02	146.36	131.23	116.16	107.16	85.86	
30	177.38	162.72	150.08	137.01	128.25	121.71	108.73	94.90	88.66	68.90	
45	141.94	130.14	120.81	110.47	102.79	97.63	87.00	75.47	70.57	54.40	
60	118.88	108.92	101.43	92.85	85.94	81.81	72.85	63.27	58.70	45.64	
90	90.47	82.76	77.23	70.81	64.96	62.19	55.41	48.58	44.06	35.36	
120	73.52	67.15	62.66	57.50	52.37	50.44	45.00	39.92	35.35	29.37	
180	54.04	49.24	45.83	42.11	37.93	36.91	33.04	29.99	25.43	22.51	
240	43.07	39.16	36.34	33.42	29.84	29.29	26.31	24.35	19.92	18.59	
360	31.00	28.10	25.93	23.87	21.04	20.94	18.91	18.07	13.95	14.17	

Figura 5.2 Intensidad de la lluvia en función del período de retorno de la tormenta de diseño y duración.

Área, A

La figura 5.3 es la zona del deslizamiento de tierra, muestra las superficies delimitadas dentro del parteaguas, para el cálculo de caudales y posterior diseño de las secciones trapezoidales de los canales, se observan las curvas de nivel cada 10m y empedrados propuestos. Las áreas³ necesarias para determinar los caudales que transportan los canales, se muestran en la tabla 5.1.

³ Las áreas fueron determinadas mediante el software Autocad 2012.

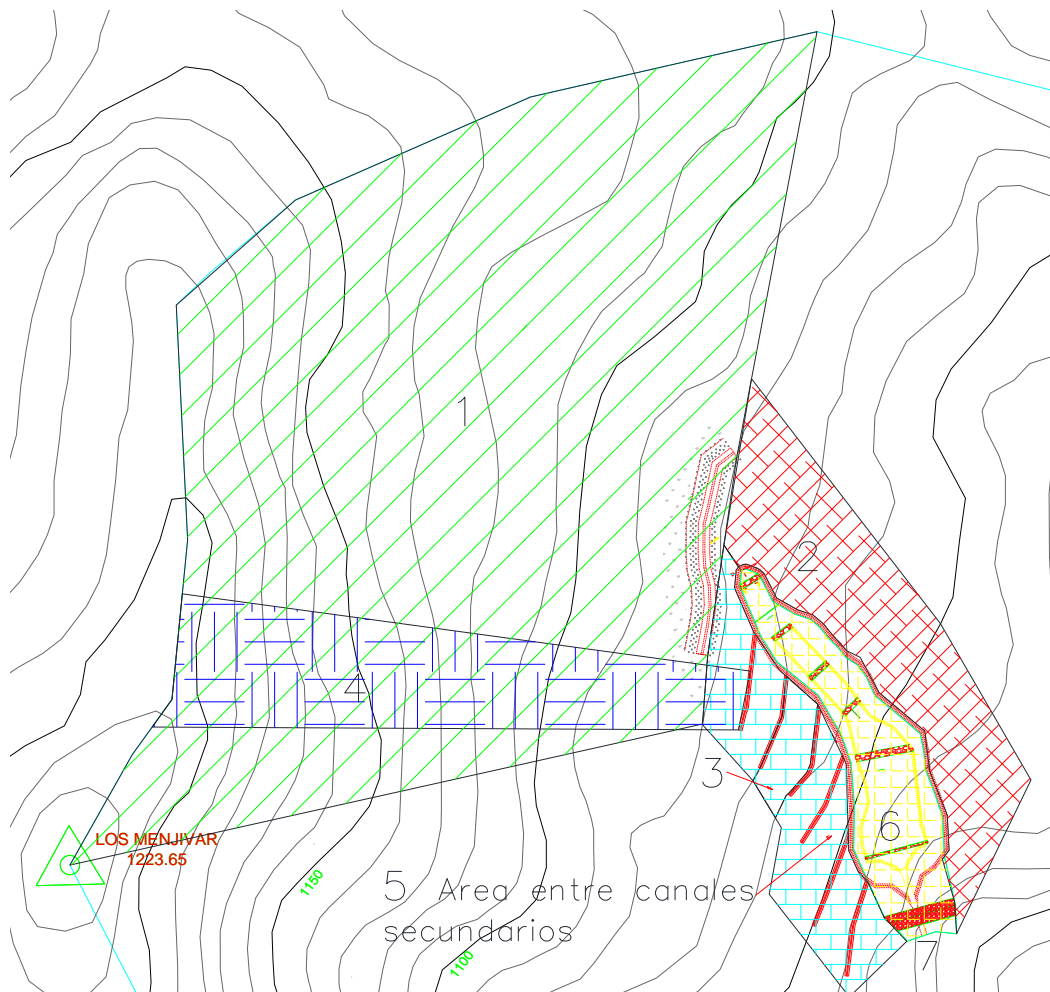


Figura 5.3 Superficies delimitadas al interior de una parte del parteaguas, para el cálculo de caudales y posterior diseño de las secciones trapezoidales de los canales, se observan las curvas de nivel cada 10m y empedrados propuestos. Escala: sin escala.

Tabla 5.1 Número de áreas y valores en m²

Área No.	Valor, m ²	Área No.	Valor, m ²
1	64800.00	5	800.00
2	8000.00	6	4400.00
3	5700.00	7	23300.00
4	9600.00	---	---

Aplicando la ecuación 5.1 se obtienen los caudales que se muestran en la tabla 5.2.

Tabla 5.2 Áreas, caudales y descripción de los canales a diseñar.

Área No.	Área, m ²	Caudal, m ³ /s	Descripción
1	64800	1.50	Canal de desviación
2	8000	0.19	Canal perimetral este
3	5700	0.13	Canal perimetral oeste
4	9600	0.22	Canal secundario inicial
5	800	0.02	Canales secundarios
6	4400	0.10	Canales al pie
7	23300	0.54	Canal de descarga

De acuerdo con la fórmula de Manning, la velocidad del flujo en canales abiertos se expresa según la ecuación 5.2.

$$V = \frac{1}{n} \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot S^{\frac{1}{2}} \quad (\text{EC. 5.2})$$

donde:

V: velocidad media del agua, m/s

R: radio hidráulico, m.

S: pendiente longitudinal del canal, m/m

n : parámetro que depende de la rugosidad⁴ de la pared

$$\text{Si: } Q = V.A \quad (\text{EC. 5.3})$$

donde:

A : área de la sección transversal del flujo de agua, m^2

Q : caudal del agua, m^3/s

Sustituyendo ecuación 5.2 en 5.3 se tiene:

$$Q = \left(\frac{1}{n} \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot S^{\frac{1}{2}} \right) \cdot A \quad (\text{EC. 5.2})$$

Las variables geométricas de la sección, consideradas en el diseño de la misma, se muestran en la figura 5.4.

⁴ El ingeniero irlandés Robert Manning presentó el 4 de diciembre de 1889 en el Institute of Civil Engineers de Irlanda, una fórmula compleja para la obtención de la velocidad que podía simplificarse como $V = C \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot S^{\frac{1}{2}}$. Tiempo después fue modificada por otros estudiosos y expresada en unidades métricas como $V = \frac{1}{n} \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot S^{\frac{1}{2}}$. Al hacer el análisis dimensional de n se deduce que tiene unidades $T \cdot L^{-\frac{1}{3}}$. Como no resulta explicable que aparezca el término tiempo T , en un coeficiente que expresa rugosidad, se propuso hacer intervenir un factor \sqrt{g} , siendo “ g ” la aceleración de la gravedad, con lo que las unidades de n serían $L^{\frac{1}{6}}$, más propias del concepto físico que pretende representar, ver Ven Te Chow. Hidráulica de los canales abiertos. Pág. 96, nota 10. El valor del coeficiente es más alto cuanto más rugosidad presenta la superficie de contacto de la corriente de agua.

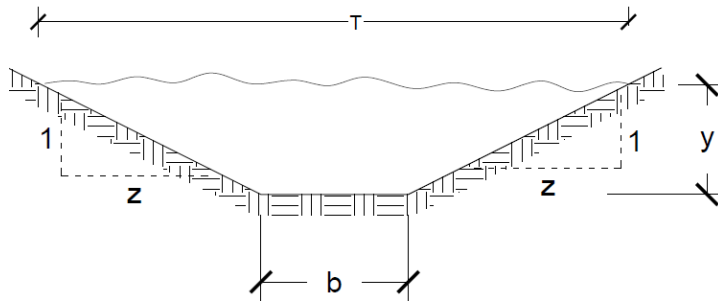


Figura 5.4 Variables geométricas de la sección trapezoidal, consideradas en el diseño de la misma.

donde:

b: ancho de la base, m

z: talud, adimensional

y: tirante normal, m

T: espejo de agua, m

Si el área hidráulica se expresa según la ecuación 5.3 y el perímetro mojado según la ecuación 5.4, el radio hidráulico se define según la ecuación 5.5.

$$A = (b + zy) \cdot y \quad (\text{EC. 5.3})$$

$$P = b + 2y \cdot \sqrt{1 + z^2} \quad (\text{EC. 5.4})$$

$$R = \frac{A}{P} = \frac{(b + zy) \cdot y}{b + 2y \cdot \sqrt{1 + z^2}} \quad (\text{EC. 5.5})$$

Sustituyendo la ecuación 5.5 en ecuación 5.2, resolver por pruebas sucesivas, el valor del tirante normal “y”, se tiene:

$$\frac{nQ}{S^{1/2}} = (by + zy^2) \cdot \left(\frac{(b + zy) \cdot y}{b + 2y \cdot \sqrt{1 + z^2}} \right)^{2/3} \quad (\text{EC. 5.6})$$

Para determinar si el régimen de flujo es subcrítico, crítico o supercrítico, se calcula el número de Froude, usando la ecuación 5.7.

$$F_R = \frac{V}{\sqrt{gD}} \quad (\text{EC. 5.7})$$

donde:

V: velocidad media del agua en la sección del canal, m/s

D: profundidad hidráulica (A/T) en metros, siendo A el área de la sección transversal del flujo y T el ancho de la lámina libre.

g: aceleración de la gravedad, m/s^2

En el caso que sea:

$F_R > 1$, el régimen del flujo es supercrítico.

$F_R = 1$, el régimen del flujo es crítico.

$F_R < 1$, el régimen del flujo es subcrítico.

La tabla 5.3 presenta los caudales, pendientes longitudinales, rugosidad, anchos de las bases de las secciones, relación alto-ancho de los taludes, tirante normal, área hidráulica, perímetro mojado, radio hidráulico, velocidad del agua en el canal, régimen de flujo.

Tabla 5.3 Cuadro resumen de los datos necesarios para el diseño de las secciones trapezoidales de los canales de drenaje superficial

Sección	Descripción	Caudal "Q", m ³ /s	Pendiente "S", m/m	Rugosidad "n"	Ancho de la base "b", m	Talud "z", adimensional	*Tirante normal "y", m
C-1	Canal de desviación	1.50	0.02	0.035	2.80	2	0.2871
C-2	Canal perimetral este	0.19	0.40	0.035	0.35	2	0.1069
	Canal perimetral oeste	0.13	0.40	0.035	0.35	2	0.0875
	Canal secundario inicial	0.22	0.02	0.035	0.35	2	0.2416
C-3	Canales secundarios	0.02	0.02	0.035	0.30	2	0.0765
	Canales al pie de taludes	0.10	0.40	0.035	0.30	2	0.0812
C-4	Canal de descarga	0.54	0.40	0.035	1.00	2	0.1167

Continúa...

...Continuación de tabla 5.3

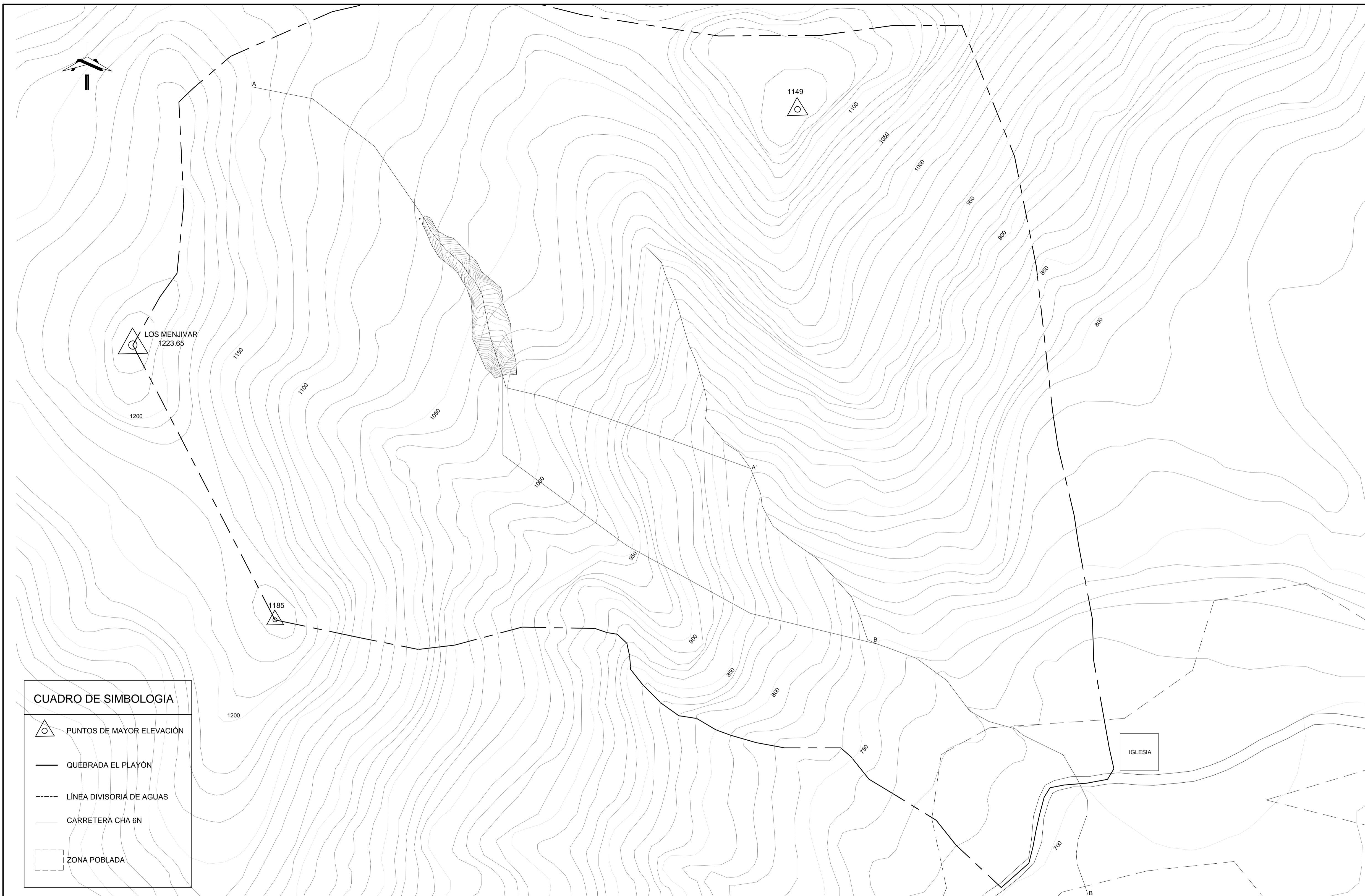
Sección	Profundidad de canal propuesto, m	Espejo de agua "T", m	Área hidráulica "A", m ²	Perímetro mojado "P", m	Radio hidráulico "R", m	Velocidad "V", m/s	Número de Froude "FR", adimensional	Régimen de flujo
C-1	0.50	3.948	0.9687	4.0840	0.2372	1.55	0.9980	Subcrítico
C-2	0.30	0.778	0.0603	0.8281	0.0728	3.15	3.6125	Supercrítico
		0.700	0.0459	0.7413	0.0620	2.83	3.5267	Supercrítico
		1.316	0.2013	1.4305	0.1407	1.09	0.8925	Subcrítico
C-3	0.30	0.606	0.0347	0.6421	0.0540	0.58	0.7704	Subcrítico
		0.625	0.0375	0.6631	0.0566	2.66	3.4702	Supercrítico
C-4	0.40	1.467	0.1439	1.5219	0.0946	3.75	3.8231	Supercrítico

Notas de la tabla 5.3

* Se elige el valor del tirante normal que hace cierta la igualdad, ecuación 5.6, o se obtienen valores muy cercanos en ambos lados de la ecuación 5.6.

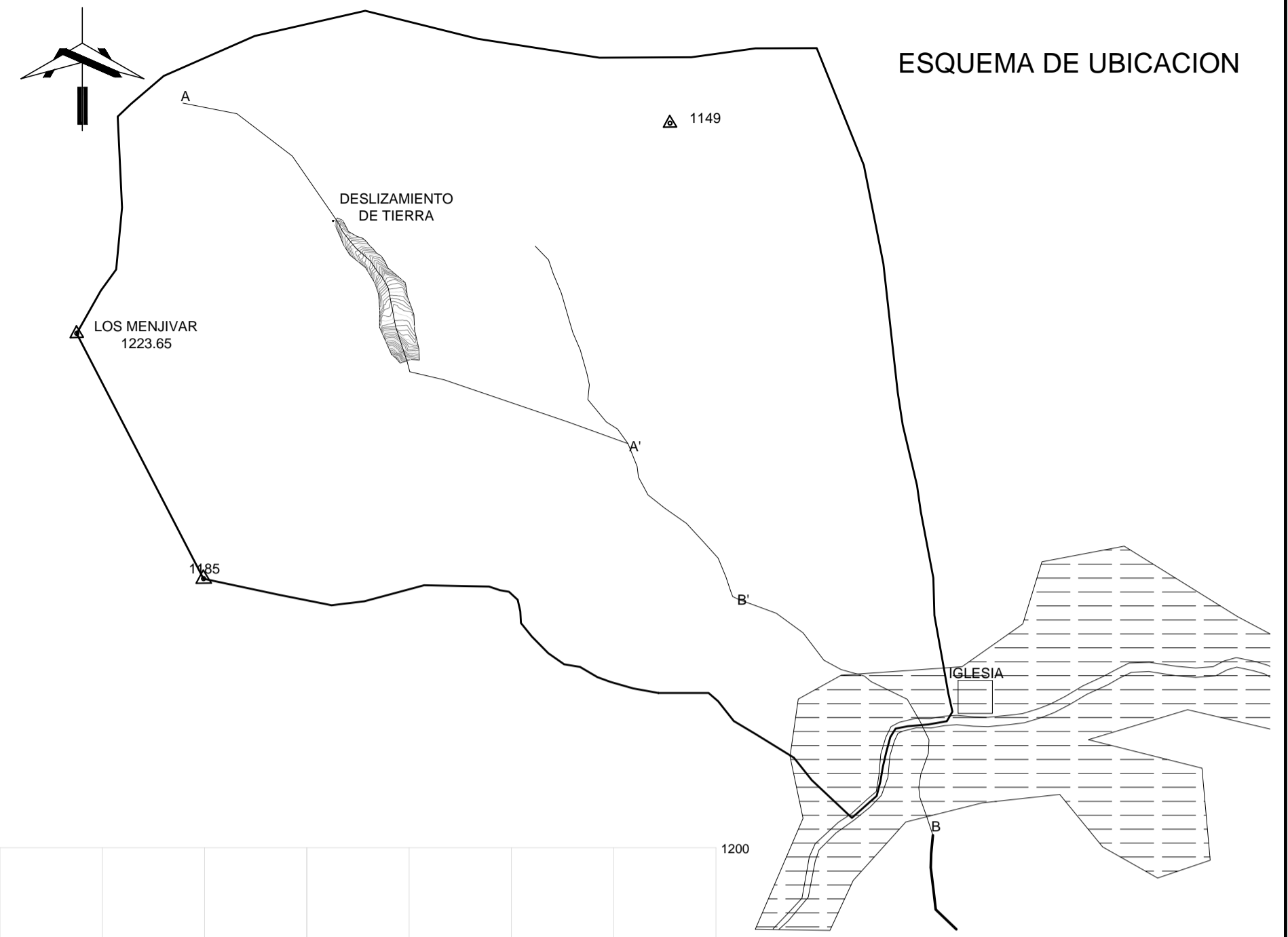
Debido a que en los tramos con pendientes máximas, se alcanzan regímenes de flujo supercríticos, se propone la construcción de disipadores de energía cinética mediante gradas conformadas con colchones de roca del lugar, en varios tramos de la zona del deslizamiento de tierra, ver planos en anexo 5.1.

Para que la velocidad del flujo no se considere erosiva, ésta debe ser a lo sumo 1.50 m/s, por tanto, los colchones de roca sirven para disipar energía cinética, esto con el objetivo de contrarrestar el flujo supercrítico.

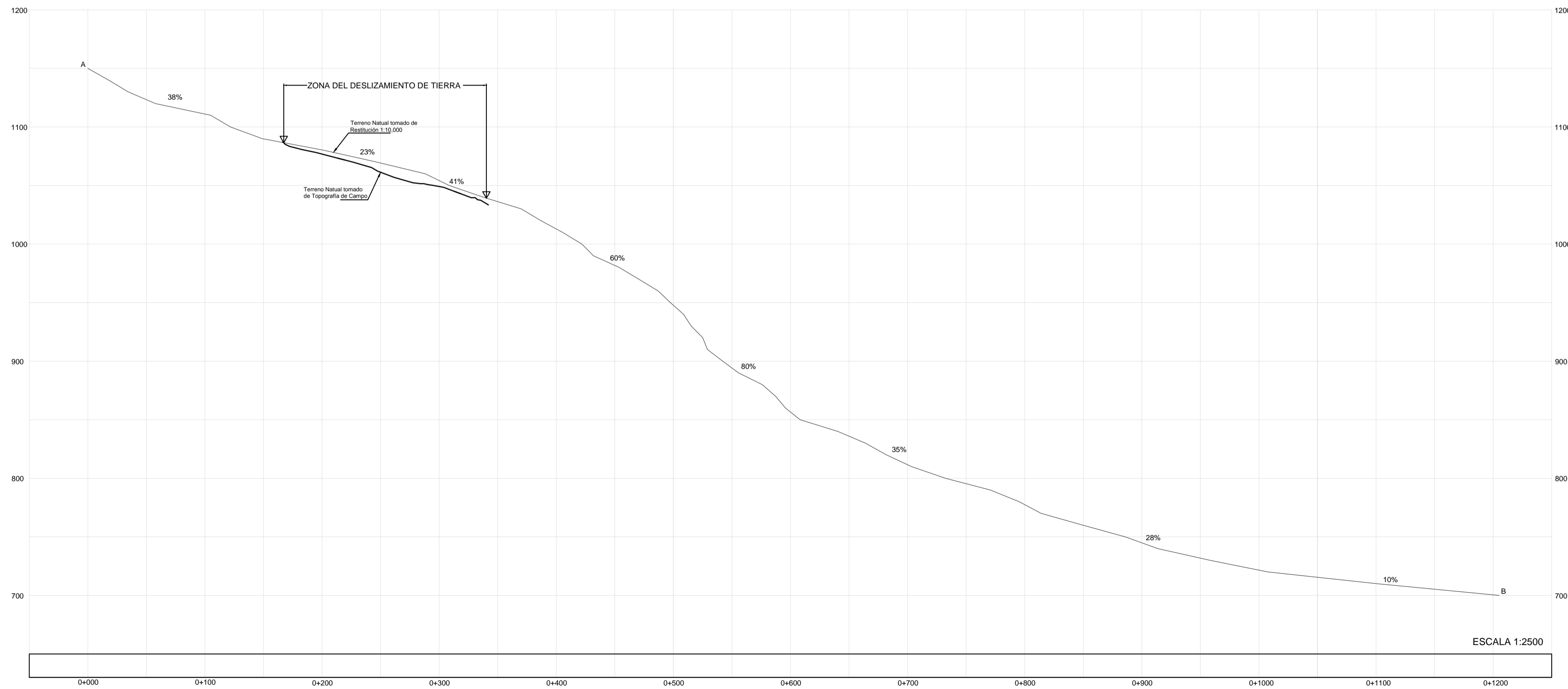


CUADRO DE SIMBOLOGIA	
	PUNTOS DE MAYOR ELEVACIÓN
	QUEBRADA EL PLAYÓN
	LÍNEA DIVISORIA DE AGUAS
	CARRETERA CHA 6N
	ZONA POBLADA

	INSTITUCIÓN: UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL	TRABAJO DE GRADUACIÓN: PROPUESTA DE SOLUCIONES TEMPRANAS CON OBRAS DE INGENIERIA DE BAJO COSTO; PARA MITIGACION DE RIESGOS Y CONTROL DE VULNERABILIDAD, EN ZONAS DE DESLIZAMIENTOS EN LADERAS DE MONTAÑAS Y VOLCANES EN EL SALVADOR.	CASO DE ESTUDIO: DESLIZAMIENTO DE TIERRA EN CERRO LA BARRERA, CANTON EL ZAPOTAL, MUNICIPIO OJOS DE AGUA, DEPARTAMENTO CHALATENANGO	NOMBRE DEL PLANO: ANEXO 3.2 PLANO DE CURVAS ALTIMÉTRICAS PLANTA TÍPICA	ESCALAS: 1:2000	No. PLANO: A.3.2 1 / 2
	DOCENTES DIRECTORES: ING. M.Sc. ROGELIO ERNESTO GODINEZ GONZALEZ ING. ROBERTO OTONIEL BERGANZA ESTRADA		PRESENTA: CHICAS CIENFUEGOS, JORGE LUIS MARTINEZ SARAVIA, NAZIRA ESPERANZA	CONTENIDO: PLANTA GENERAL DE LA SUB-CUENCA DE QUEBRADA EL PLAYÓN, EN CANTON EL ZAPOTAL, MUNICIPIO OJOS DE AGUA, DEPARTAMENTO CHALATENANGO	FECHA: AGOSTO/2012	



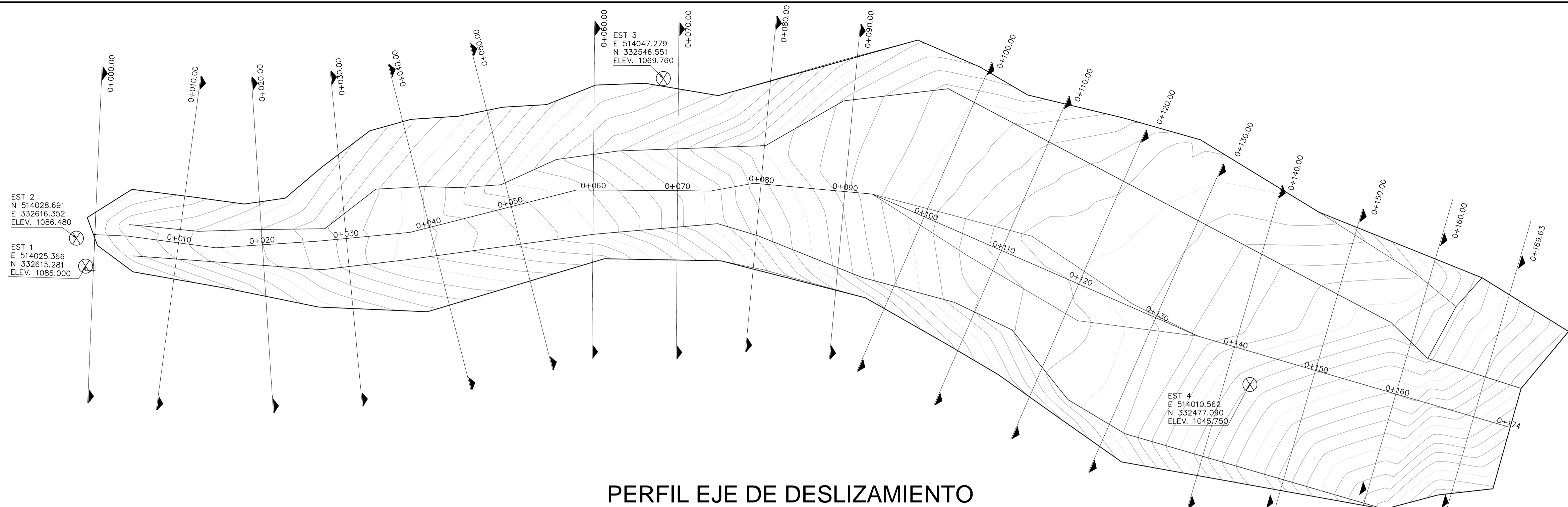
PERFIL LONGITUDINAL A - A' - B



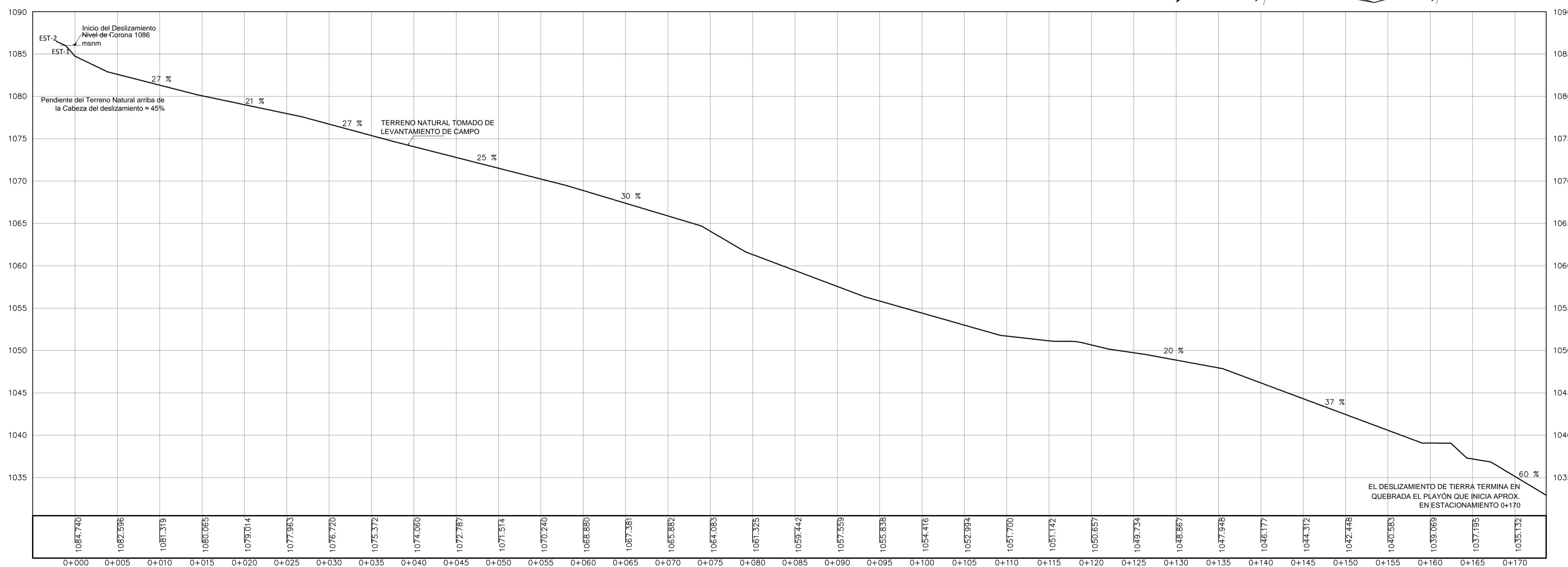
CUADRO DE SIMBOLOGIA	
	PUNTOS DE MAYOR ELEVACIÓN
	QUEBRADA EL PLAYÓN
	PARTEAGUAS
	PERFILES LONGITUDINALES
	CARRETERA CHA 6N
	ZONA POBLADA

ESCALA 1:2500

	INSTITUCION: UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL	TRABAJO DE GRADUACIÓN: PROPUESTA DE SOLUCIONES TEMPRANAS CON OBRAS DE INGENIERIA DE BAJO COSTO; PARA MITIGACION DE RIESGOS Y CONTROL DE VULNERABILIDAD, EN ZONAS DE DESLIZAMIENTOS EN LADERAS DE MONTAÑAS Y VOLCANES EN EL SALVADOR.	CASO DE ESTUDIO: DESLIZAMIENTO DE TIERRA EN CERRO LA BARRERA, CANTON EL ZAPOTAL, MUNICIPIO OJOS DE AGUA, DEPARTAMENTO CHALATENANGO	NOMBRE DEL PLANO: ANEXO 3.2 PLANO DE CURVAS ALTIMÉTRICAS PERFIL GENERAL	ESCALAS: 1:2000	No. PLANO: A.3.2 2 / 2
	DOCENTES DIRECTORES: ING. M.Sc. ROGELIO ERNESTO GODINEZ GONZALEZ ING. ROBERTO OTONIEL BERGANZA ESTRADA		PRESENTA: CHICAS CIENFUEGOS, JORGE LUIS MARTINEZ SARAVIA, NAZIRA ESPERANZA	CONTENIDO: PERFIL GENERAL, SOBRE EJE DEL DESLIZAMIENTO DESDE ZONA ALTA CERRO LA BARRERA HASTA ZONA DE DEYECCIÓN QUEBRADA EL PLAYON, CANTON EL ZAPOTAL	FECHA: AGOSTO/2012	

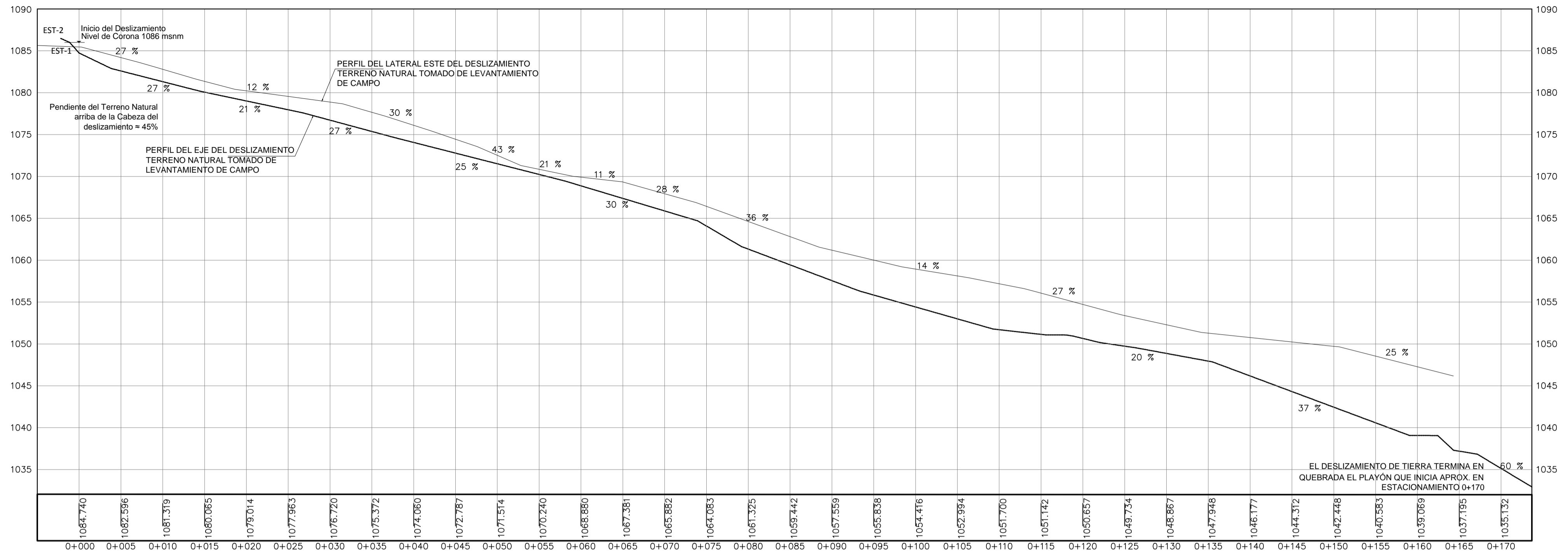


PERFIL EJE DE DESLIZAMIENTO

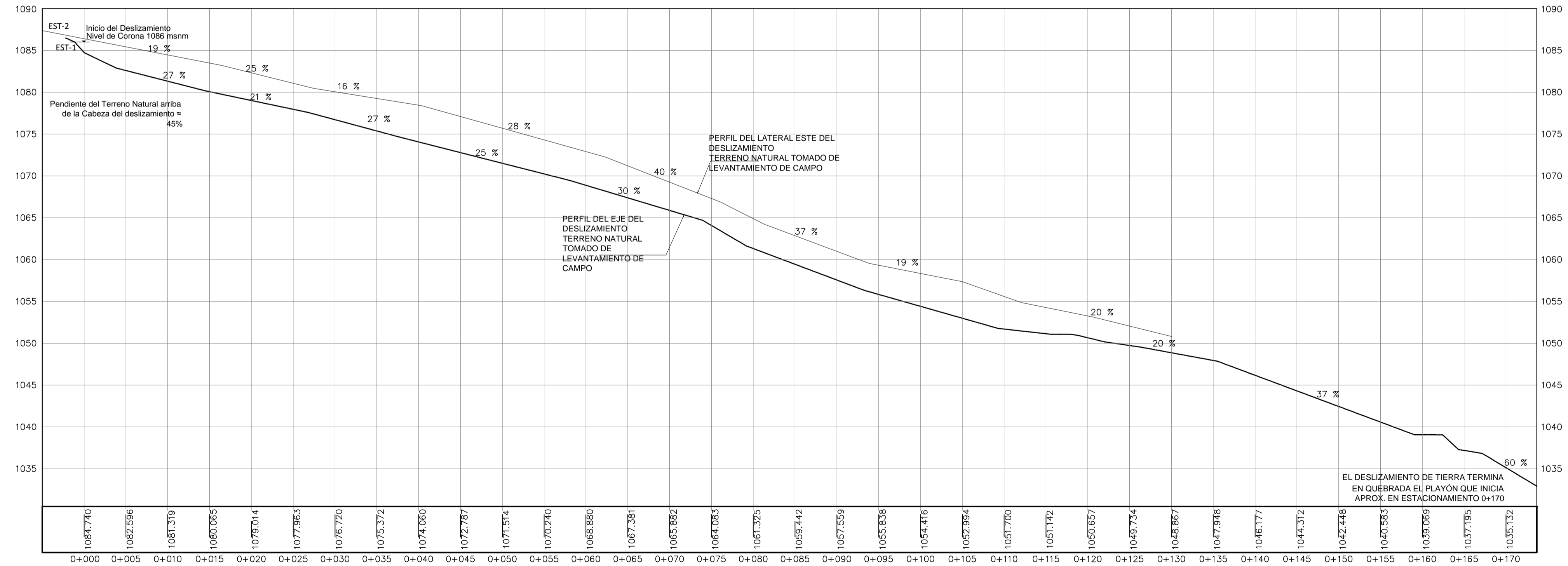


INSTITUCION: UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL	TRABAJO DE GRADUACIÓN: PROPUESTA DE SOLUCIONES TEMPRANAS CON OBRAS DE INGENIERIA DE BAJO COSTO; PARA MITIGACION DE RIESGOS Y CONTROL DE VULNERABILIDAD, EN ZONAS DE DESLIZAMIENTOS EN LADERAS DE MONTAÑAS Y VOLCANES EN EL SALVADOR.	CASO DE ESTUDIO: DESLIZAMIENTO DE TIERRA EN CERRO LA BARRERA, CANTON EL ZAPOTAL, MUNICIPIO OJOS DE AGUA, DEPARTAMENTO CHALATENANGO	NOMBRE DEL PLANO: ANEXO 3.7 PLANTA, PERFIL Y SECCIONES TRANSVERSALES SOBRE EL EJE EN ZONA DE DESLIZAMIENTO	ESCALAS: 1:300	No. PLANO: A.3.7 1 / 4
DOCENTES DIRECTORES: ING. M.Sc. ROGELIO ERNESTO GODINEZ GONZALEZ ING. ROBERTO OTONIEL BERGANZA ESTRADA	PRESENTA: CHICAS CIENFUEGOS, JORGE LUIS MARTINEZ SARAVIA, NAZIRA ESPERANZA	CONTENIDO: PLANTA Y PERFIL SOBRE EJE DEL DESLIZAMIENTO DE TIERRA EN CERRO LA BARRERA	FECHA: AGOSTO/2012		

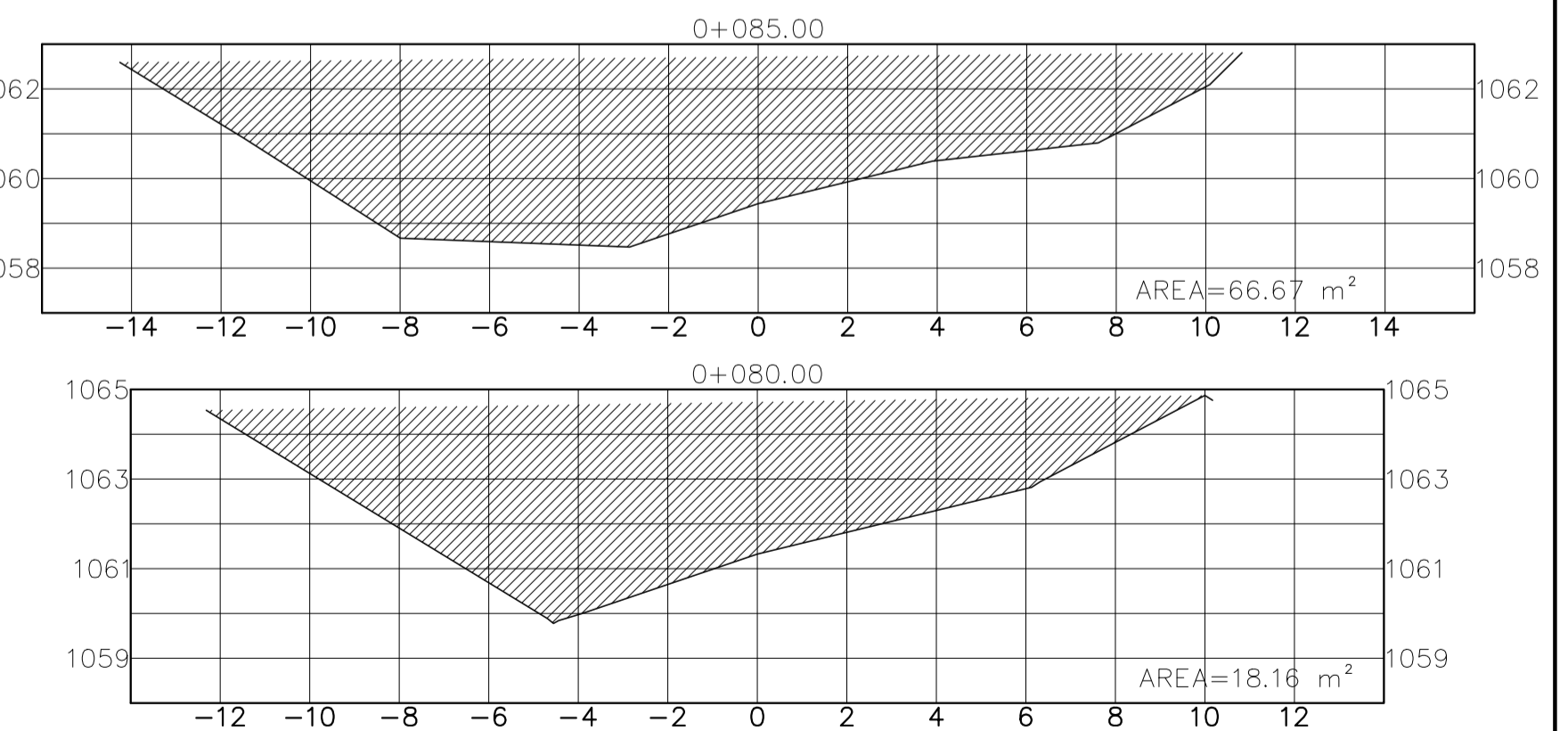
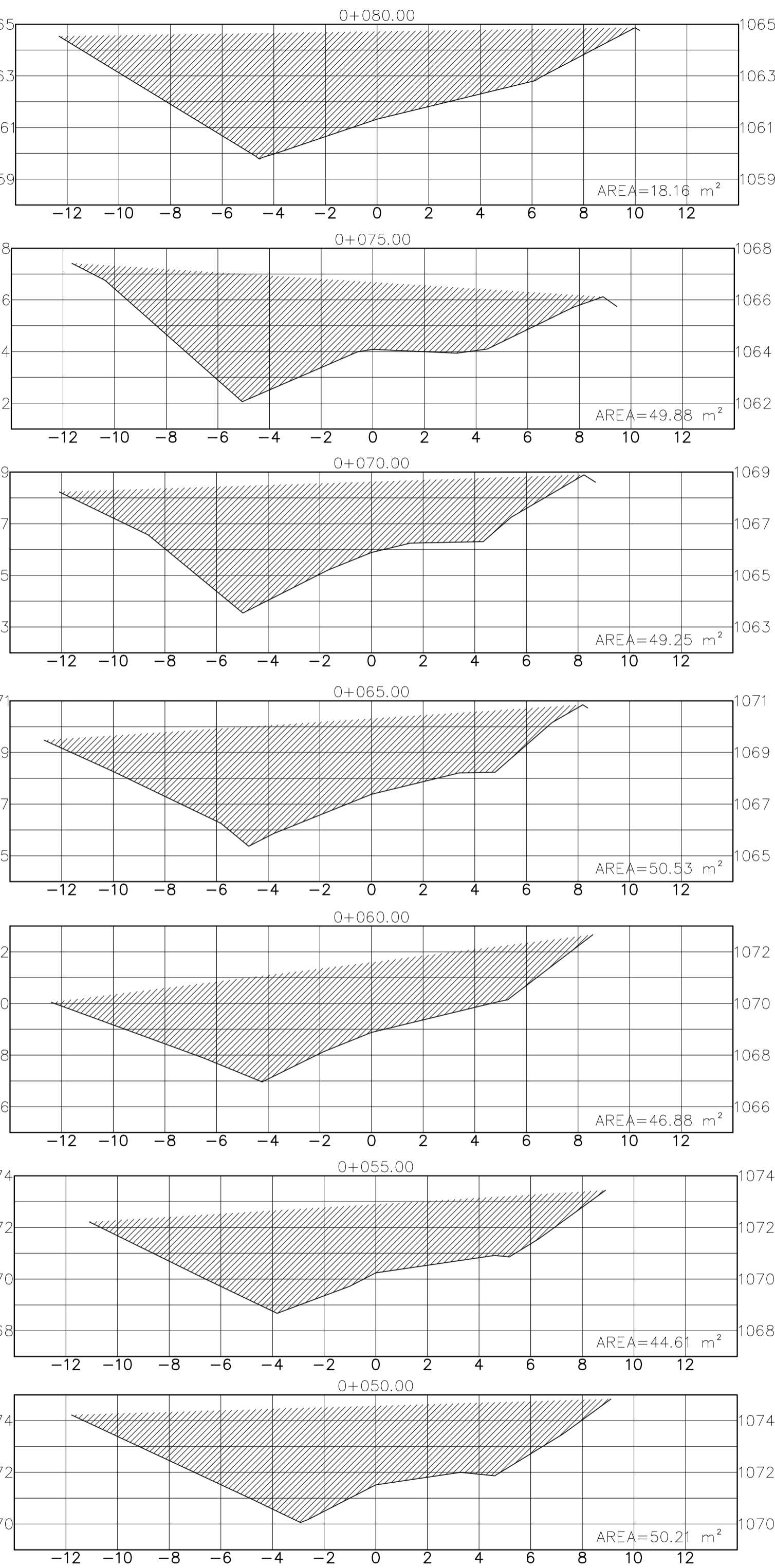
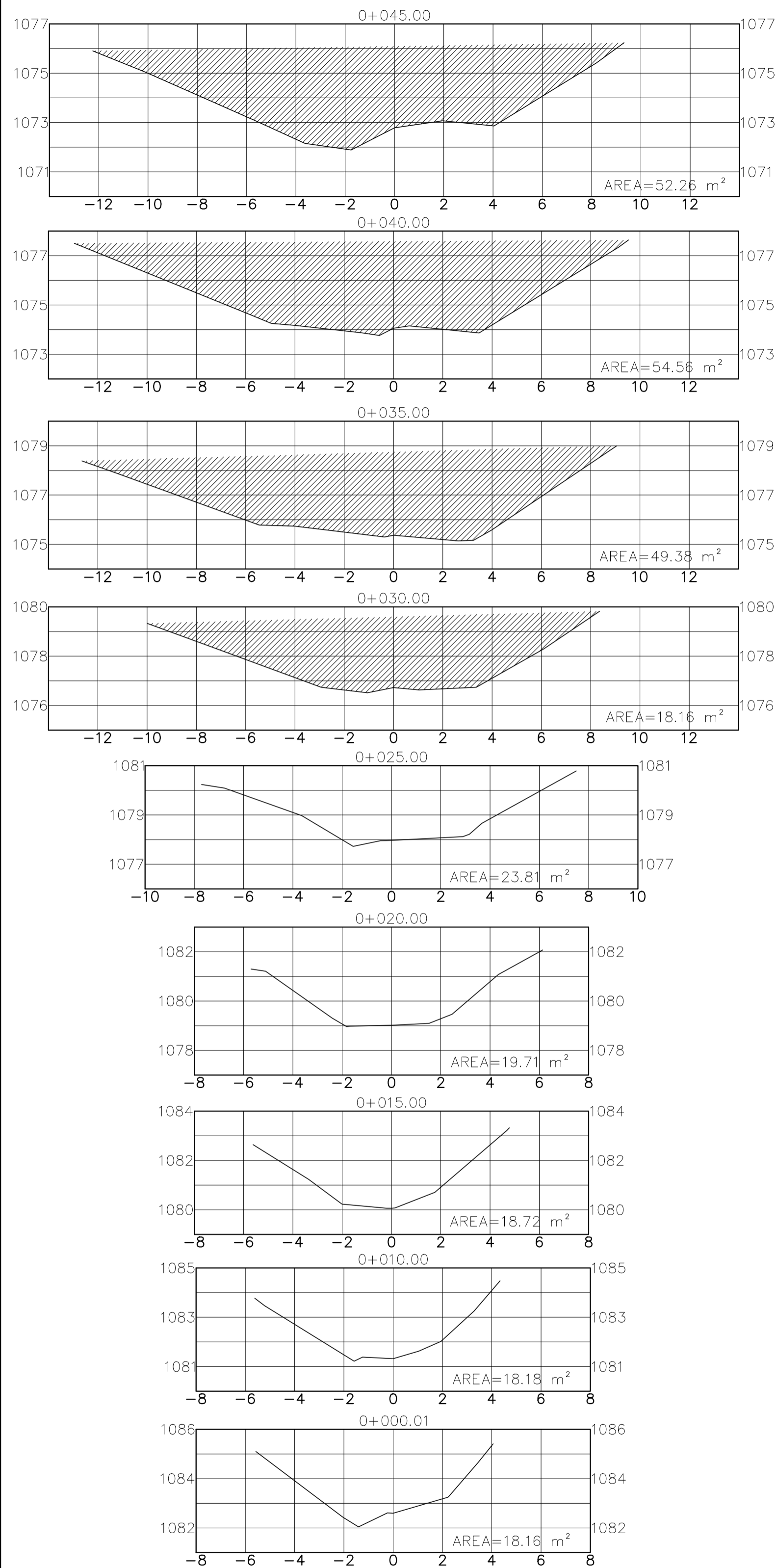
PERFIL LATERAL ESTE DEL DESLIZAMIENTO



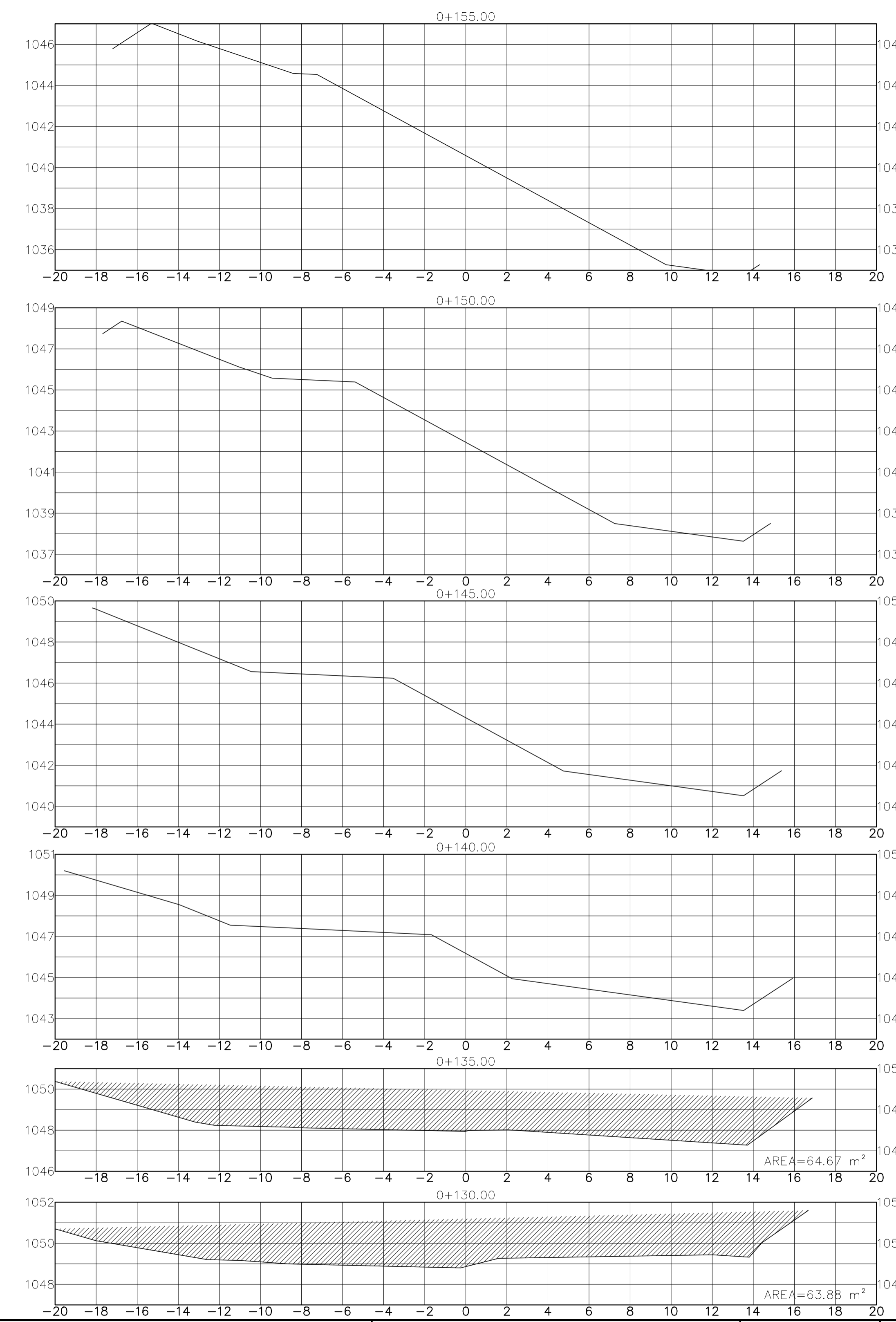
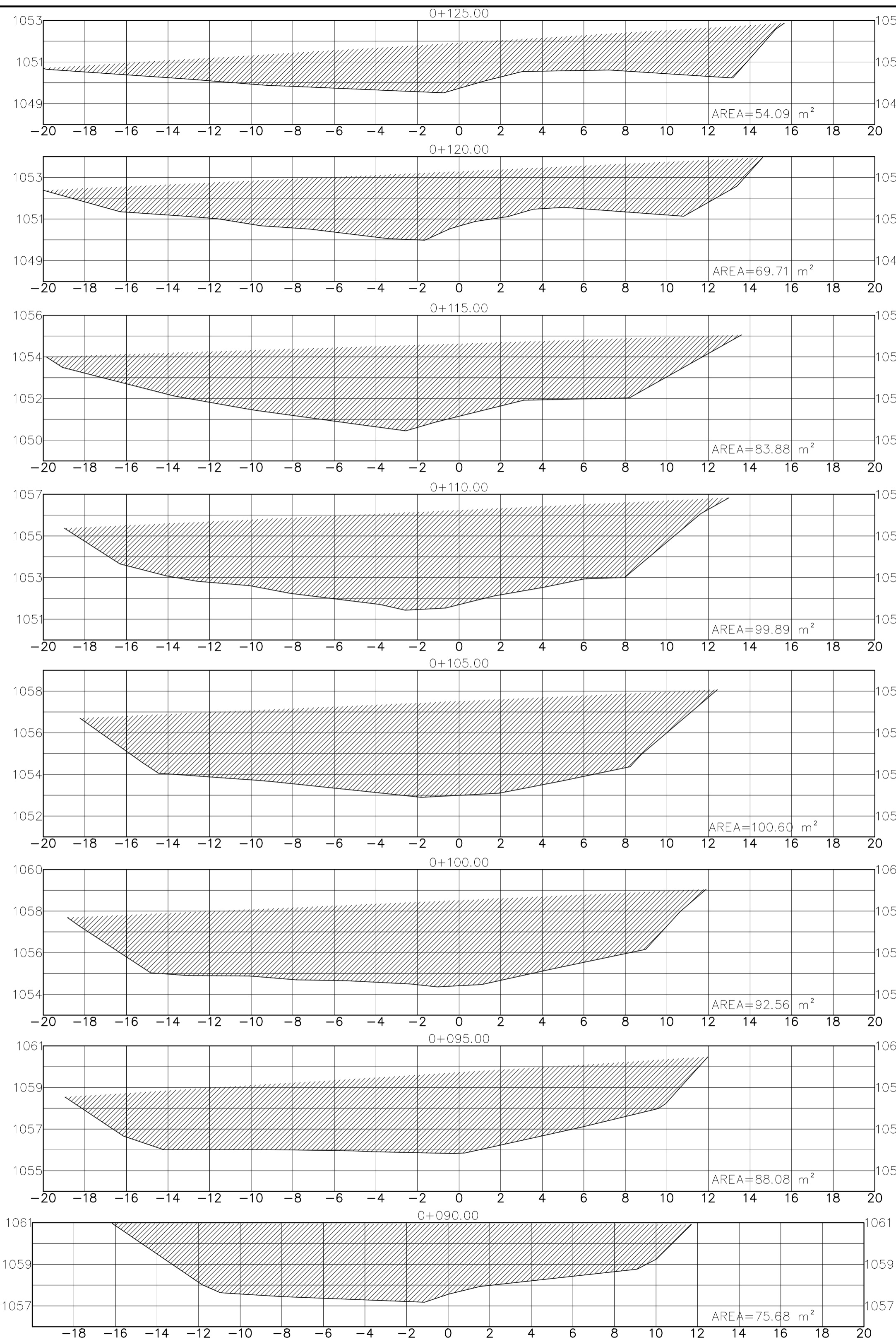
PERFIL LATERAL OESTE DEL DESLIZAMIENTO



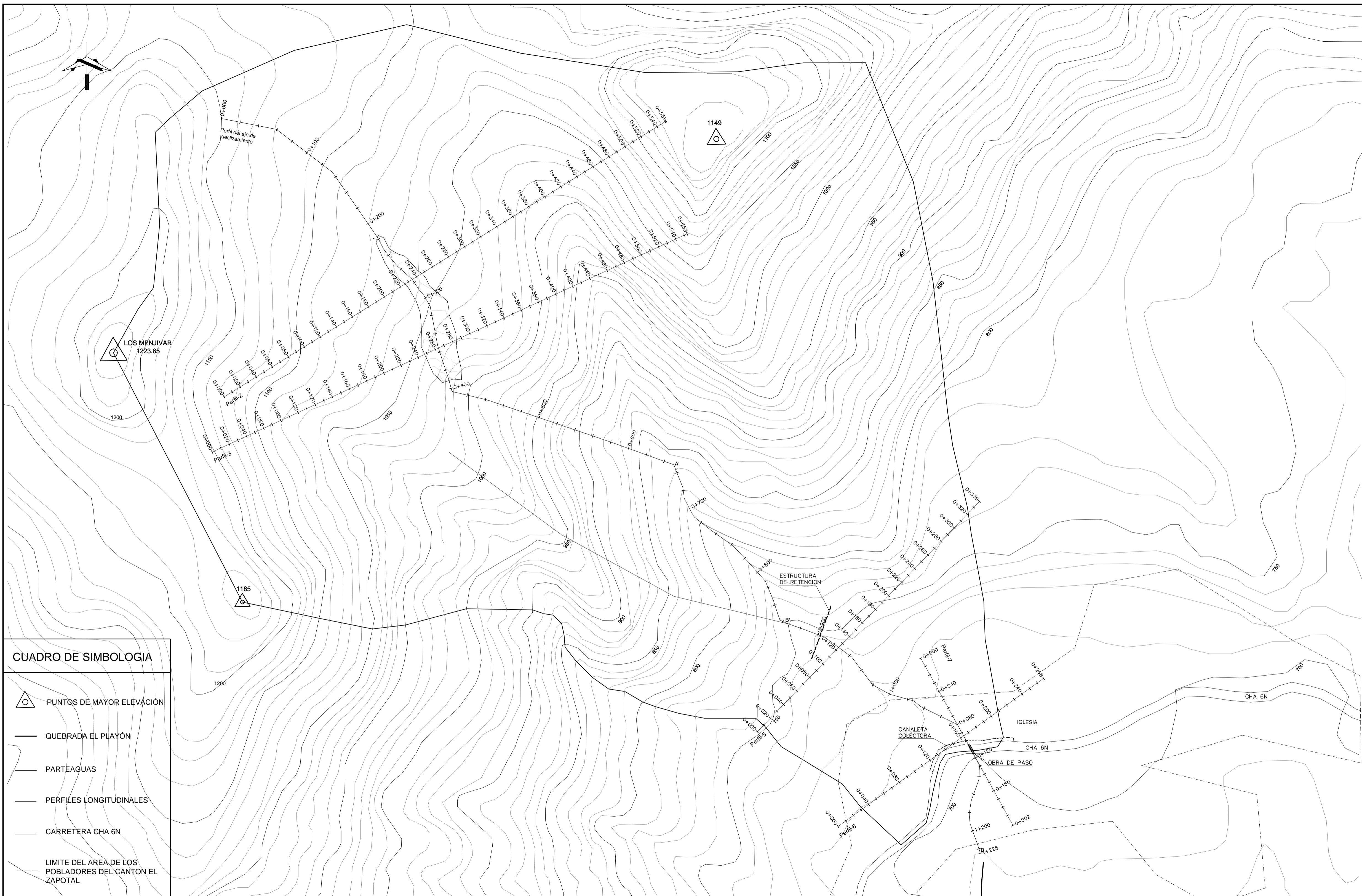
	<p>INSTITUCION: UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL</p> <p>DOCENTES DIRECTORES: ING. M.Sc. ROGELIO ERNESTO GODINEZ GONZALEZ ING. ROBERTO OTONIEL BERGANZA ESTRADA</p>	<p>TRABAJO DE GRADUACIÓN: PROPUESTA DE SOLUCIONES TEMPRANAS CON OBRAS DE INGENIERIA DE BAJO COSTO; PARA MITIGACION DE RIESGOS Y CONTROL DE VULNERABILIDAD, EN ZONAS DE DESLIZAMIENTOS EN LADERAS DE MONTAÑAS Y VOLCANES EN EL SALVADOR.</p>	<p>CASO DE ESTUDIO: DESPLAZAMIENTO DE TIERRA EN CERRO LA BURRERA, CANTON EL ZAPOTAL, MUNICIPIO OJOS DE AGUA, DEPARTAMENTO CHALATENANGO</p> <p>PRESENTA: CHICAS CIENFUEGOS, JORGE LUIS MARTINEZ SARAVIA, NAZIRA ESPERANZA</p>	<p>NOMBRE DEL PLANO: ANEXO 3.7 PLANTA, PERFIL Y SECCIONES TRANSVERSALES SOBRE EL EJE EN ZONA DE DESLIZAMIENTO</p> <p>CONTENIDO: PERFILES LATERALES DEL DESLIZAMIENTO DE TIERRA EN CERRO LA BURRERA</p>	<p>ESCALAS: 1:350</p> <p>FECHA: AGOSTO/2012</p>	<p>No. PLANO: A.3.7 2 / 4</p>
--	--	---	--	--	---	---------------------------------------



<p>INSTITUCION: UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL</p> <p>DOCENTES DIRECTORES: ING. M.Sc. ROGELIO ERNESTO GODINEZ GONZALEZ ING. ROBERTO OTONIEL BERGANZA ESTRADA</p>	<p>TRABAJO DE GRADUACIÓN: PROPUESTA DE SOLUCIONES TEMPRANAS CON OBRAS DE INGENIERIA DE BAJO COSTO; PARA MITIGACION DE RIESGOS Y CONTROL DE VULNERABILIDAD, EN ZONAS DE DESLIZAMIENTOS EN LADERAS DE MONTAÑAS Y VOLCANES EN EL SALVADOR.</p>	<p>CASO DE ESTUDIO: DESPLAZAMIENTO DE TIERRA EN CERRO LA BARRERA, CANTON EL ZAPOTAL, MUNICIPIO OJOS DE AGUA, DEPARTAMENTO CHALATENANGO</p> <p>PRESENTA: CHICAS CIENFUEGOS, JORGE LUIS MARTINEZ SARAVIA, NAZIRA ESPERANZA</p>	<p>NOMBRE DEL PLANO: ANEXO 3.7 PLANTA, PERFIL Y SECCIONES TRANSVERSALES SOBRE EL EJE EN ZONA DE DESLIZAMIENTO</p> <p>CONTENIDO: SECCIONES TRANSVERSALES EN ZONA DEL DESLIZAMIENTO DE TIERRA EN CERRO LA BARRERA</p>	<p>ESCALAS: 1:150</p> <p>FECHA: AGOSTO/2012</p>	<p>No. PLANO: A.3.7 3 / 4</p>
--	---	--	---	---	---



INSTITUCION: UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL	TRABAJO DE GRADUACIÓN: PROPUESTA DE SOLUCIONES TEMPRANAS CON OBRAS DE INGENIERIA DE BAJO COSTO; PARA MITIGACION DE RIESGOS Y CONTROL DE VULNERABILIDAD, EN ZONAS DE DESLIZAMIENTOS EN LADERAS DE MONTAÑAS Y VOLCANES EN EL SALVADOR.	CASO DE ESTUDIO: DESLIZAMIENTO DE TIERRA EN CERRO LA BARRERA, CANTON EL ZAPOTAL, MUNICIPIO OJOS DE AGUA, DEPARTAMENTO CHALATENANGO	NOMBRE DEL PLANO: ANEXO 3.7 PLANTA, PERFIL Y SECCIONES TRANSVERSALES SOBRE EL EJE EN ZONA DE DESLIZAMIENTO	ESCALAS: 1:150	No. PLANO: A.3.7 4 / 4
	DOCENTES DIRECTORES: ING. M.Sc. ROGELIO ERNESTO GODINEZ GONZALEZ ING. ROBERTO OTONIEL BERGANZA ESTRADA	PRESENTA: CHICAS CIENFUEGOS, JORGE LUIS MARTINEZ SARAVIA, NAZIRA ESPERANZA	CONTENIDO: SECCIONES TRANSVERSALES EN ZONA DEL DESLIZAMIENTO DE TIERRA EN CERRO LA BARRERA	FECHA: AGOSTO/2012	



INSTITUCION:
UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
 FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
 ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

DOCENTES DIRECTORES:
 ING. M.Sc. ROGELIO ERNESTO GODINEZ GONZALEZ
 ING. ROBERTO OTONIEL BERGANZA ESTRADA

TRABAJO DE GRADUACIÓN:
PROPUESTA DE SOLUCIONES TEMPRANAS CON OBRAS DE INGENIERIA DE BAJO COSTO; PARA MITIGACION DE RIESGOS Y CONTROL DE VULNERABILIDAD, EN ZONAS DE DESLIZAMIENTOS EN LADERAS DE MONTAÑAS Y VOLCANES EN EL SALVADOR.

CASO DE ESTUDIO:
DESPLAZAMIENTO DE TIERRA EN CERRO LA BURRERA, CANTON EL ZAPOTAL, MUNICIPIO OJOS DE AGUA, DEPARTAMENTO CHALATENANGO

PRESENTA:
 CHICAS CIENFUEGOS, JORGE LUIS
 MARTINEZ SARAVIA, NAZIRA ESPERANZA

NOMBRE DEL PLANO:
ANEXO 5.1 PROPUESTA DE SOLUCIONES APLICADAS AL DESLIZAMIENTO EN CERRO LA BURRERA

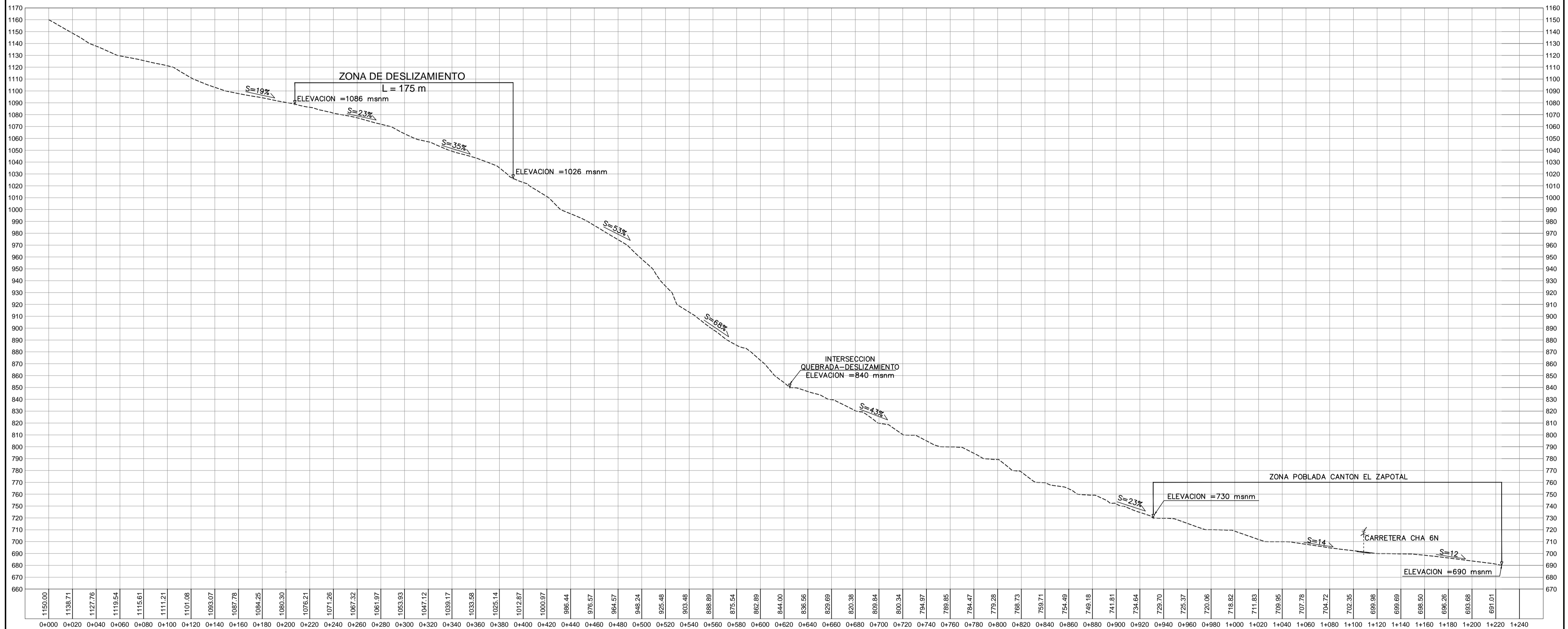
CONTENIDO:
 PLANTA DE CONJUNTO

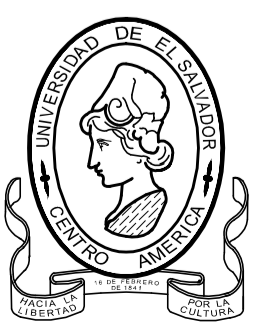
ESCALAS:
 1:2200

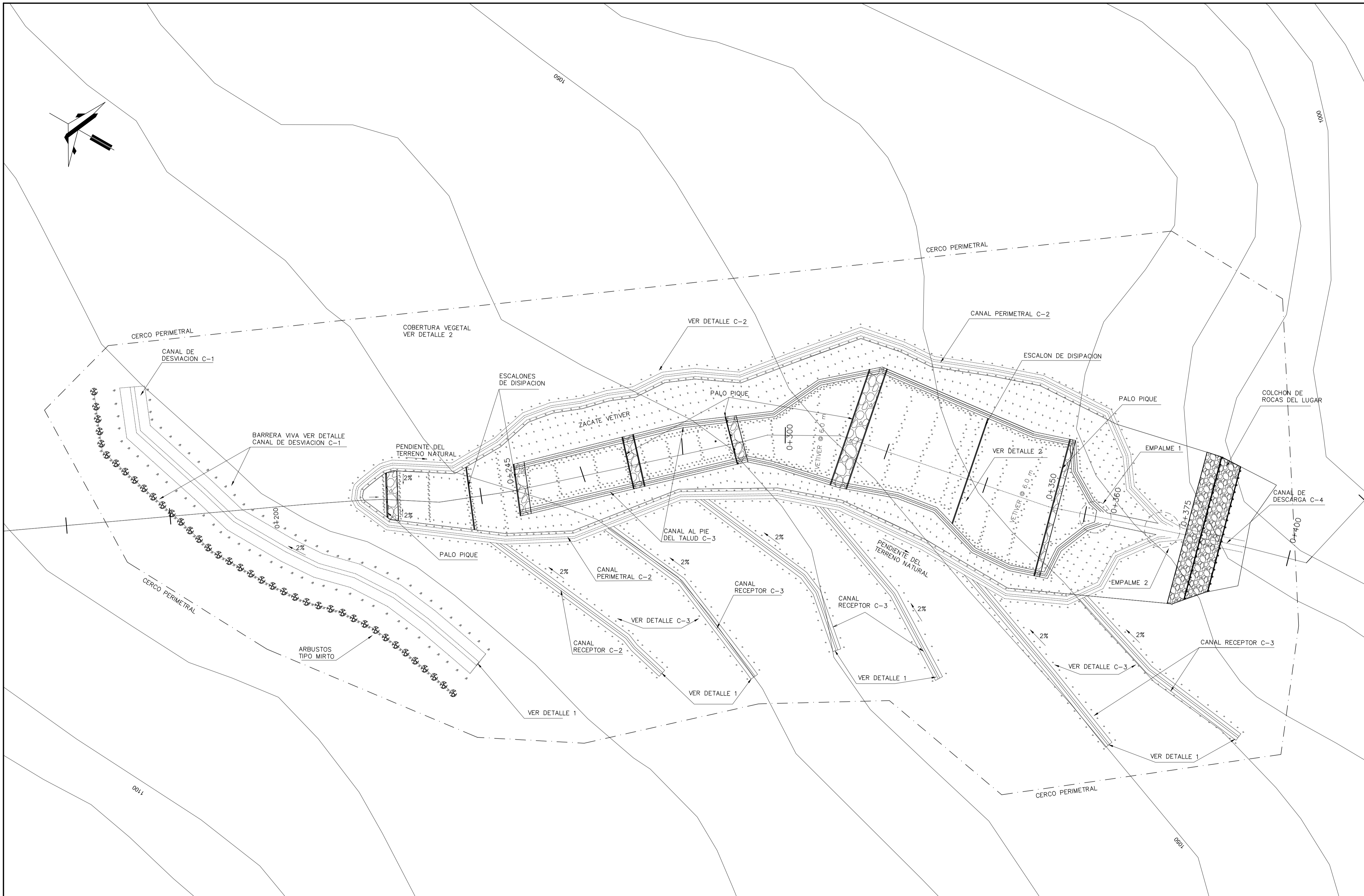
FECHA:
 AGOSTO/2012


No. PLANO:
A.5.1
1/9

PERFIL LONGITUDINAL DEL EJE DE DESLIZAMIENTO Y DE LA QUEBRADA EL PLAYON DONDE SE ENCAUSA EL DESLIZAMIENTO DE TIERRA

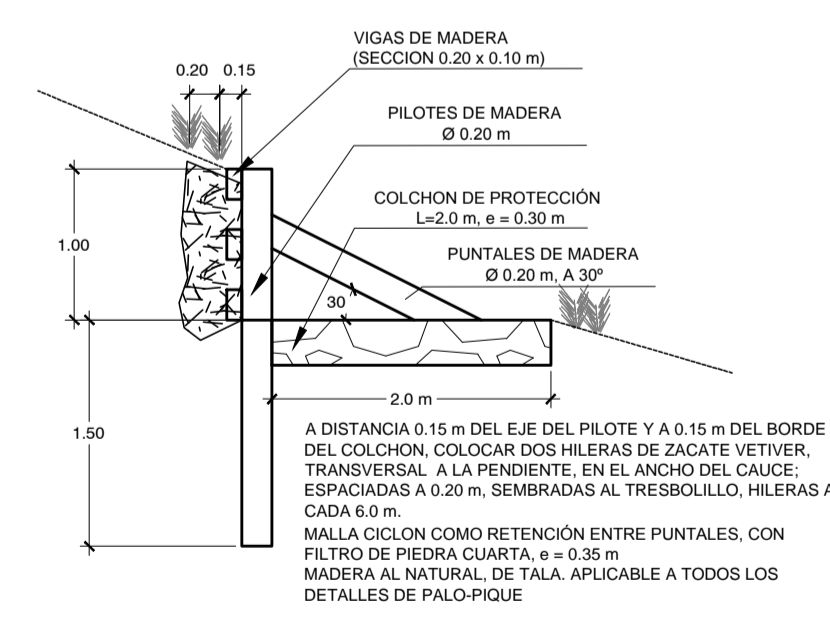
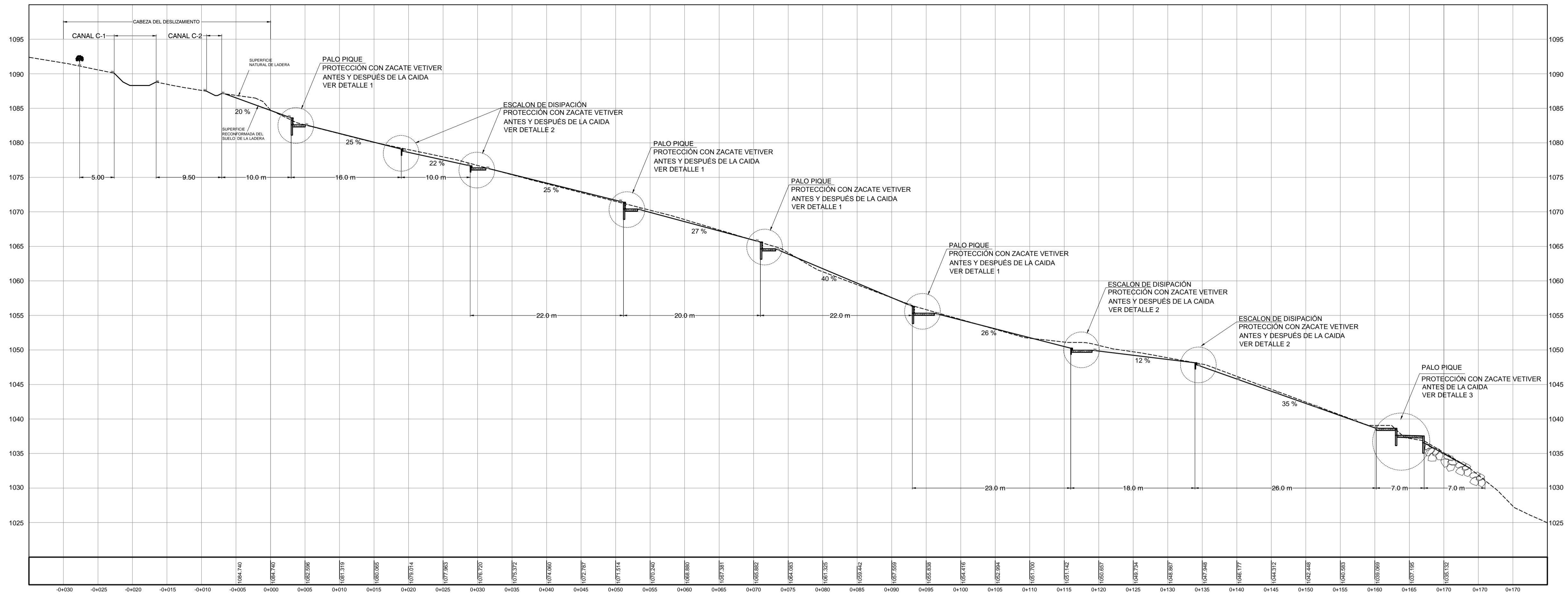


	INSTITUCION: UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL	TRABAJO DE GRADUACIÓN: PROPUESTA DE SOLUCIONES TEMPRANAS CON OBRAS DE INGENIERIA DE BAJO COSTO; PARA MITIGACION DE RIESGOS Y CONTROL DE VULNERABILIDAD, EN ZONAS DE DESLIZAMIENTOS EN LADERAS DE MONTAÑAS Y VOLCANES EN EL SALVADOR.	CASO DE ESTUDIO: DESLIZAMIENTO DE TIERRA EN CERRO LA BURRERA, CANTON EL ZAPOTAL, MUNICIPIO OJOS DE AGUA, DEPARTAMENTO CHALATENANGO	NOMBRE DEL PLANO: ANEXO 5.1 PROPUESTA DE SOLUCIONES APLICADAS AL DESLIZAMIENTO EN CERRO LA BURRERA	ESCALAS: 1:2000	No. PLANO: A.5.1 2/9
	DOCENTES DIRECTORES: ING. M.Sc. ROGELIO ERNESTO GODINEZ GONZALEZ ING. ROBERTO OTONIEL BERGANZA ESTRADA		PRESENTA: CHICAS CIENFUEGOS, JORGE LUIS MARTINEZ SARAVIA, NAZIRA ESPERANZA	CONTENIDO: PERFIL DEL EJE DE DESLIZAMIENTO Y DE LA QUEBRADA EL PLAYON DONDE SE ENCAUSA EL DESLIZAMIENTO DE TIERRA	FECHA: AGOSTO/2012	

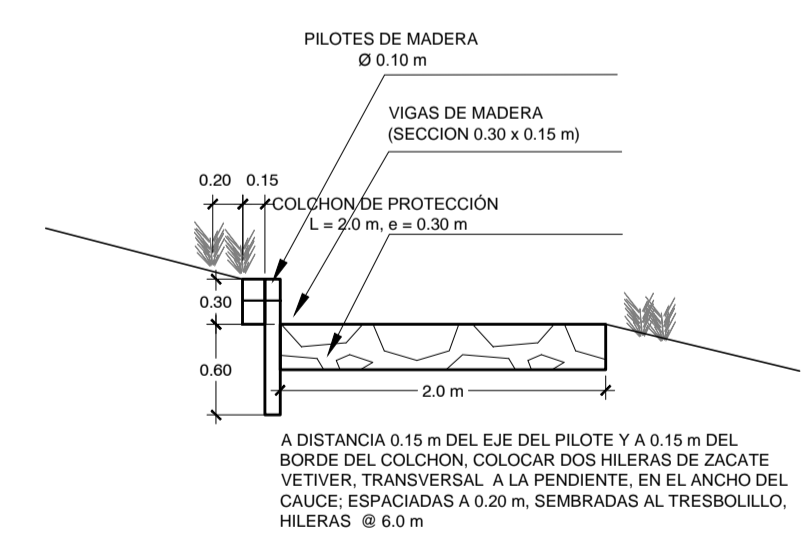


	UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL	TRABAJO DE GRADUACIÓN: PROPUESTA DE SOLUCIONES TEMPRANAS CON OBRAS DE INGENIERIA DE BAJO COSTO; PARA MITIGACION DE RIESGOS Y CONTROL DE VULNERABILIDAD, EN ZONAS DE DESLIZAMIENTOS EN LADERAS DE MONTAÑAS Y VOLCANES EN EL SALVADOR.	CASO DE ESTUDIO: DESLIZAMIENTO DE TIERRA EN CERRO LA BURRERA, CANTON EL ZAPOTAL, MUNICIPIO OJOS DE AGUA, DEPARTAMENTO CHALATENANGO	NOMBRE DEL PLANO: ANEXO 5.1 PROPUESTA DE SOLUCIONES APLICADAS AL DESLIZAMIENTO EN CERRO LA BURRERA	ESCALA: 1:400	No. PLANO: A.5.1 3/9
	ING. M.Sc. ROGELIO ERNESTO GODINEZ GONZALEZ ING. ROBERTO OTONIEL BERGANZA ESTRADA		PRESENTA: CHICAS CIENFUEGOS, JORGE LUIS MARTINEZ SARAVIA, NAZIRA ESPERANZA	CONTENIDO: PROPUESTA DE SISTEMA DE RECOLECCION, DRENAJE Y EVACUACION DE ESCORRENTIA SUPERFICIAL DE AGUA LLUVIA EN EL AREA DE DESLIZAMIENTO DE TIERRA	FECHA: AGOSTO/2012	

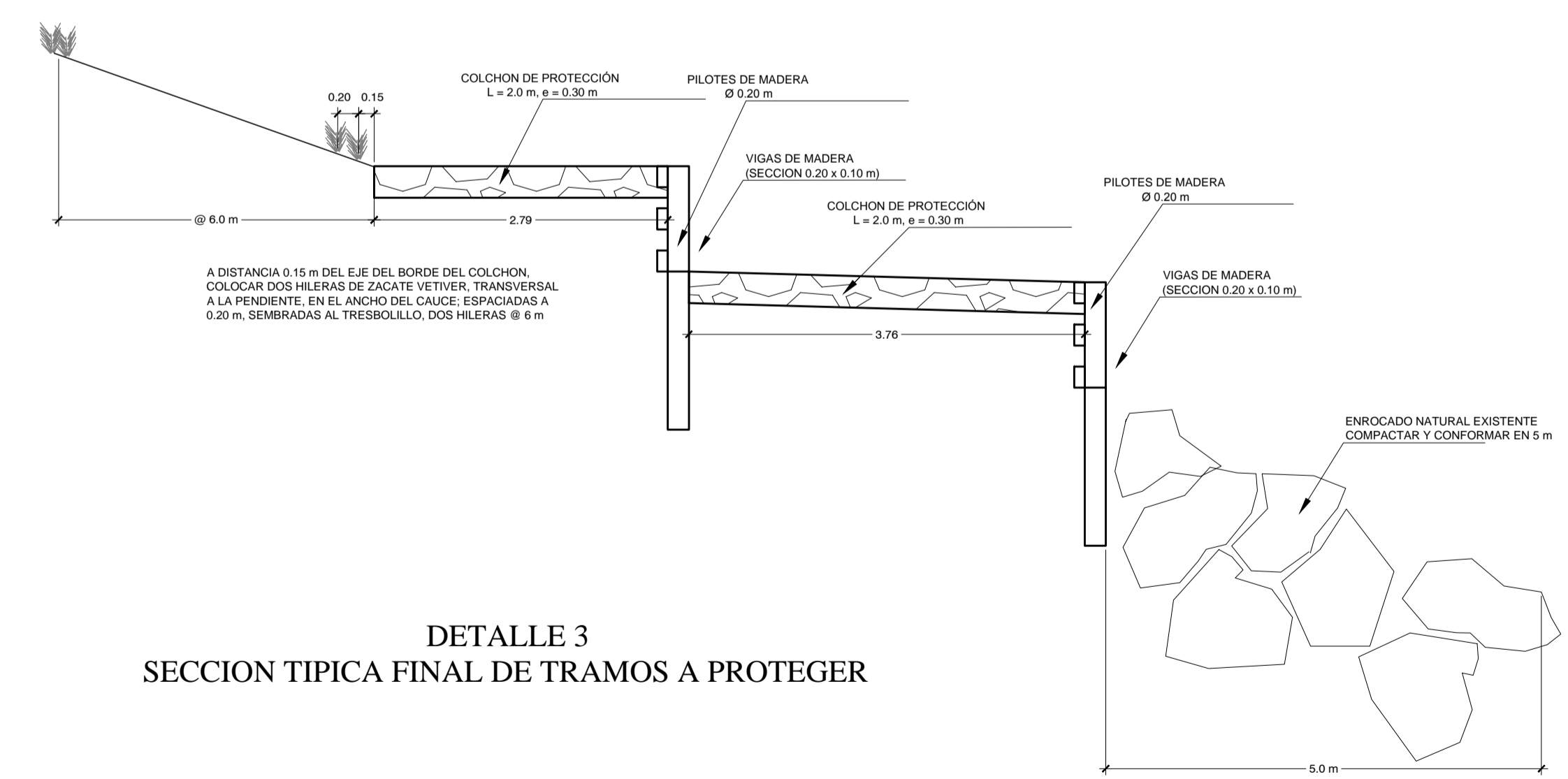
CERRO LA BURRERA, PERFIL LONGITUDINAL DEL EJE DE DESLIZAMIENTO DE TIERRA. LADERA SUR ESTE




DETALLE 1
SECCION TIPICA PALO PIQUE



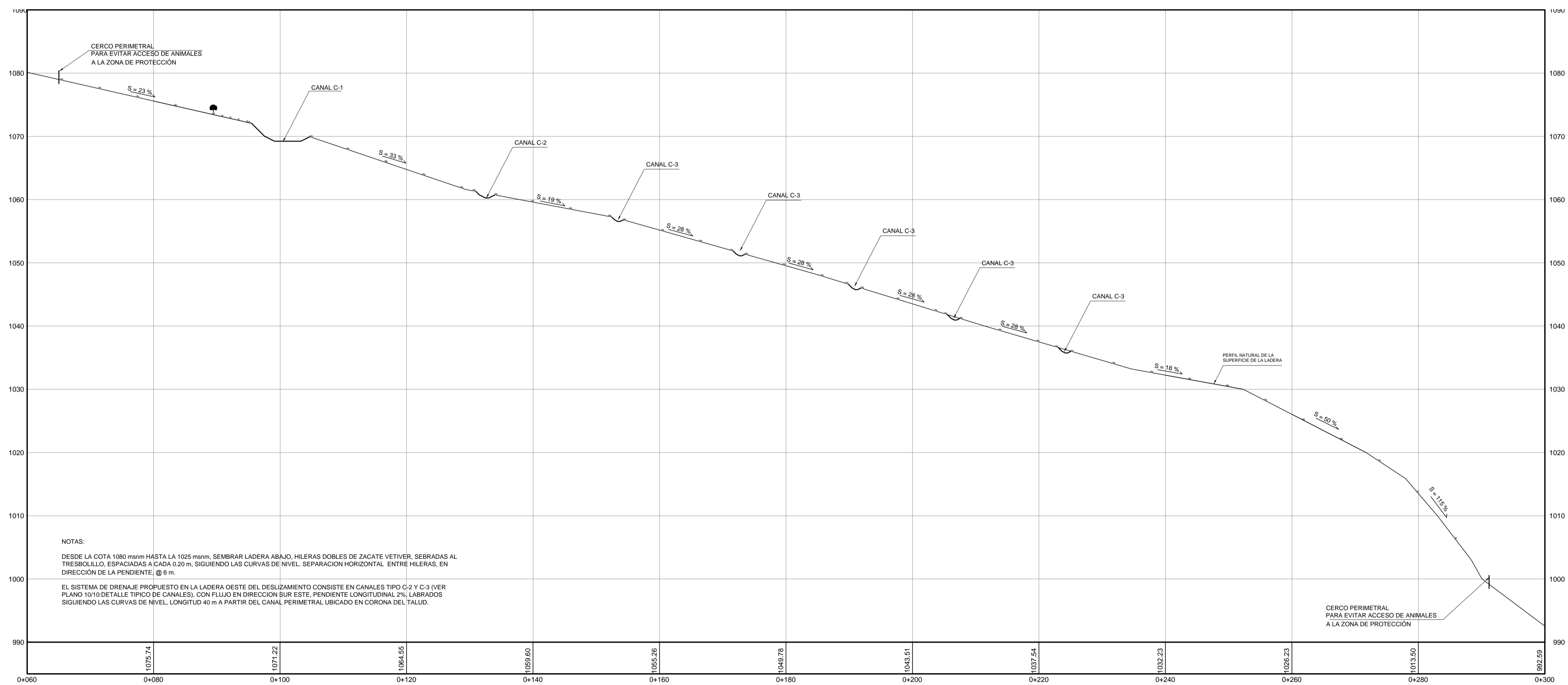
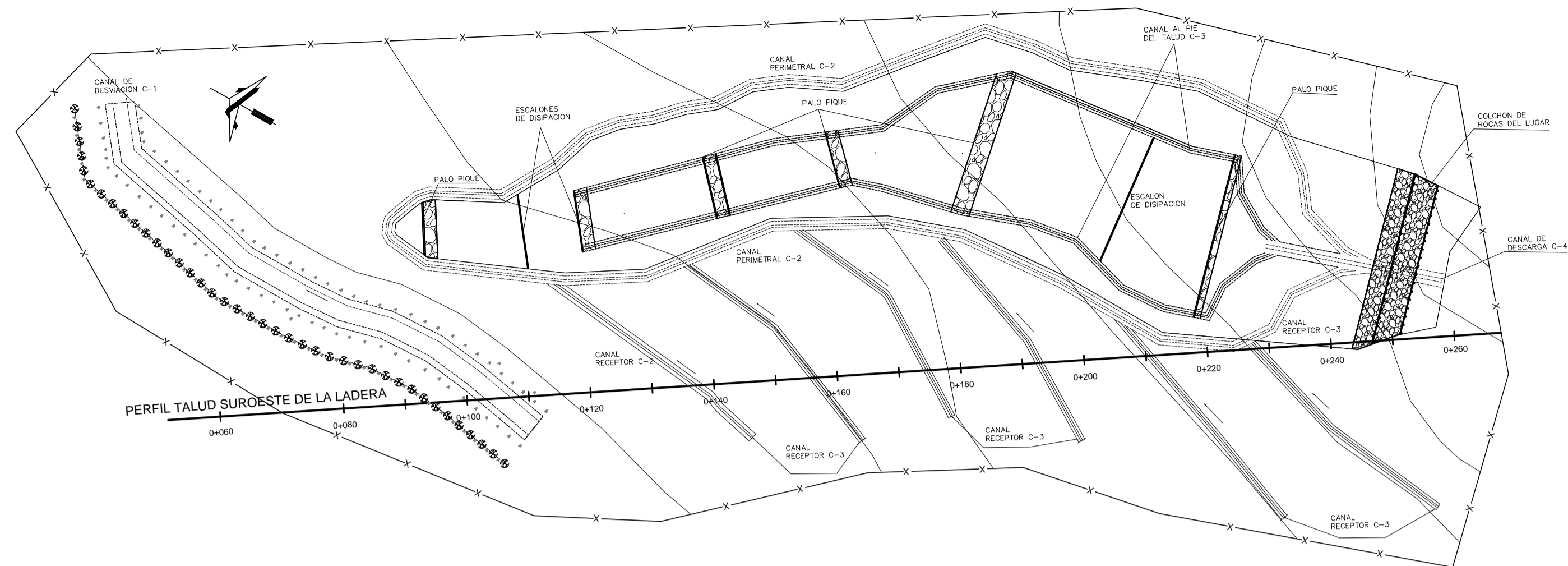
DETALLE 2
SECCION TIPICA ESCALONES DISIPADORES



DETALLE 3
SECCION TIPICA FINAL DE TRAMOS A PROTEGER

	INSTITUCION: UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL	TRABAJO DE GRADUACION: PROPUESTA DE SOLUCIONES TEMPRANAS CON OBRAS DE INGENIERIA DE BAJO COSTO; PARA MITIGACION DE RIESGOS Y CONTROL DE VULNERABILIDAD, EN ZONAS DE DESLIZAMIENTOS EN LADERAS DE MONTAÑAS Y VOLCANES EN EL SALVADOR.	CASO DE ESTUDIO: DESLIZAMIENTO DE TIERRA EN CERRO LA BURRERA, CANTON EL ZAPOTAL, MUNICIPIO OJOS DE AGUA, DEPARTAMENTO CHALATENANGO	NOMBRE DEL PLANO: ANEXO 5.1 PROPUESTA DE SOLUCIONES APLICADAS AL DESLIZAMIENTO EN CERRO LA BURRERA	ESCALAS: PERFIL 1:350 DETALLES 1:50	No. PLANO: A.5.1 4/9
	DOCENTES DIRECTORES: ING. M.Sc. ROGELIO ERNESTO GODINEZ GONZALEZ ING. ROBERTO OTONIEL BERGANZA ESTRADA	PRESENTA: CHICAS CIENFUEGOS, JORGE LUIS MARTINEZ SARAVIA, NAZIRA ESPERANZA	CONTENIDO: OBRAS PROPUESTAS PERFIL SOBRE EJE DEL DESLIZAMIENTO	FECHA: AGOSTO/2012		

PLANTA GENERAL Y PERFIL DE LA LADERA SURESTE DEL DESLIZAMIENTO DE TIERRA EN CERRO LA BARRERA. CANTON EL ZAPOTAL



INSTITUCION:
UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
 FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
 ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

DOCENTES DIRECTORES:
 ING. M.Sc. ROGELIO ERNESTO GODINEZ GONZALEZ
 ING. ROBERTO OTONIEL BERGANZA ESTRADA

TRABAJO DE GRADUACION:
 PROPUESTA DE SOLUCIONES TEMPRANAS CON OBRAS DE INGENIERIA DE BAJO COSTO; PARA MITIGACION DE RIESGOS Y CONTROL DE VULNERABILIDAD, EN ZONAS DE DESLIZAMIENTOS EN LADERAS DE MONTAÑAS Y VOLCANES EN EL SALVADOR.

CASO DE ESTUDIO:
 DESLIZAMIENTO DE TIERRA EN CERRO LA BARRERA, CANTON EL ZAPOTAL, MUNICIPIO OJOS DE AGUA, DEPARTAMENTO CHALATENANGO

PRESENTA:
 CHICAS CIENFUEGOS, JORGE LUIS
 MARTINEZ SARAVIA, NAZIRA ESPERANZA

NOMBRE DEL PLANO:
 ANEXO 5.1 PROPUESTA DE SOLUCIONES APLICADAS AL DESLIZAMIENTO EN CERRO LA BARRERA

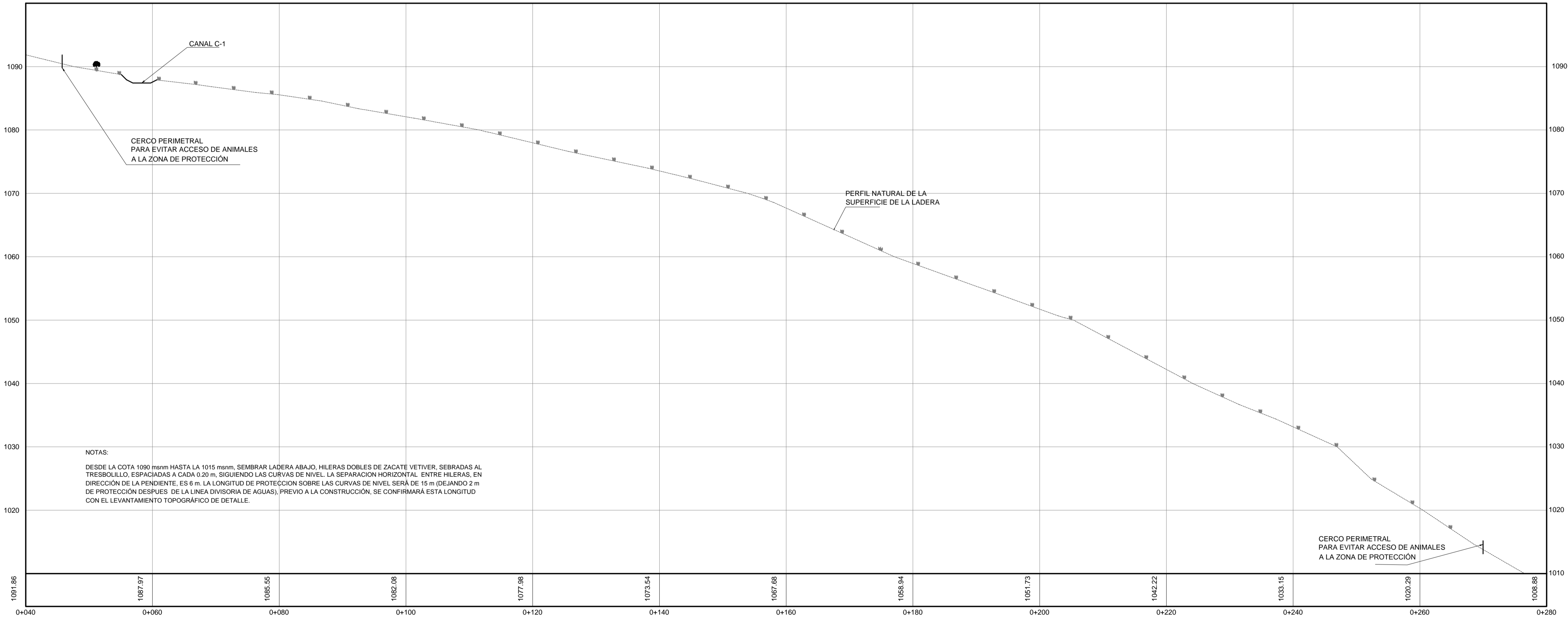
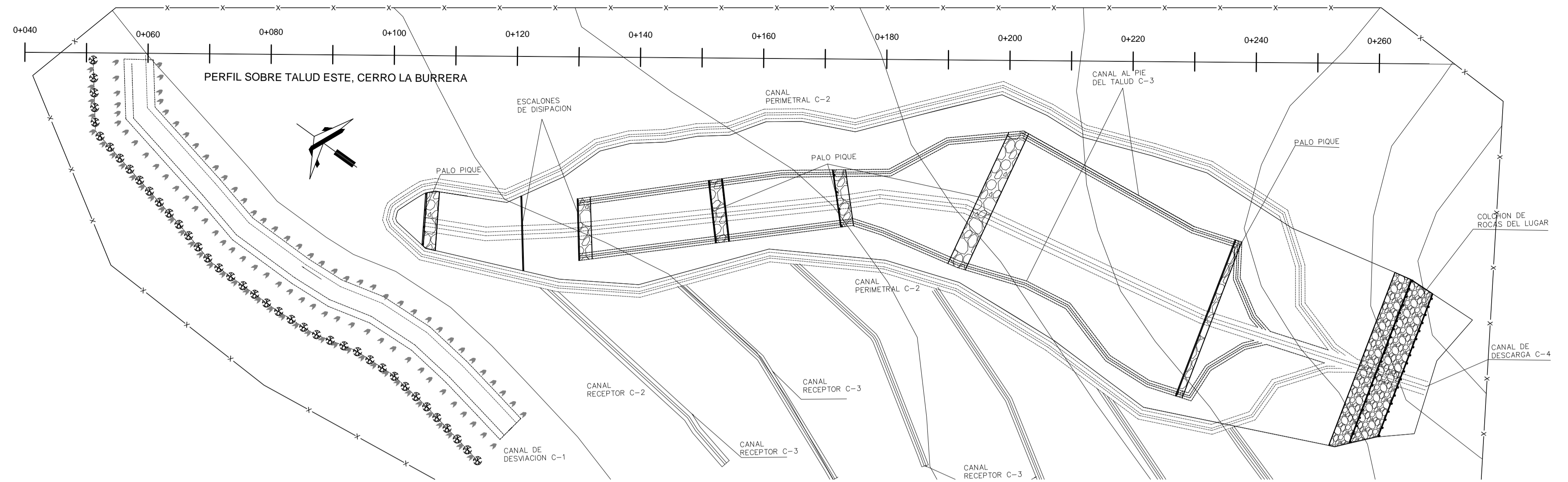
CONTENIDO:
 PLANTA Y PERFIL LONGITUDINAL DEL EJE SURESTE. SISTEMA DE RECOLECCION, DRENAJE Y EVACUACION DE ESCORRENTIA SUPERFICIAL

ESCALAS:
 PERFIL 1:400
 PLANTA 1:600

FECHA:
 AGOSTO/2012

No. PLANO:
A.5.1
5/9

PLANTA GENERAL Y PERFIL LATERAL ESTE DEL
DESPLAZAMIENTO EN LA LADERA DEL
DESPLAZAMIENTO EN CERRO LA BURRERA



INSTITUCION:
UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

DOCENTES DIRECTORES:
ING. M.Sc. ROGELIO ERNESTO GODINEZ GONZALEZ
ING. ROBERTO OTONIEL BERGANZA ESTRADA

TRABAJO DE GRADUACION:
PROPUESTA DE SOLUCIONES TEMPRANAS CON OBRAS DE INGENIERIA DE BAJO COSTO; PARA MITIGACION DE RIESGOS Y CONTROL DE VULNERABILIDAD, EN ZONAS DE DESPLAZAMIENTOS EN LADERAS DE MONTAÑAS Y VOLCANES EN EL SALVADOR.

CASO DE ESTUDIO:
DESPLAZAMIENTO DE TIERRA EN CERRO LA BURRERA, CANTON EL ZAPOTAL, MUNICIPIO OJOS DE AGUA, DEPARTAMENTO CHALATENANGO

PRESENTA:
CHICAS CIENFUEGOS, JORGE LUIS
MARTINEZ SARAVIA, NAZIRA ESPERANZA

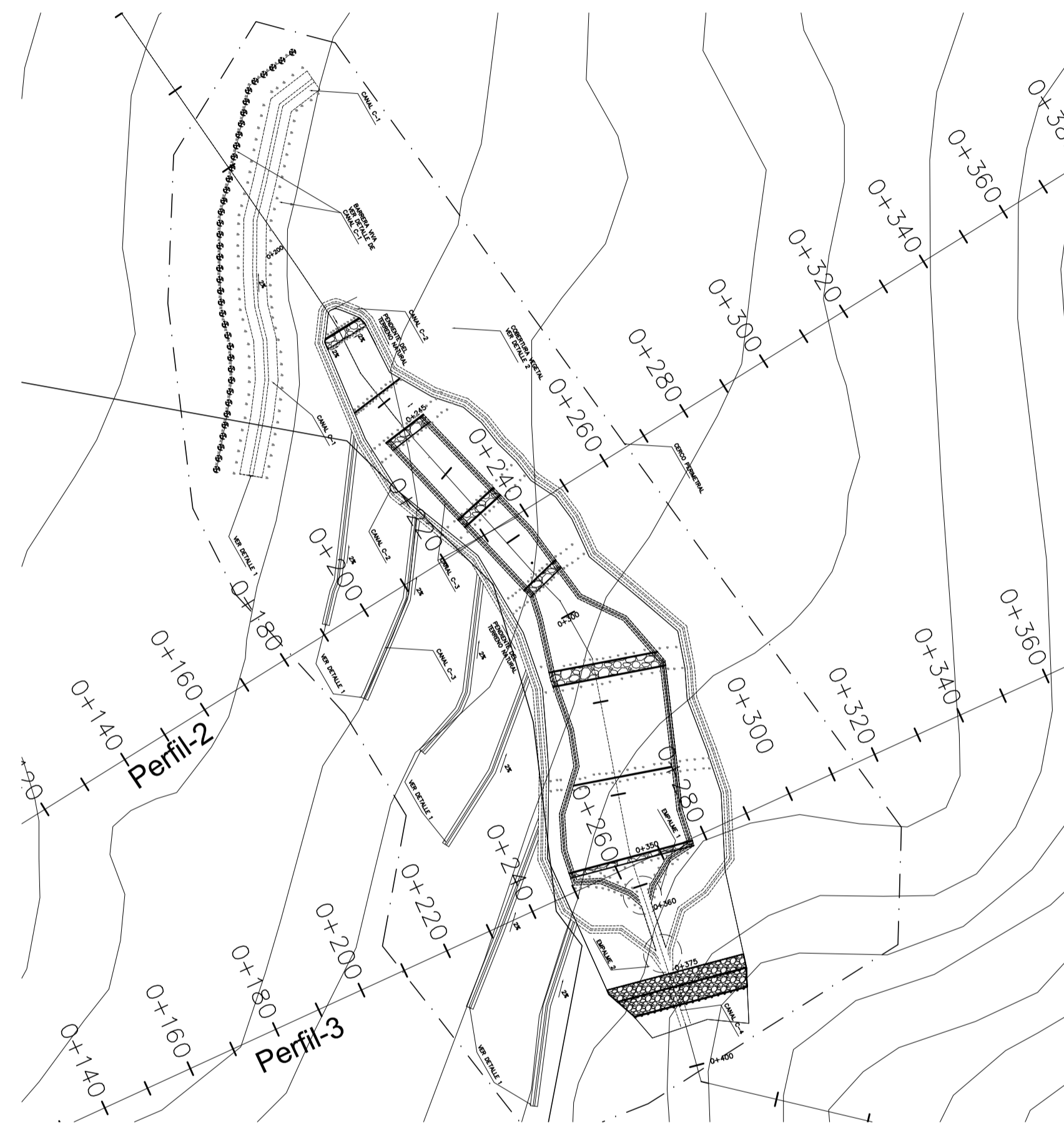
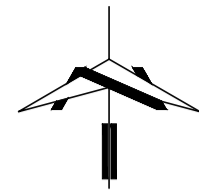
NOMBRE DEL PLANO:
ANEXO 5.1 PROPUESTA DE SOLUCIONES APLICADAS AL DESPLAZAMIENTO EN CERRO LA BURRERA

CONTENIDO:
PLANTA Y PERFIL LONGITUDINAL DEL EJE ESTE. SISTEMA DE RECOLECCION, DRENAJE Y EVACUACION DE ESCORRENTIA SUPERFICIAL

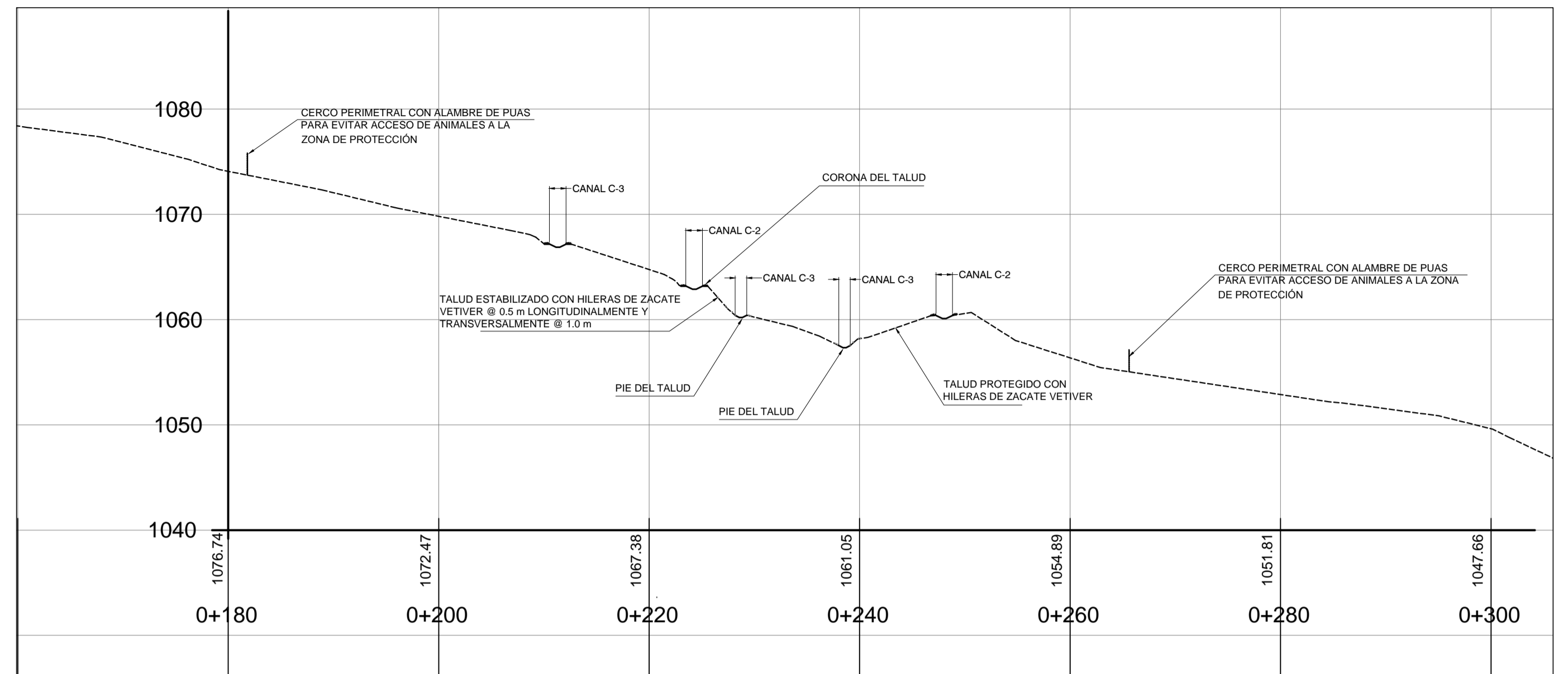
ESCALAS:
PERFIL 1:400
PLANTA 1:500

FECHA:
AGOSTO/2012

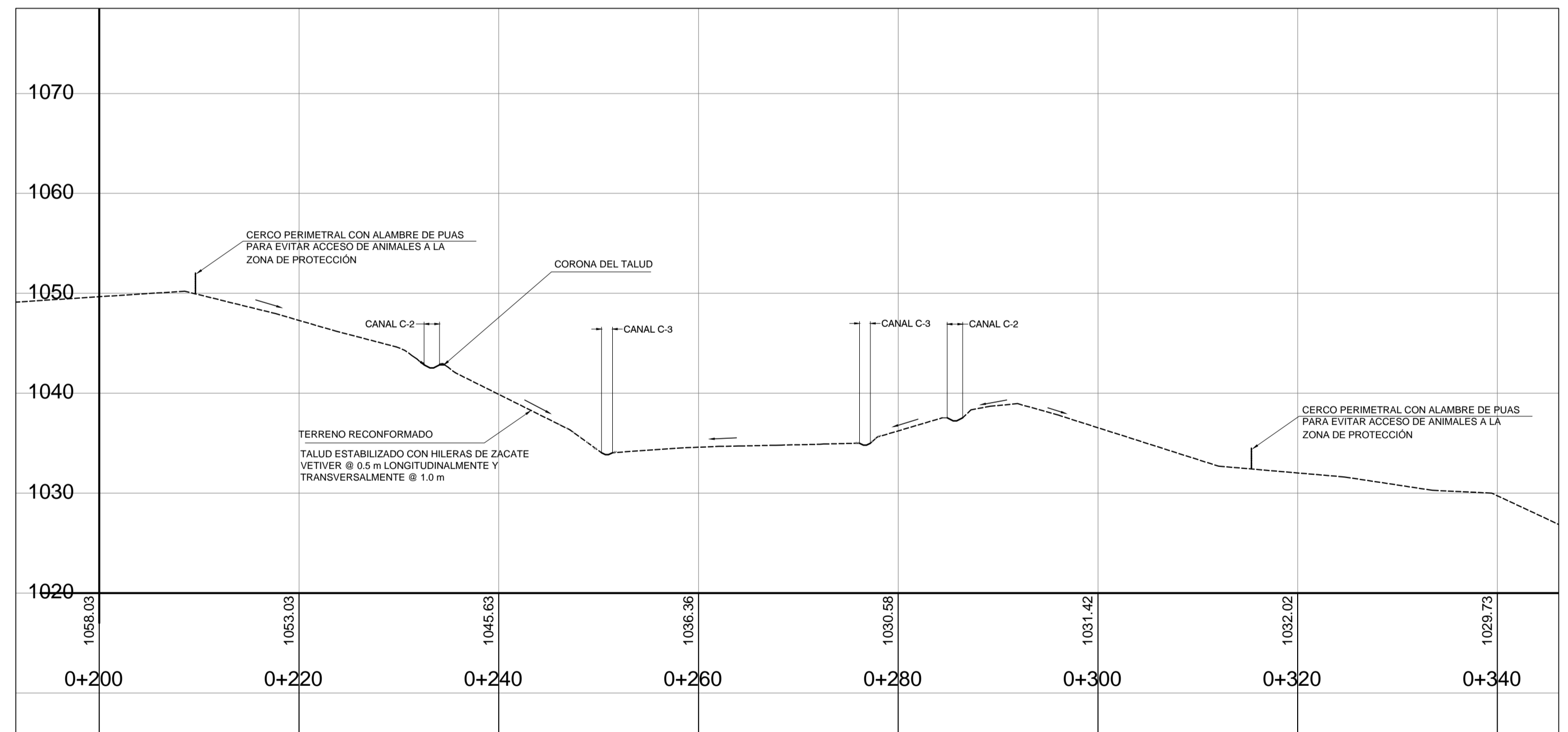
No. PLANO:
A.5.1
6/9



ESCALA 1:400
PLANTA GENERAL. DESLIZAMIENTO CERRO LA BURRERA



ESCALA 1:400
PERFIL 2. TRANSVERSAL AL DESLIZAMIENTO



ESCALA 1:400
PERFIL 3. TRANSVERSAL AL DESLIZAMIENTO



INSTITUCION:
 UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
 FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
 ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

DOCENTES DIRECTORES:
 ING. M.Sc. ROGELIO ERNESTO GODINEZ GONZALEZ
 ING. ROBERTO OTONIEL BERGANZA ESTRADA

TRABAJO DE GRADUACIÓN:
 PROPUESTA DE SOLUCIONES TEMPRANAS CON OBRAS DE INGENIERIA DE BAJO COSTO; PARA MITIGACION DE RIESGOS Y CONTROL DE VULNERABILIDAD, EN ZONAS DE DESLIZAMIENTOS EN LADERAS DE MONTAÑAS Y VOLCANES EN EL SALVADOR.

CASO DE ESTUDIO:
 DESLIZAMIENTO DE TIERRA EN CERRO LA BURRERA, CANTON EL ZAPOTAL, MUNICIPIO OJOS DE AGUA, DEPARTAMENTO CHALATENANGO

PRESENTA:
 CHICAS CIENFUEGOS, JORGE LUIS
 MARTINEZ SARAVIA, NAZIRA ESPERANZA

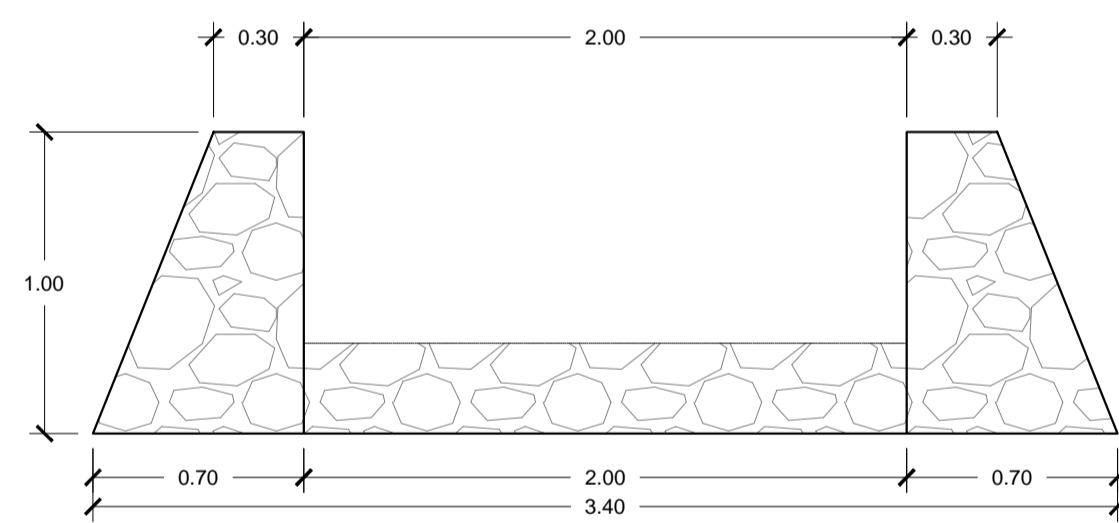
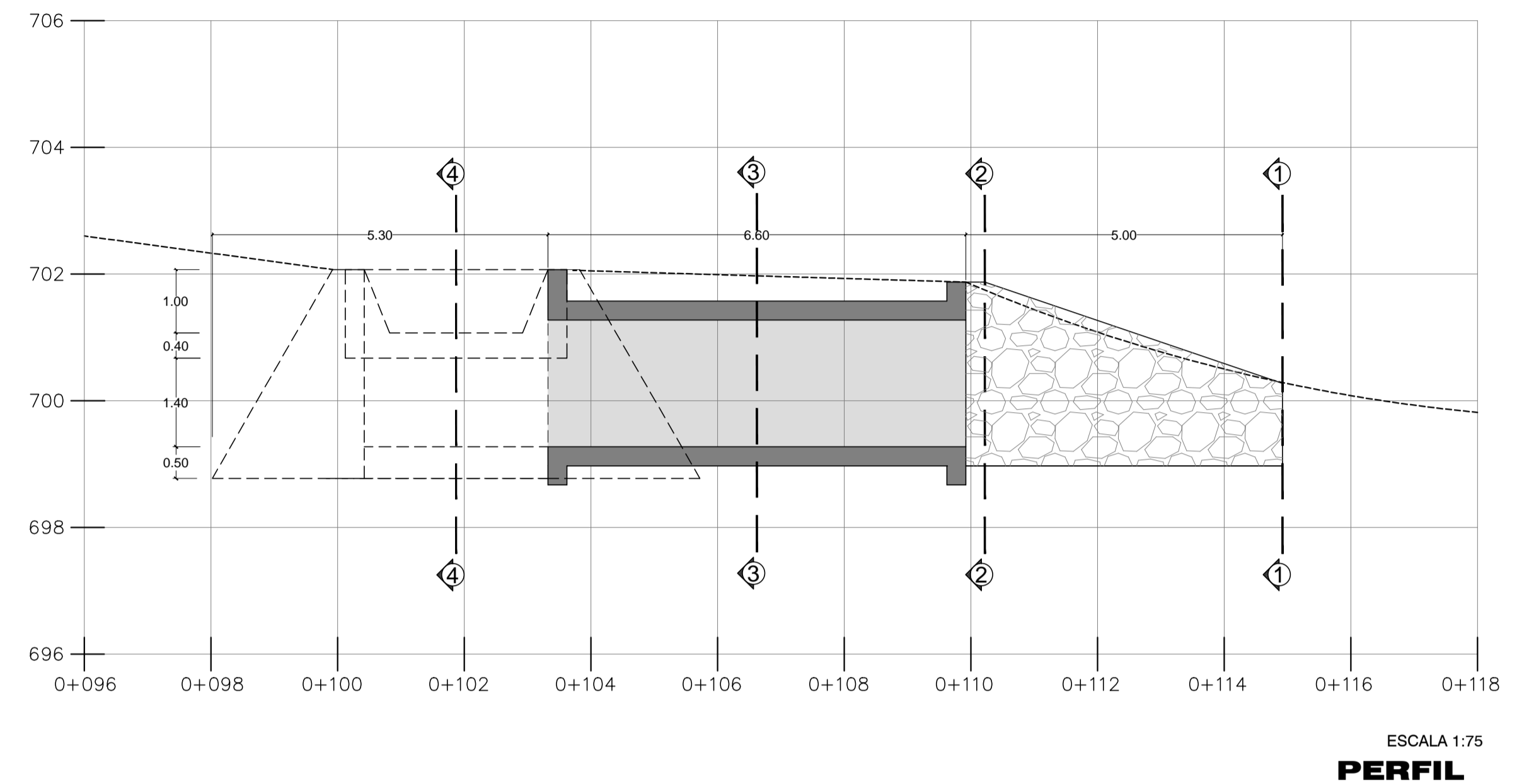
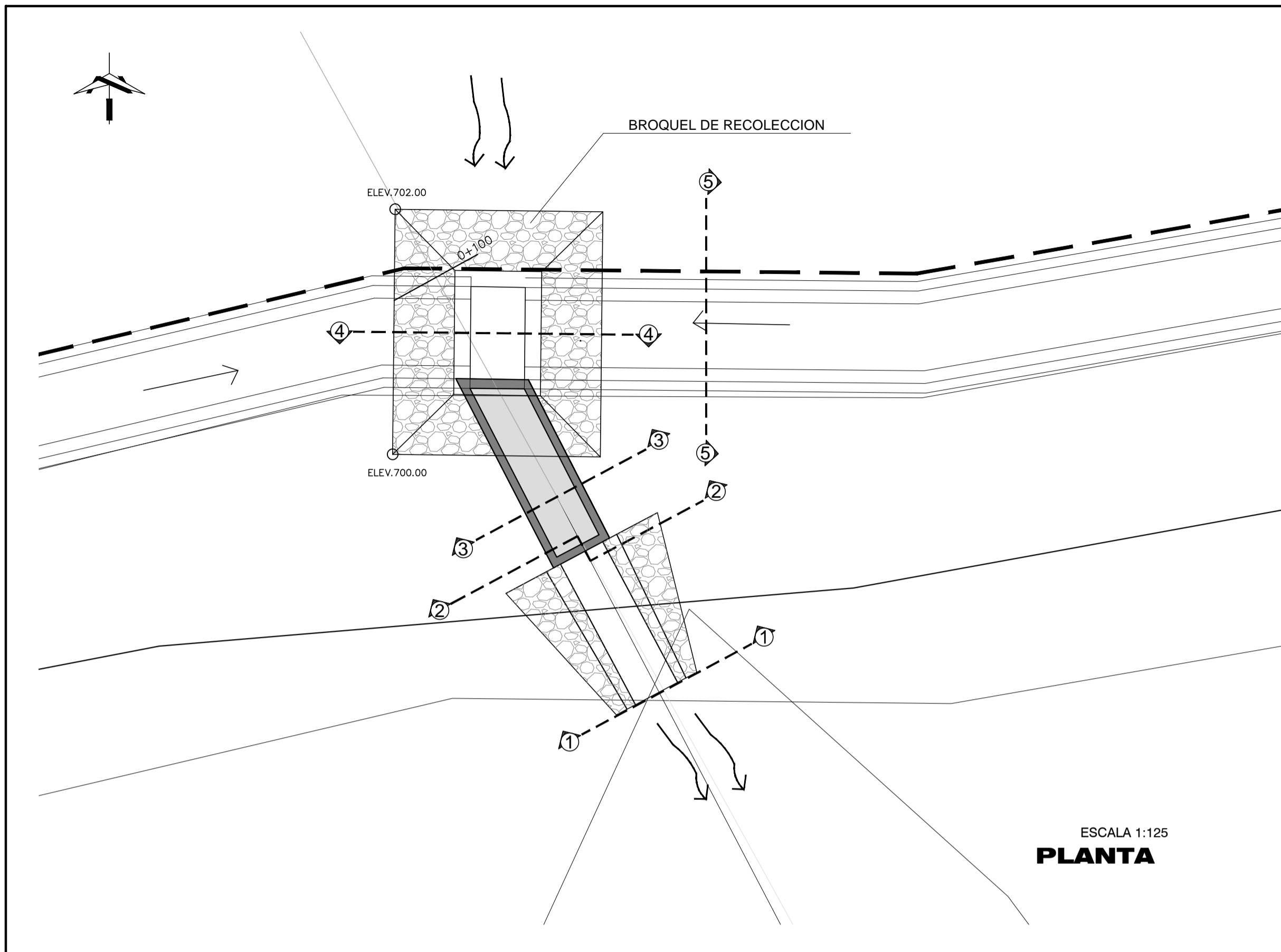
NOMBRE DEL PLANO:
 ANEXO 5.1 PROPUESTA DE SOLUCIONES APLICADAS AL DESLIZAMIENTO EN CERRO LA BURRERA

CONTENIDO:
 SECCIONES TRANSVERSALES

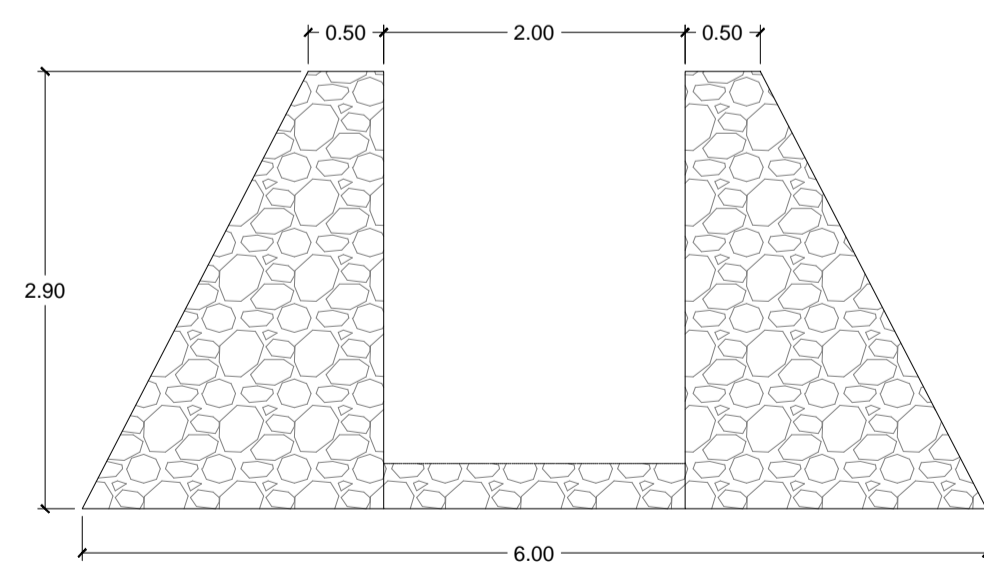
ESCALAS:
 INDICADAS

FECHA:
 AGOSTO/2012

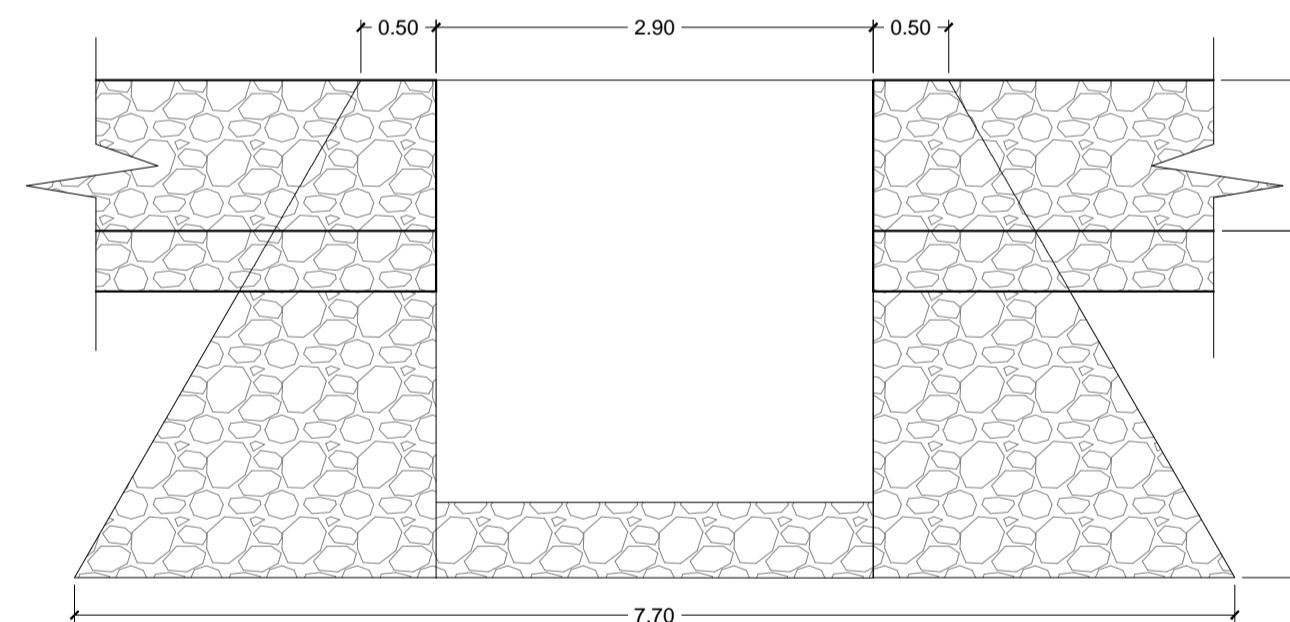
No. PLANO:
A.5.1
7/9



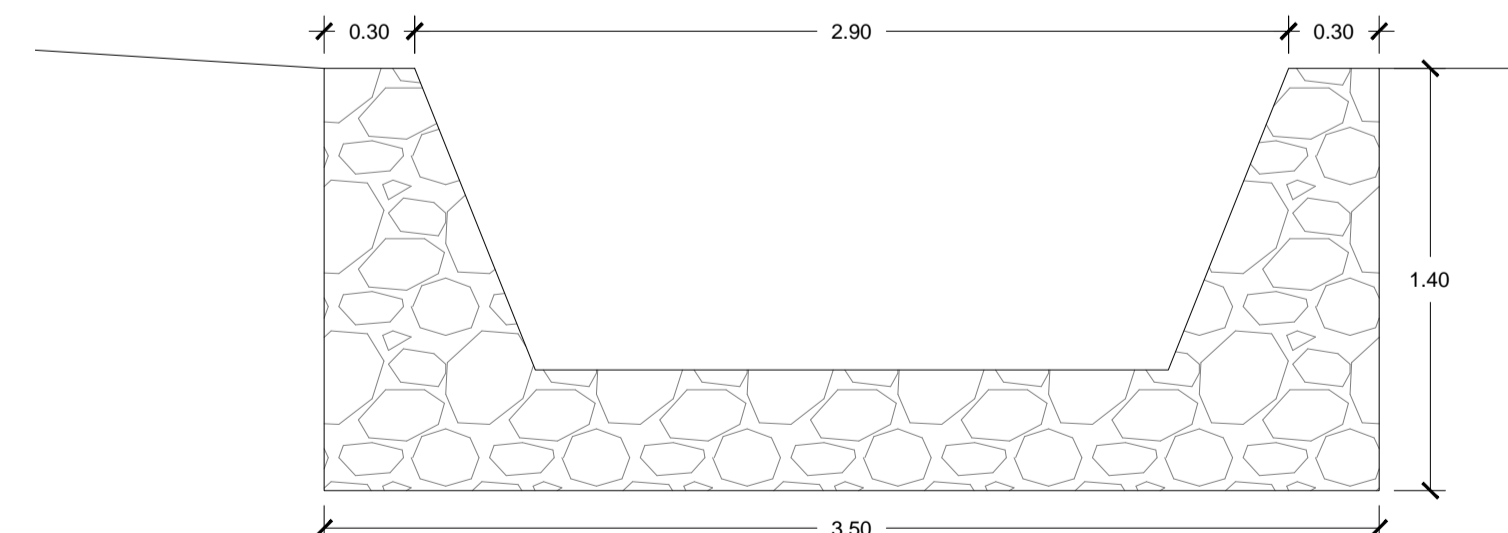
SECCION 1-1 SIN ESCALA
SECCION FINAL DE LOS ALETONES Y LOSA DE DESCARGA



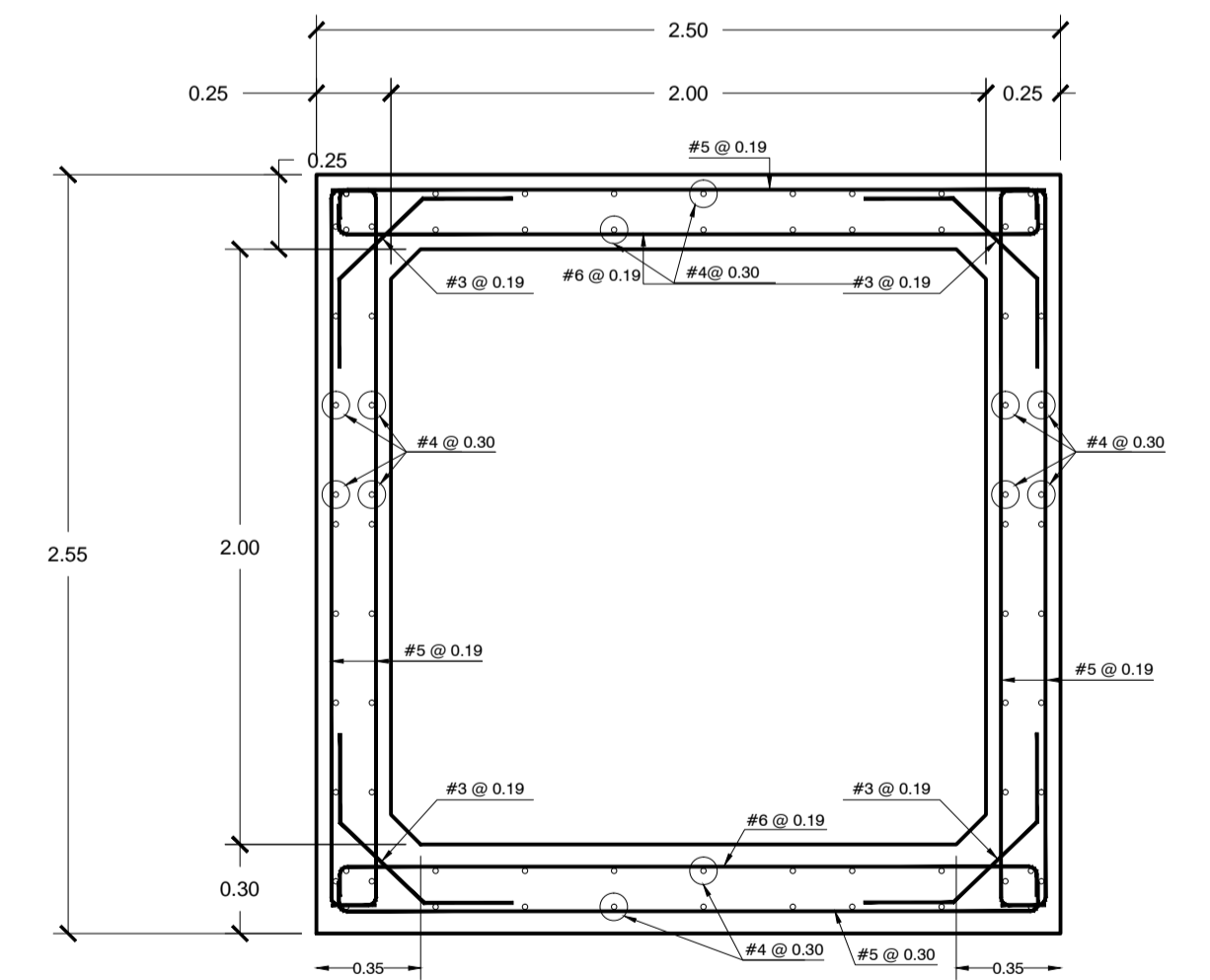
SECCION 4-4 SIN ESCALA
PRISMA TRUNCADO DE MAMPOSTERIA DE PIEDRA



SECCION 2-2 SIN ESCALA
INICIO DE ALETONES Y LOSA DE MAMPOSTERIA DE PIEDRA PARA EVACUACION DE AGUAS LLUVIAS PROVENIENTES DE LA CAJA SECCIO 3-3



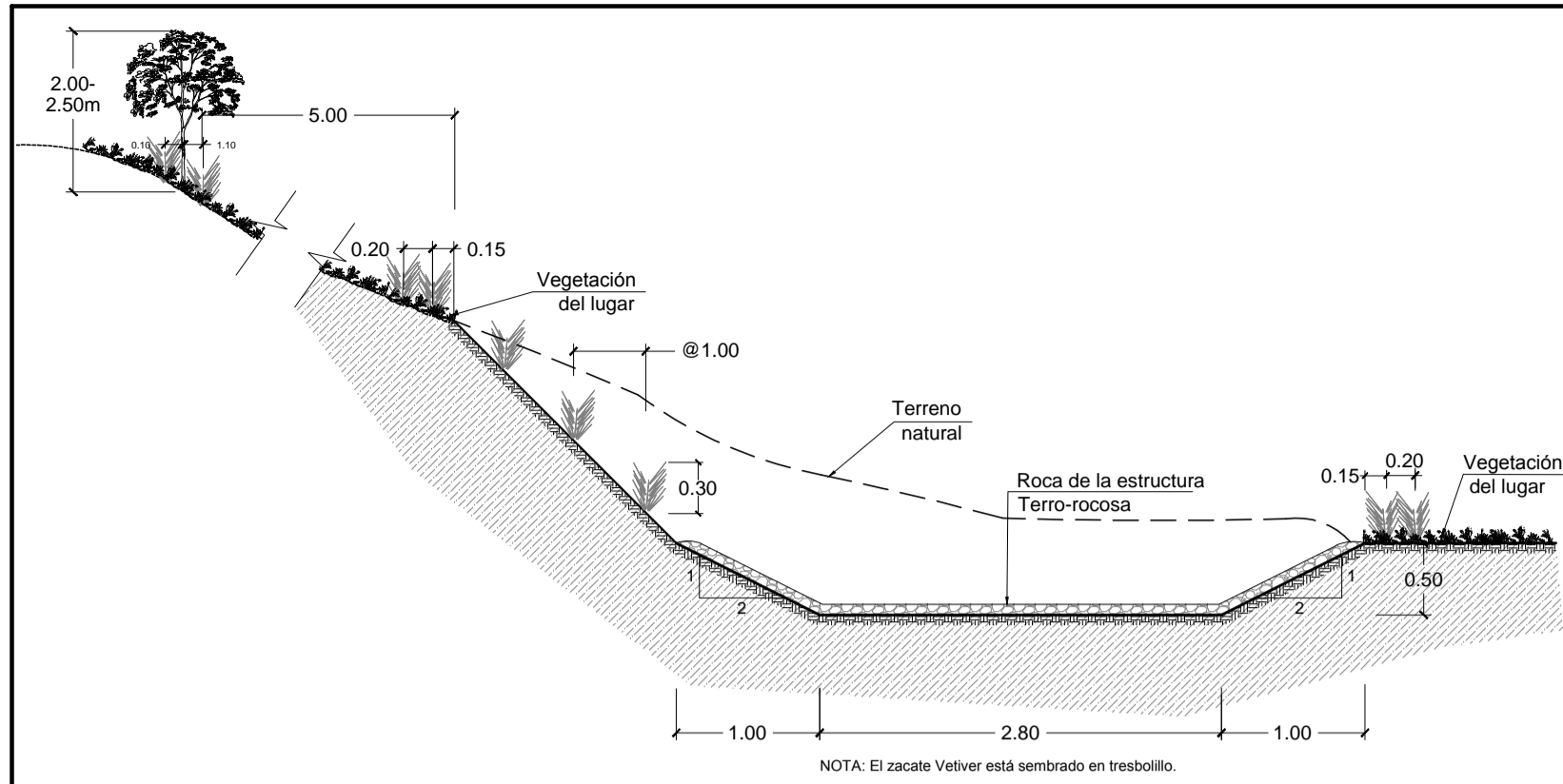
SECCION 5-5 SIN ESCALA
CANAL DE DRENAJE LONGITUDINAL PARALELA A LA CALLE



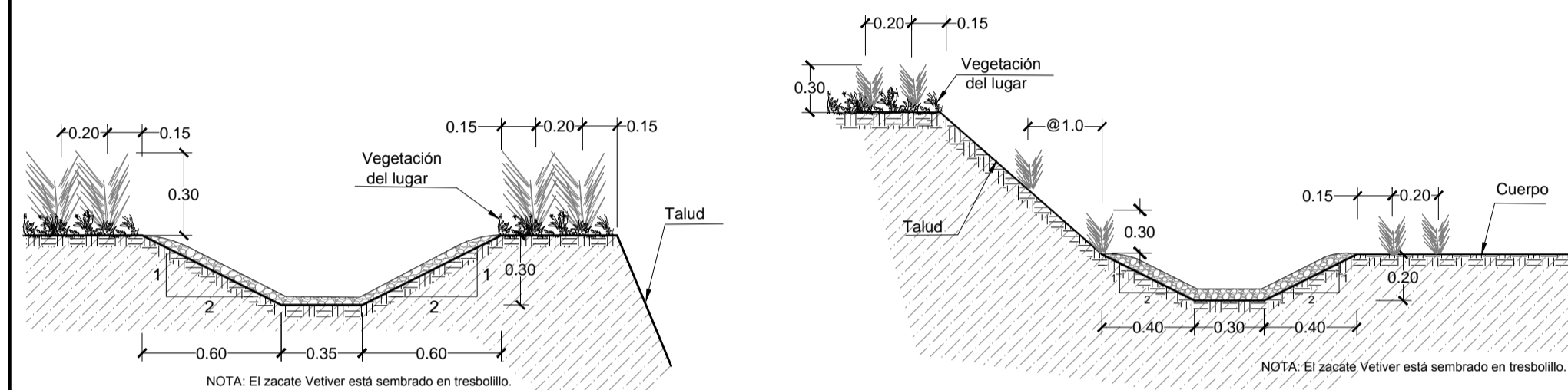
SECCION 3-3 SIN ESCALA
CAJA CUADRADA DE CONCRETO HIDRAULICO $f_c=280 \text{ kg/cm}^2$

NOTA:
SUJETO A REVISION ESTRUCTURAL

	INSTITUCION: UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL	TRABAJO DE GRADUACION: PROPUESTA DE SOLUCIONES TEMPRANAS CON OBRAS DE INGENIERIA DE BAJO COSTO; PARA MITIGACION DE RIESGOS Y CONTROL DE VULNERABILIDAD, EN ZONAS DE DESLIZAMIENTOS EN LADERAS DE MONTAÑAS Y VOLCANES EN EL SALVADOR.	CASO DE ESTUDIO: DESLIZAMIENTO DE TIERRA EN CERRO LA BARRERA, CANTON EL ZAPOTAL, MUNICIPIO OJOS DE AGUA, DEPARTAMENTO CHALATENANGO	NOMBRE DEL PLANO: ANEXO 5.1 PROPUESTA DE SOLUCIONES APLICADAS AL DESLIZAMIENTO EN CERRO LA BARRERA	ESCALAS: INDICADAS	No. PLANO: A.5.1 8/9
	DOCENTES DIRECTORES: ING. M.Sc. ROGELIO ERNESTO GODINEZ GONZALEZ ING. ROBERTO OTONIEL BERGANZA ESTRADA	PRESENTA: CHICAS CIENFUEGOS, JORGE LUIS MARTINEZ SARAVIA, NAZIRA ESPERANZA	CONTENIDO: OBRA DE PASO "QUEBRADA EL PLAYON" EN CARRETERA CHA 6N, CANTON EL ZAPOTAL	FECHA: AGOSTO/2012		

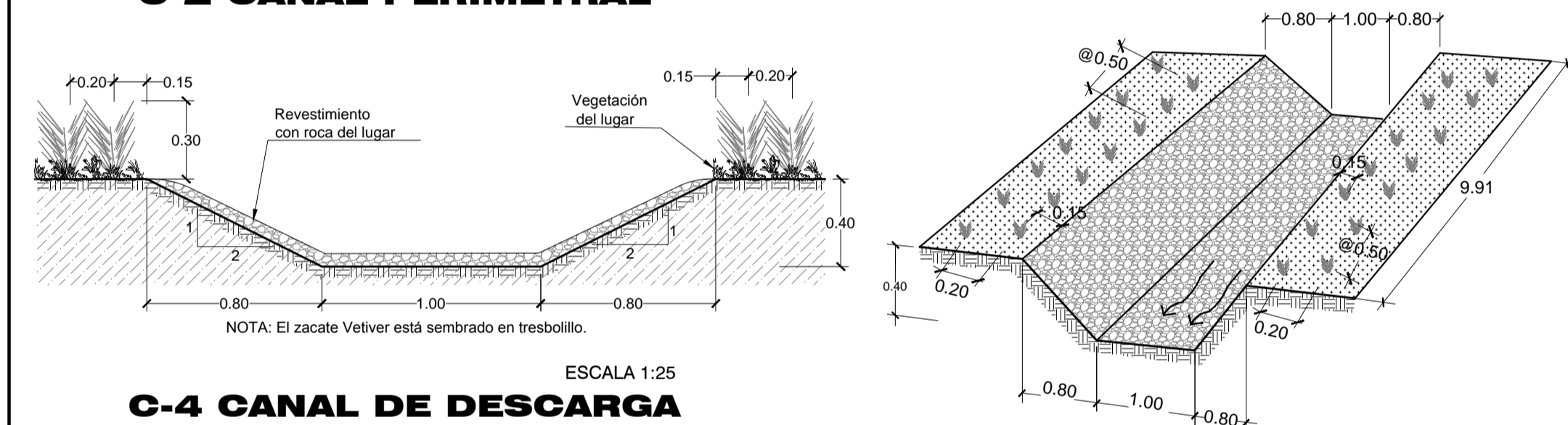


ESCALA 1:50
C-1 CANAL DE DESVIACIÓN

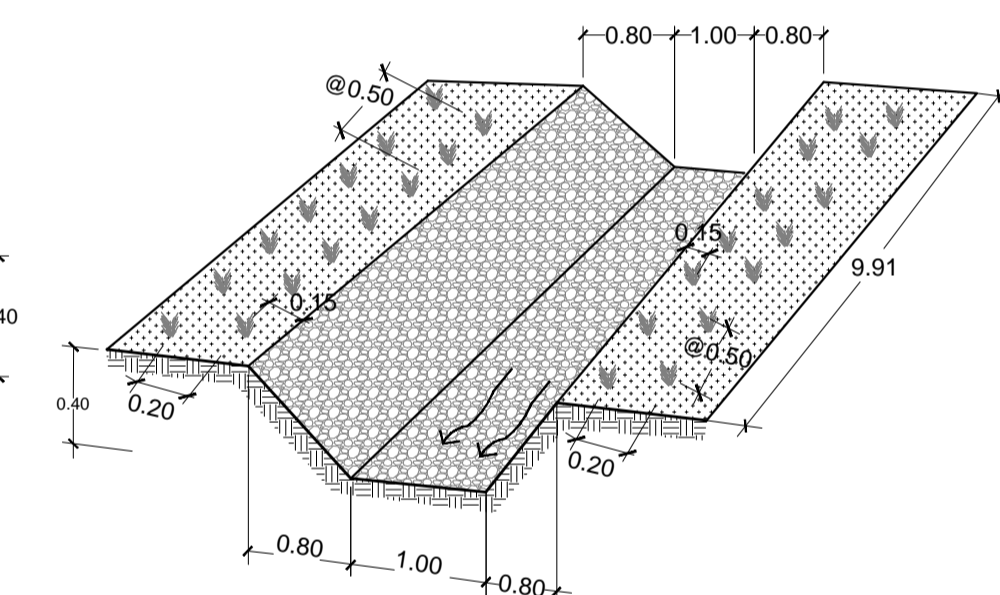


ESCALA 1:25
C-2 CANAL PERIMETRAL

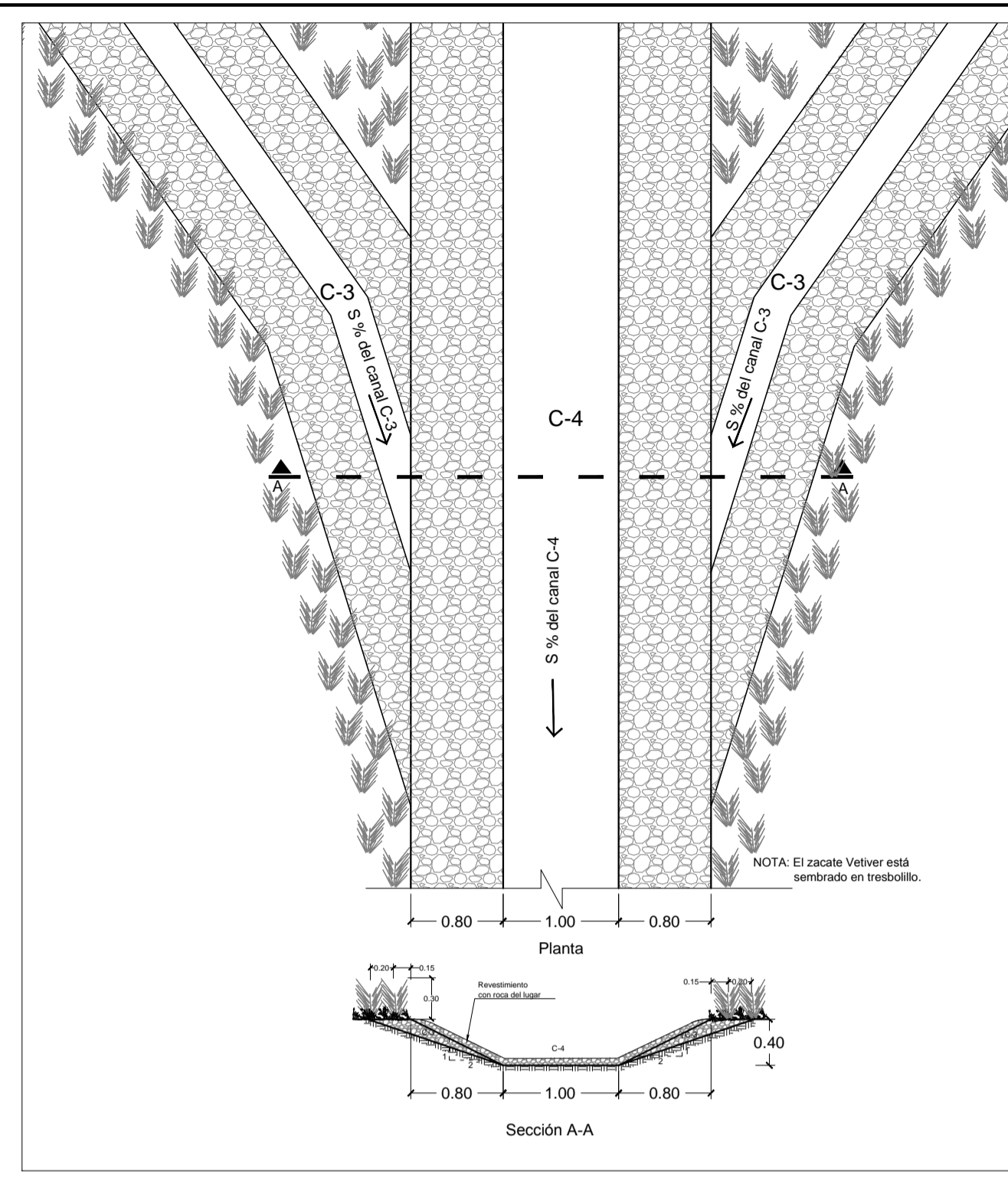
ESCALA 1:25
C-3 CANAL AL PIE AMBOS LATERALES



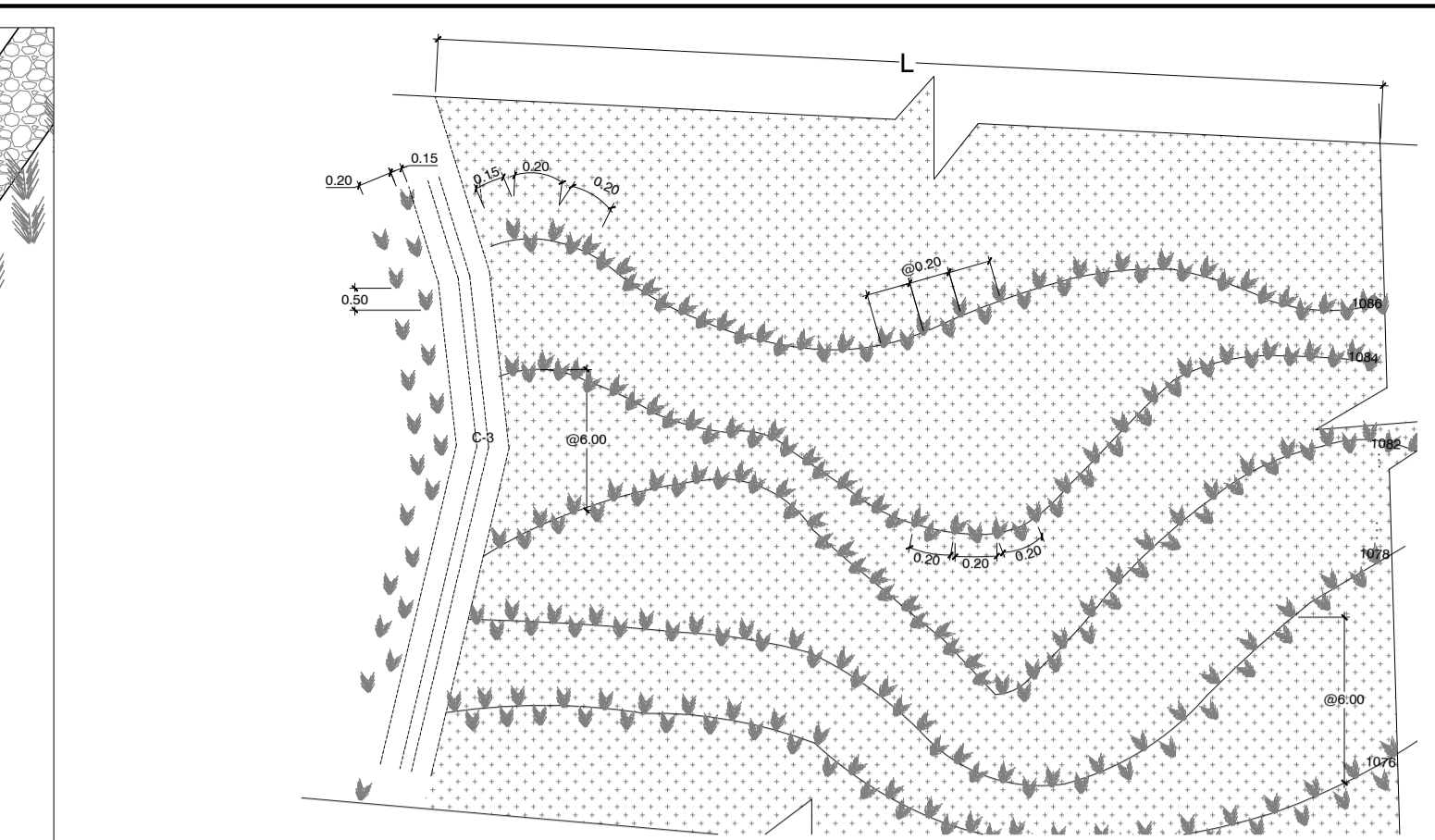
ESCALA 1:25
C-4 CANAL DE DESCARGA



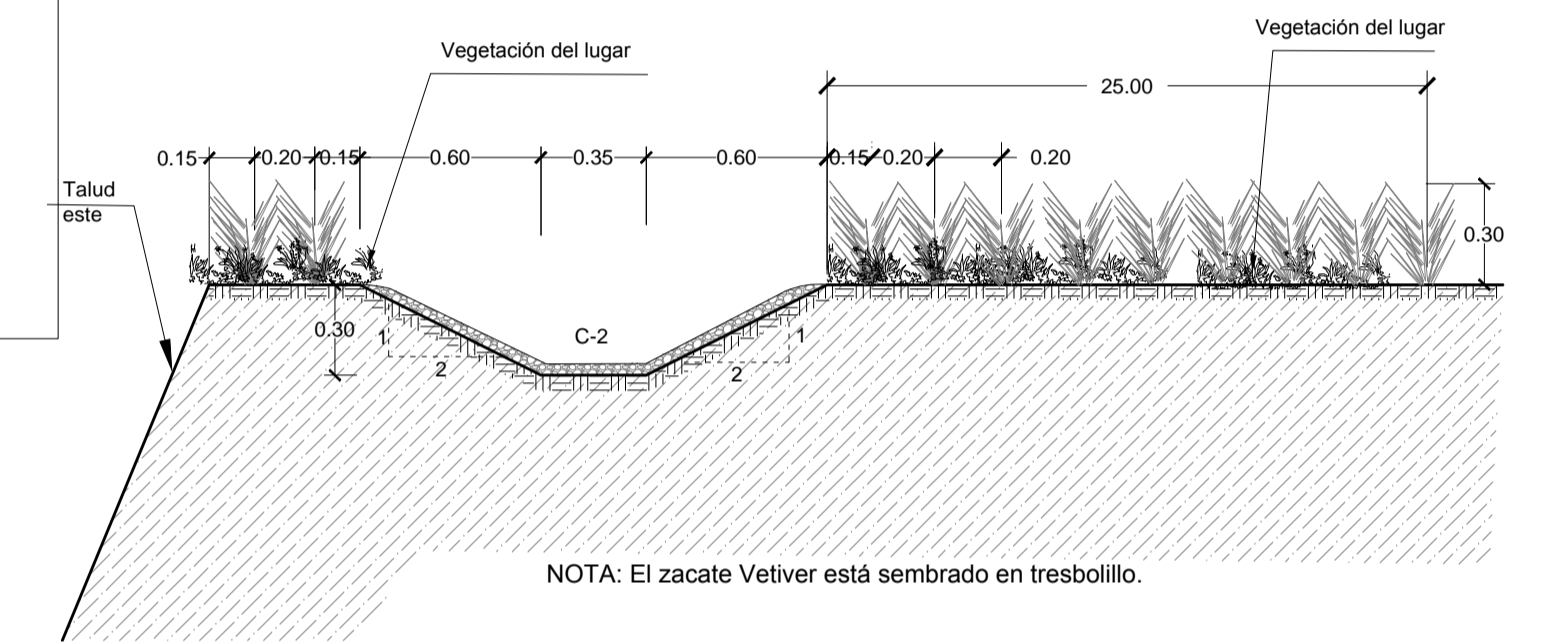
SIN ESCALA
ISOMETRICO CANAL DE DESCARGA



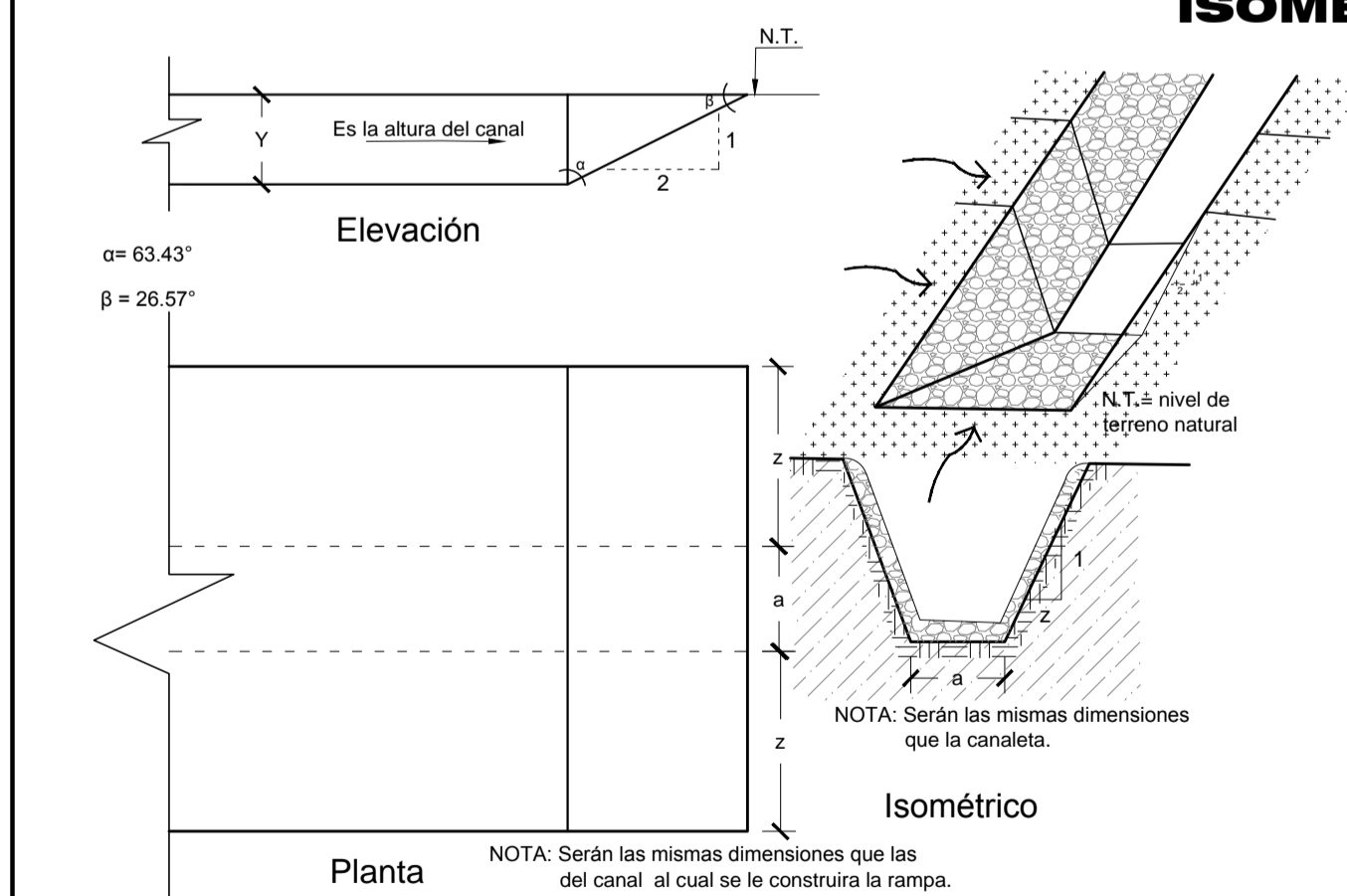
ESCALA 1:50
E-2 EMPALME C-3 A C-4



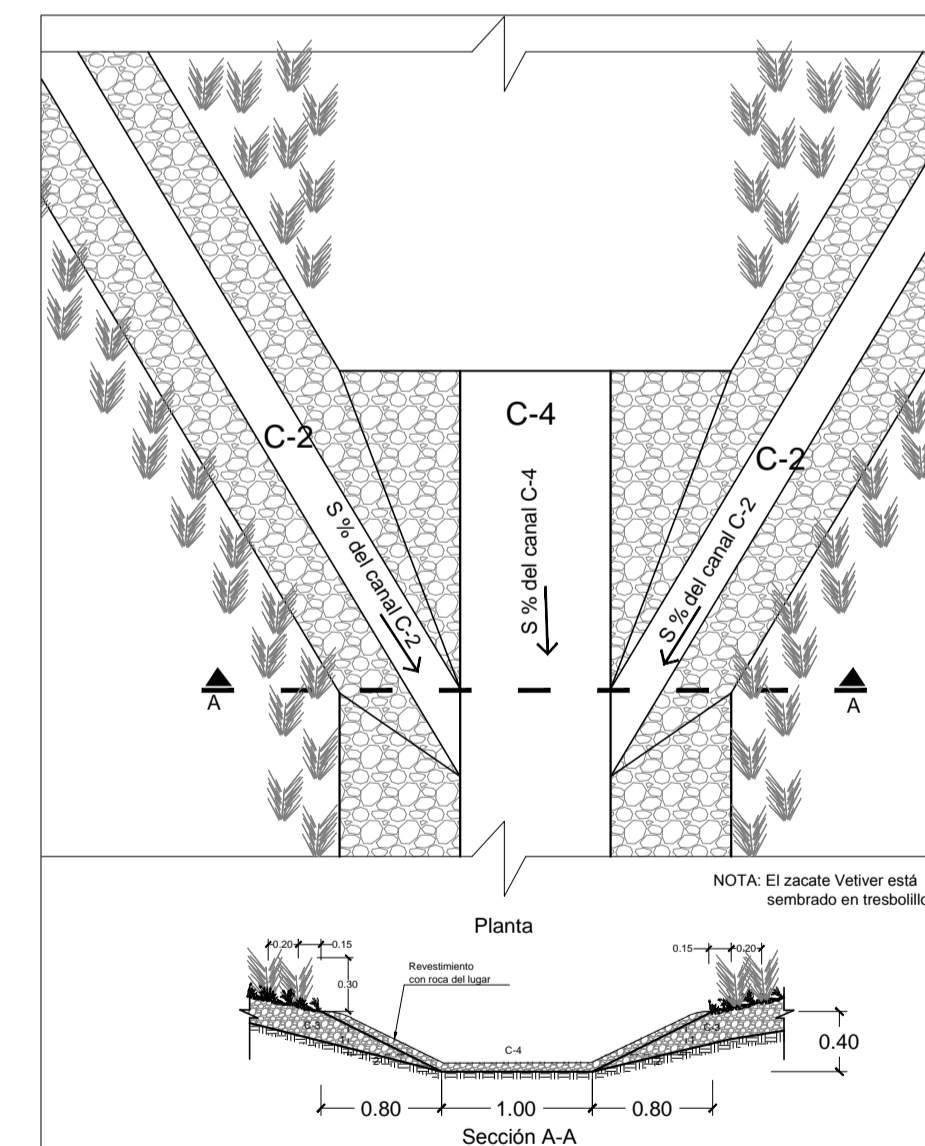
ESCALA 1:200
DETALLE 2 SIEMBRA DE ARBOLES, VISTA EN PLANTA



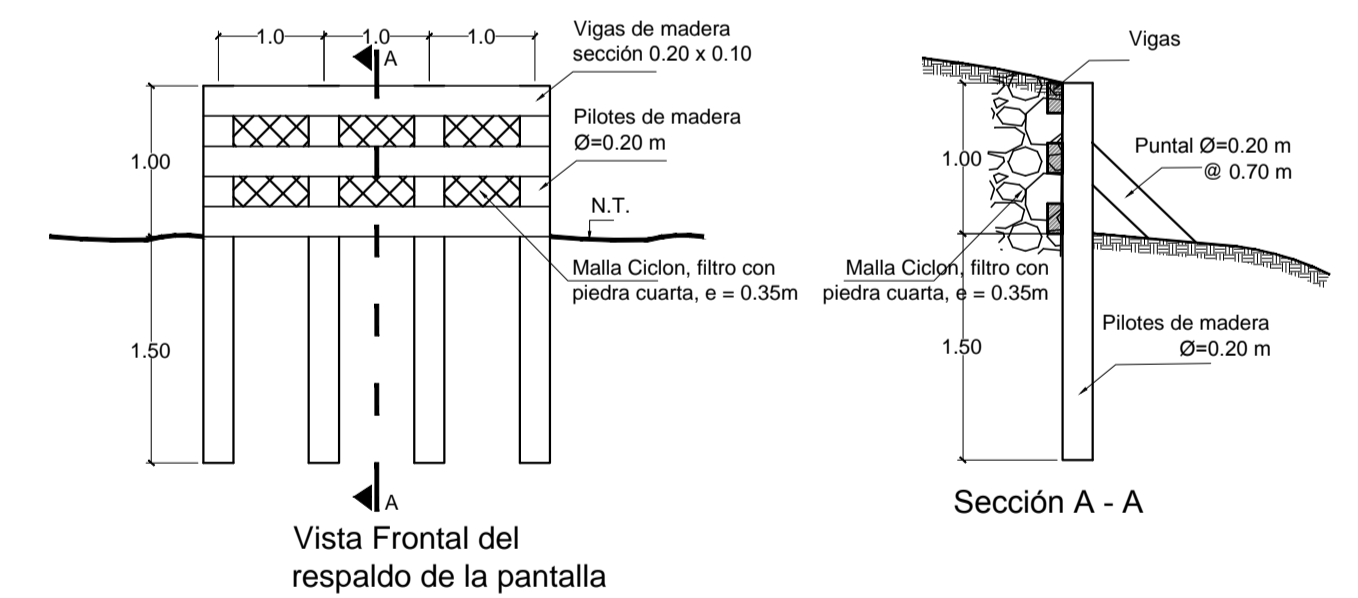
ESCALA 1:25
DETALLE 2 VISTA EN PERFIL



ESCALA 1:25
DETALLE 1 RAMPA AL INICIO DEL CANAL

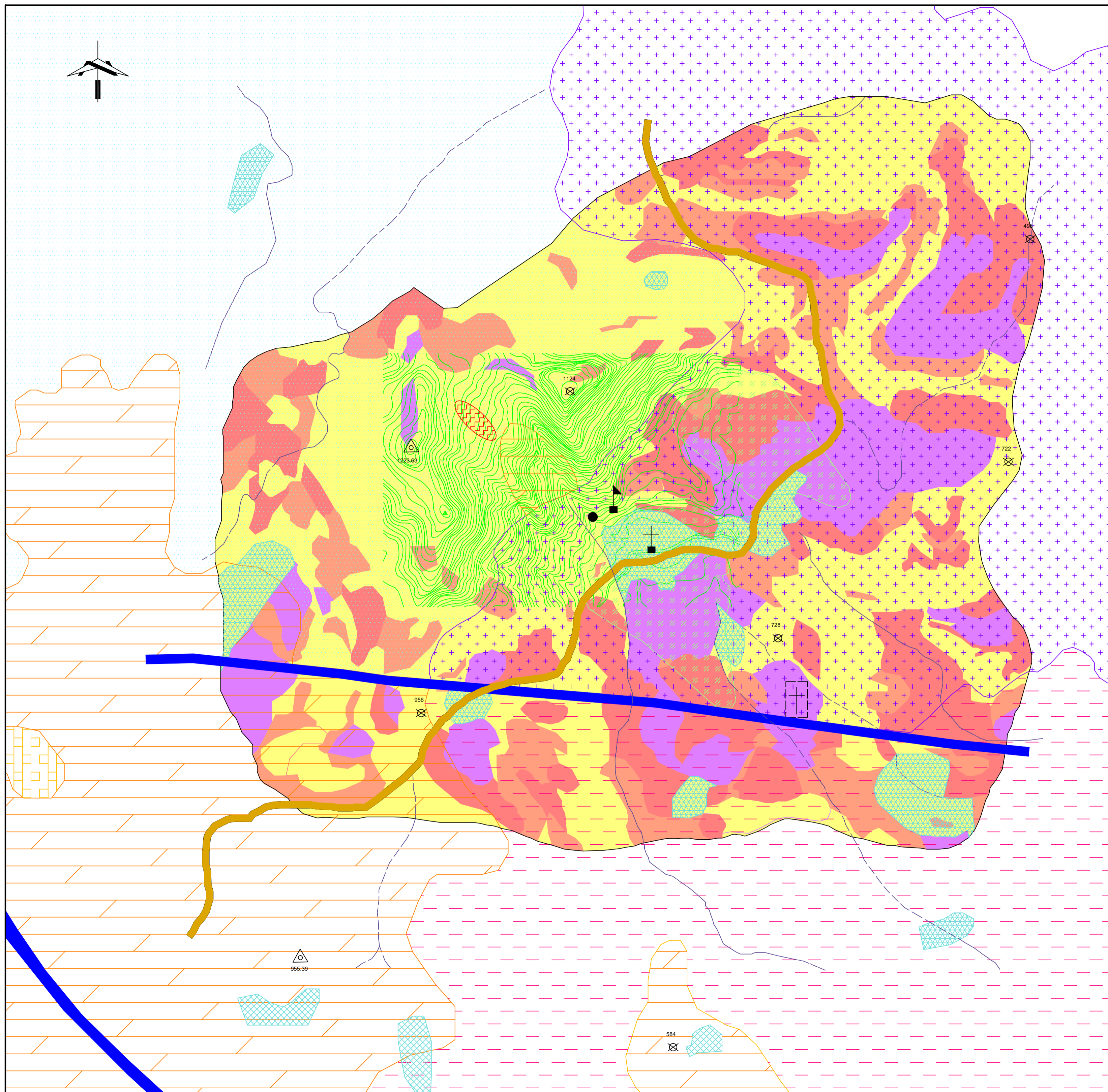


ESCALA 1:50
E-1 EMPALME C-2 A C-4



ESCALA 1:25
DETALLE PALO-PIQUE

	INSTITUCION: UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL	TRABAJO DE GRADUACIÓN: PROPUESTA DE SOLUCIONES TEMPRANAS CON OBRAS DE INGENIERIA DE BAJO COSTO; PARA MITIGACION DE RIESGOS Y CONTROL DE VULNERABILIDAD, EN ZONAS DE DESLIZAMIENTOS EN LADERAS DE MONTAÑAS Y VOLCANES EN EL SALVADOR.	CASO DE ESTUDIO: DESLIZAMIENTO DE TIERRA EN CERRO LA BURRERA, CANTON EL ZAPOTAL, MUNICIPIO OJOS DE AGUA, DEPARTAMENTO CHALATENANGO	NOMBRE DEL PLANO: ANEXO 5.1 PROPUESTA DE SOLUCIONES APLICADAS AL DESLIZAMIENTO EN CERRO LA BURRERA	ESCALAS: INDICADAS	No. PLANO: A.5.1 9/9
	DOCENTES DIRECTORES: ING. M.Sc. ROGELIO ERNESTO GODINEZ GONZALEZ ING. ROBERTO OTONIEL BERGANZA ESTRADA	PRESENTA: CHICAS CIENFUEGOS, JORGE LUIS MARTINEZ SARAVIA, NAZIRA ESPERANZA	CONTENIDO: DETALLES TIPICOS	FECHA: AGOSTO/2012		



SIMBOLOGIA CONVENCIONAL	
	Delimitación de zona
	Carretera Troncal del Norte
	Punto de Mayor elevacion
	Mojón Geodésico
	Iglesia
	Asentamiento Humano
	Cementerio
	Tanque de Agua
	Escuela
	Quebrada
	Posible zona de deslizamiento
	Río
	Falla geológica local

FORMACIONES GEOLOGICA	
	FORMACION CHALATENANGO ch2
	FORMACION BALSAMO b2
	FORMACION SAN SALVADOR Q'f
	FORMACION MORAZAN m2'a
	FORMACION BALSAMO b1

SUSCEPTIBILIDAD A DESLIZAMIENTO DE TIERRA		
	MUY ALTA	$S > 33\%$
	ALTA	$26\% \leq S \leq 33\%$
	MEDIA	$15\% \leq S \leq 25\%$
	BAJA	$S \leq 14\%$

NOTA:
LAS CURVAS DE NIVEL FALTANTES, DEBEN SER EXTRAIDAS DEL MAPA DE CURVAS ALTIMETRICAS DE ZONA DE INFLUENCIA DEL DESLIZAMIENTO DE TIERRA EN CERRO LA BURRERA. ESCALA 1:2000

	INSTITUCION: UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL	TRABAJO DE GRADUACION: PROPUESTA DE SOLUCIONES TEMPRANAS CON OBRAS DE INGENIERIA DE BAJO COSTO; PARA MITIGACION DE RIESGOS Y CONTROL DE VULNERABILIDAD, EN ZONAS DE DESLIZAMIENTOS EN LADERAS DE MONTAÑAS Y VOLCANES EN EL SALVADOR.	CASO DE ESTUDIO: DESLIZAMIENTO DE TIERRA EN CERRO LA BURRERA, CANTON EL ZAPOTAL, MUNICIPIO OJOS DE AGUA, DEPARTAMENTO CHALATENANGO	NOMBRE DEL PLANO: ANEXO 5.2 MAPA DE SUSCEPTIBILIDAD DE DESLIZAMIENTO	ESCALAS: 1:8881.464	No. PLANO: A.5.2 1/1
	DOCENTES DIRECTORES: ING. M.Sc. ROGELIO ERNESTO GODINEZ GONZALEZ ING. ROBERTO OTONIEL BERGANZA ESTRADA	PRESENTA: CHICAS CIENFUEGOS, JORGE LUIS MARTINEZ SARAVIA, NAZIRA ESPERANZA	CONTENIDO: MAPA DE SUSCEPTIBILIDAD A DESLIZAMIENTOS DE TIERRA	FECHA: AGOSTO/2012		