

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

CARRERA DE MAESTRÍA EN INGENIERÍA VIAL



METODOLOGÍA DE ESTABILIZACIÓN DE TALUDES DE CARRETERAS

PREVIA A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO: MAGÍSTER EN INGENIERÍA VIAL

ELABORADO POR:

**BYRON OMAR MORALES MUÑOZ
INGENIERO CIVIL**

QUITO, MARZO 2012

EXTRACTO

Este trabajo describe las etapas y metodologías relacionadas al estudio e identificación de zonas inestables, ya que su ocurrencia en diversas situaciones puede generar un alto riesgo en las vidas humanas así como la falla de estructuras en obras civiles.

De esta manera, y por lo expuesto anteriormente, es que la presente tesis ha planteado como objetivo principal proveer el conocimiento al profesional sobre la concepción, diseño y ejecución de obras de estabilización de taludes inestables para prevenir o mitigar pérdidas humanas, económicas y ambientales por deslizamientos en las carreteras. Para ello, en primer lugar se ha efectuado una revisión bibliográfica que ha permitido analizar aspectos generales y establecer una metodología en la estabilización de taludes. Esto ha permitido conformar los capítulos completos de la tesis.

El presente trabajo cubre una metodología en los siguientes aspectos: a) Características y aspectos críticos de problemas de estabilidad de taludes, b) Caracterización geotécnica de los materiales, c) Procedimientos de investigación y diseño de Taludes, d) Utilización de ábacos en estabilidad de taludes, e) Análisis detallado de estabilidad, f) Métodos de estabilización de taludes, g) Diseño y construcción de muros claveteados, h) Análisis de costos y i) Aplicación práctica.

ABSTRACT

This job steps and methodologists related to the studies and identification of the instable areas, because it's events in different situations could generate a high risk on the human live also finding mistakes on the structures from the civil building work.

And thus the above, is that this thesis has emerged as main objective to provide profesional knowledge about conception, design and execution of Works by stabilizing unstable slopes to prevent or mitigate loss of live, economic and environmental landslide to roads. For this, we first carried out a literatura review has allowed us to analyze generalaspects and establish a methodology in stabilizing slopes. This has allowed to from the complete chapters of the thesis.

This paper coversa methodology in the following : a) Characteristics and critical aspects of slope stability problems, b) Geotechnical caracterizacion of materials, c) Research procedures and slope desing, d) Use of abacus in slope stability, e) Detailed analysis of stability, f) Slope stabilization methods, g) Desing and construction of walls spiked, h) Cost analysis, y i) Practical application.

CERTIFICACIÓN

Certifico que el siguiente trabajo fue realizado en su totalidad por el Ing. BYON OMAR MORALES MUÑOZ como requerimiento parcial a la obtención del título de MASTER EN INGENIERÍA VIAL.

Quito, Febrero del 2012

MSC. ING MAGNO RIVERA
DIRECOR

ING. JOSÉ SALVADOR
CODIRECTOR PRINCIPAL

MSC. ING. GULLERMO REALPE
CODIRECTOR ALTERNO

DEDICATORIA

El presente trabajo está dedicado a mis padres, Cesar Morales y Celinda Muñoz que desde muy niño formaron el carácter, y la fuerza de voluntad para conseguir los sueños y que a lo largo de la vida siempre me están apoyando en las decisiones que tome, a ustedes mis queridos padres les dedico este esfuerzo que es suyo.

Una dedicatoria especial para mi Esposa Linda porque siempre tuvo confianza y creyó en mí, por el apoyo incondicional, por su labor como madre y por todas esas palabras de aliento, sobre todo porque con su amor he logrado estar hoy donde estoy.

A mis hijos Ariana y Andrés porque siempre han estado ahí para apoyarme cuando más los necesito gracias por su paciencia y afecto.

A mis hermanas Verónica y Alison por su apoyo en todo momento y siempre alentarme a seguir adelante.

AGRADECIMIENTOS

Un agradecimiento a Dios por brindarme la alegría de una linda familia y por estar a mi lado en el largo camino de la vida, por ayudarme a concretar mis sueños y anhelos.

En primer lugar deseo expresar mi más profundo agradecimiento al Ing. Magno Rivera. Considero que ha sido un gran privilegio haber tenido la oportunidad de desarrollar esta tesis bajo su dirección. Quisiera agradecerle todo su conocimiento y experiencia compartida, su generosa dedicación y las oportunidades brindadas, las cuales he sabido aprovechar.

Deseo, del mismo modo, transmitir mi agradecimiento al Coordinador de la Maestría Ing. José Salvador, por su valiosa iniciativa de fomentar el desarrollo del conocimiento científico a los profesionales que cursamos por tan prestigiosa Universidad Católica del Ecuador.

Deseo hacer llegar mi agradecimiento a la empresa Geosuelos Cia. Ltda., y su representante Ing. César R. Landázuri por su apoyo y oportunas consideraciones para el desarrollo del presente trabajo.

A mi familia que los quiero mucho y siempre estarán conmigo ayudándome en mi vida con su alegría, paciencia y gran amor.

PRÓLOGO

Cuando se producen corrimientos inesperados en los taludes, los efectos que se producen son importantes.

Los desastres provocados por los deslizamientos en los últimos años ponen en manifiesto que grandes regiones del país son muy vulnerables al impacto de fenómenos naturales; además se evidencia la existencia de grandes deslizamientos antiguos que podrían reactivarse. En especial en la región central de nuestro país la inestabilidad de los terrenos es un hecho conocido desde hace décadas; lamentablemente, a pesar de la magnitud de los problemas reportados, contadas han sido las iniciativas para estudiarlos de una manera integral y encontrar soluciones que ayuden a mitigar el impacto.

Desde el punto de vista económico, los daños que se producen por deslizamientos de taludes son importantes al igual que fallecimientos de seres humanos como consecuencia de estos movimientos. En cuanto a daños se refiere, la mayor difusión de información, proviene de fenómenos individualizados, conocidos por la elevada magnitud de sus consecuencias.

ÍNDICE DE CONTENIDO

1. INTRODUCCIÓN	1
1.1. Antecedentes históricos y estado actual	1
1.2. Planteamiento del problema	6
1.3. Objetivos	6
1.3.1. Objetivo General	6
1.3.2. Objetivo Específicos	7
1.4. Importancia del Proyecto	7
1.5. Justificación del Proyecto	8
2. CONCEPTOS SOBRE ESTABILIDAD ESTRUCTURAL DE TALUDES	9
2.1 Introducción	9
2.2 Causas de los deslizamientos	9
2.2.1. Clasificación de los deslizamientos	13
2.3 Caracterización geotécnica de los materiales	15
2.3.1. <i>Suelo</i>	15
2.3.1.1. <i>Suelos cohesivos y no cohesivos</i>	17
2.3.1.2. <i>Suelos normalmente consolidados y preconsolidados</i>	17
2.3.1.3. <i>Suelos con partículas finas y gruesas</i>	17
2.3.2. <i>Orígenes y Procesos de formación</i>	18
2.3.2.1. <i>Rocas Ígneas</i>	18
2.3.2.2. <i>Rocas Sedimentarias</i>	19
2.3.2.3. <i>Rocas Metamórficas</i>	19
2.3.2.4. <i>Meteorización</i>	20
2.3.2.5. <i>Intemperismo</i>	20
2.3.2.6. <i>Rocas blandas</i>	21
2.3.3. <i>Propiedades índices de las rocas que influyen en la estabilidad de taludes</i>	21
2.3.4. <i>Resistencia al corte de los suelos</i>	24
2.3.4.1. <i>Resistencia a la cohesión</i>	26
2.4 Aspectos hidrogeológicos	27
2.5 Tipos de análisis de estabilidad	29
2.5.1. <i>Técnicas de análisis</i>	32
2.5.2. <i>Análisis de estabilidad de taludes</i>	50

2.5.3.	<i>Riesgos y decisiones</i>	52
2.5.4.	<i>Análisis sísmico de taludes</i>	54
2.6	Operación de conservación de taludes	59
2.6.1.	<i>Taludes en suelo</i>	59
2.6.2.	<i>Taludes en roca</i>	61
2.6.3.	<i>Resumen de soluciones</i>	64
3.	DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE MUROS CLAVETADOS	66
3.1	Introducción	66
3.2	Clasificación	69
3.2.1.	<i>Composición de soil nailing</i>	71
3.2.1.1.	<i>Revestimiento o cubierta</i>	71
3.2.1.2.	<i>Inyección</i>	73
3.2.1.3.	<i>Centralizadores</i>	74
3.2.1.4.	<i>Elementos de protección contra la corrosión</i>	74
3.3	Métodos de análisis y parámetros de diseño	74
3.3.1.	<i>Estado Límite</i>	75
3.3.1.1.	<i>Estado límite de esfuerzo</i>	75
3.3.1.2	<i>Estado límite de servicio</i>	81
3.4	Diseño de obras soil nailing	81
3.4.1	<i>Pasos para el diseño de Soil nailing</i>	81
3.5	Técnica constructiva soil nailing	84
3.6	Diseño de muros colgados	86
3.6.1	<i>Consideraciones de diseño</i>	86
3.6.2	<i>Diseño de anclajes o clavos</i>	89
3.7	Técnica constructiva de muros colgados	91
3.8	Control de calidad	93
3.8.1	Matriz de Identificación de Procesos Críticos para la Calidad	93
3.8.2	Inspección, Medición y Ensayos.....	94
4.	ANÁLISIS DE COSTOS ESTIMADOS	95
5.	APLICACIÓN PRÁCTICA	96
5.1	Introducción	96
4.1.1.	Antecedentes	96
4.1.2.	Objetivos	96

4.1.3.	Trabajos realizados	97
5.2	Generalidades	97
4.2.1.	Ubicación.....	97
5.3	Geofísica	98
4.3.1.	Fundamentos Teóricos	98
4.3.2.	Cantidad y ubicación de las investigaciones geofísicas	100
4.3.3.	Metodología de campo.....	101
4.3.4.	Interpretación	102
4.3.5.	Equipos utilizados.....	104
5.4	Resultados de las investigaciones geológico - geofísicas	105
4.4.1.	Características del talud.....	106
5.5	Investigación Geotécnica	109
4.5.1.	Trabajos de campo.....	109
4.5.2.	Trabajos de Laboratorio	110
4.5.3.	Características del terreno.....	111
4.5.4.	Características del geomecánicas de los materiales	112
4.5.5.	Análisis de capacidad de carga.....	112
4.5.5.1.	<i>Capacidad de carga por asentamientos elásticos</i>	<i>112</i>
5.6	Análisis de Estabilidad y Diseño de taludes.....	113
4.6.1.	Elaboración de modelos	113
4.6.2.	Selección de los Parámetros de Cálculo	113
4.6.3.	Cálculo de los Factores de Seguridad.....	114
5.7	Análisis Comparativo de Métodos Indirectos y Directos	115
5.8	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	116
4.8.1.	Conclusiones	116
4.8.2.	Recomendaciones.....	118
	BIBLIOGRAFÍA	120
	ANEXOS	123

LISTADO DE FIGURAS

CAPITULO I

INTRODUCCIÓN		Pag.
1.1	Deslizamiento en Donghekou – China.....	1
1.2	Esquema del desastre de Vajont.....	2
1.3	Longarone antes y después de la tragedia.....	2
1.4	Gran riesgo para numerosas familias en el Comité del Pueblo – Quito.....	3
1.5	Deslizamiento en la Avenida Simón Bolívar – Quito.....	4
1.6	Deslizamiento en la carretera Alóag – Santo Domingo.....	4
1.7	Estado de las vías en el norte, centro y sur del país, registro 20 de abril de 2011.	5

CAPITULO II

NOCIONES SOBRE ESTABILIDAD ESTRUCTURAL DE TALUDES

2.1	Ciclo de las rocas.....	18
2.2	Proceso de formación de los suelos.....	20
2.3	Ensayo de carga puntual.....	23
2.4	Resistencia a la tracción.....	24
2.5	Envoltorio de falla. Curva de Resistencia intrínseca.....	25
2.6	Ejemplo de análisis de estabilidad.....	34
2.7	Ejemplo de solución de abatimiento de la pendiente para estabilización de taludes	36
2.8	Ábaco de estabilidad de Hoek y Bray (1981): línea freática profunda.....	36
2.9	Ábaco de estabilidad de Hoek y Bray (1981): línea freática con $L_w = 8H$	37
2.10	Ábaco de estabilidad de Hoek y Bray (1981): línea freática con $L_w = 4H$	38
2.11	Ábaco de estabilidad de Hoek y Bray (1981): línea freática con $L_w = 2H$	39
2.12	Ábaco de estabilidad de Hoek y Bray (1981): suelo saturado.....	40
2.13	Dovela interior y polígono de fuerzas.....	41
2.14	Diagrama para determinar el factor f_0 para el método de Janbú.....	42
2.15	Talud infinito: fuerzas actuantes en una tajada genérica.....	43
2.16	Ábacos de Duncan (1996): talud infinito.....	44
2.17	Método de las cuñas con superficie de ruptura poligonal.....	48
2.18	Método de Bishop (1955) superficie de rotura circular.....	48

2.19	Fases del Proyecto.....	52
2.20	Fases de Diagnóstico.....	53
2.21	Variación del factor de seguridad con el coeficiente sísmico horizontal K_h	55
2.22	Análisis sísmico pseudoestático para una falla plana.....	56
2.23	Análisis sísmico pseudoestático de equilibrio límite para una falla curva.....	58
2.24	Fases de Solución: Alternativas para taludes en suelos.....	59
2.25	Elección de la solución para taludes en suelos.....	60
2.26	Alternativas de solución, taludes en roca.....	62
2.27	Taludes en roca: Eliminación del problema.....	62
2.28	Taludes en roca: Estabilización.....	63
2.29	Taludes en roca: Convivencia con el problema.....	64

CAPITULO III

DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE MUROS CLAVETADOS

3.1	Esquema de Clavos o Nails en un Deslizamiento.....	66
3.2	Principales Campos de Aplicación.....	68
3.3	Esquema de colocación de nails hincados.....	69
3.4	Mecanismo de Falla Global.....	75
3.5	Mecanismo de Falla de Deslizamiento.....	77
3.6	Mecanismo de Falla de Soil Nailing.....	79
3.7	Mecanismo de Falla en Revestimiento.....	80
3.8	Deformaciones de un Talud.....	83
3.9	Esquema General de la Construcción de Nails.....	85
3.10	Diagrama de presiones de tierra de Terzaghi y Peck (1967).....	87
3.11	Fuerzas actuantes de cada cuña de esfuerzos.....	87
3.12	Fuerzas actuantes y resultantes en la altura H del talud.....	88
3.13	Diagrama de momentos máximos.....	88
3.14	Localización de la Grieta de Tensión.....	89
3.15	Esquema general de construcción de muros colgados.....	91

LISTADO DE TABLAS

CAPITULO II

NOCIONES SOBRE ESTABILIDAD ESTRUCTURAL DE TALUDES		Pag.
2.1	Causas y mecanismos desencadenantes de los deslizamientos.....	12
2.2	Clasificación de los deslizamientos de acuerdo al tipo de movimiento.....	14
2.3	Clasificación de los deslizamientos de acuerdo a las condiciones de deformación	15
2.4	Clasificación de los deslizamientos de acuerdo a las condiciones de presión de Poros.....	15
2.5	Rangos de peso específico seco y porosidad de las rocas.....	22
2.6	Clasificación ingenieril de la roca de acuerdo a σ_c	23
2.7	Ángulos de fricción y cohesión de materiales cohesivos y no cohesivos.....	26
2.8	Recomendaciones para factores de seguridad admisibles (Modificado de GEO, 1984).....	31
2.9	Factores de Seguridad recomendados para remediación de deslizamientos existentes (GEO, 1984).....	31
2.10	Principales métodos de análisis de estabilidad de taludes en suelos (continua)...	46
2.11	Resumen de soluciones de estabilización.....	65

LISTADO DE ANEXOS

- N°1.1 Fotografías investigación geotécnica.
- N°1.2 Registros de perforación.
- N°1.3 Análisis de Capacidad de Carga
- N°1.4 Análisis de Estabilidad de Taludes
- N°1.5 Ensayos de Laboratorio
- N°1.6 Ubicación de Sondeos, Planos y Detalles
- N°2.1 Domocromas y Sismogramas
- N°2.2 Parámetros Geotécnicos
- N°2.3 Resultados Resistividad Eléctrica
- N°2.4 Cuadro comparativo de métodos indirectos y directos
- N°2.5 Fotografías Investigación Geofísica

NOMENCLATURA UTILIZADA

- FS.- Factor de seguridad.
- Cv.- Coeficiente de consolidación.
- Mr.- Sumatoria de momentos de las fuerzas resistente.
- Ma.- Sumatoria de momentos de las fuerzas activas.
- Fr.-Sumatoria de fuerzas resistentes.
- Fa.- Sumatoria de fuerzas activas.
- FS_{adm.}- Factor de seguridad admisible.
- S_{u.}- Resistencia no drenada.
- L_{w.}- Línea freática.
- W.- Peso total de cada dovela.
- u.- Presión de poros en la base de cada dovela.
- γ_w .- Peso específico del agua.
- h_w .- Altura del napa del agua o nivel freático (N.F).
- b.- Ancho de la dovela.
- Pr.- Probabilidad de rotura.
- Kh, Kv.- Coeficientes sísmicos.
- Tallowable.- Tensión permisible.
- SUCS.- Sistema unificado de clasificación de suelos.
- SPT.- Ensayo de penetración estándar.
- IGM.- Instituto Geográfico Militar.
- INAHMI.- Instituto Nacional de Meteorología en Hidrología.
- H = alto del muro
- ΔH = alto de la cuesta
- β = ángulo detrás de la cuesta
- β_{eq} = ángulo detrás de la cuesta equivalente
- α = ángulo del muro
- θ = inclinación del muro desde la horizontal
- C= cohesión del suelo
- BL= largo de la falla horizontal en donde Cb es efectivo
- W= peso del bloque del Soil Nailing

QD= porción permanente de carga total QT

$\Phi'b$ = ángulo efectivo de la fricción de la base

Φ' = ángulo efectivo de la fricción del suelo detrás del bloque del Soil Nailing

δ = ángulo de fricción de la interface entre el suelo y el muro

γ = peso específico del suelo

H1= altura efectiva en donde la presión de la tierra actúa

KA= coeficiente de la presión activa del suelo detrás del muro del Soil Nailing

τ = Esfuerzo de resistencia al corte

c = Cohesión

σ = Esfuerzo normal total

μ = Presión del agua intersticial o de poros

σ' (Presión efectiva) = $\sigma - \mu$

ϕ' =Ángulo de fricción para presiones efectivas.

c' = Cohesión para presiones efectivas

α = Ángulo del radio y la vertical en cada dovela

W = Peso total de cada dovela.

u = Presión de poros en la base de cada dovela = $\gamma_w \times h_w$

γ_w = Peso específico del agua

h_w = Altura de la napa de agua o nivel freático (N.F)

b = Ancho de la Dodela

C', ϕ = Parámetros de resistencia del suelo.

h = Altura media de la dovela

α = inclinación de la base de la dovela

i = Inclinación del talud

Rho (a) = Resistividad aparente

K = Coeficiente del dispositivo Schlumberger

ΔV = Diferencia de Potencial

I = Intensidad de corriente eléctrica

LISTADO DE PLANOS

Ubicación de sondeos y perfiles abscisas 17+950 – 18+450

Obras propuestas y detalles abscisas 17+950 – 18+450

1. INTRODUCCIÓN

1.1. Antecedentes históricos y estado actual

El derrumbe Donghekou, causado por el terremoto de Wenchuan de mayo de 2008 en el Condado de Sichuan, China. Este gran deslizamiento de tierra enterró a cientos de personas e hizo que se formara una presa de derrumbe en el río He Dong (figura 1.1).



Figura 1.1 Deslizamiento en Donghekou - China

A nivel mundial, en cuanto a daños se refiere, proviene de fenómenos individualizados, conocidos por la elevada magnitud de sus consecuencias, así por ejemplo el deslizamiento más desastroso acontecido en la historia europea es el producido en el embalse de Vajont-Longarone, en 1963 Italia, que provocó una ola de agua. Esta ola sobrepasó la presa, y destruyó aguas abajo cinco poblaciones, provocando la muerte de entre 2000 y 3000 personas (figuras 1.2 y 1.3).



Figura 1.2 Esquema del desastre de Vajont.



Figura 1.3 Longarone antes y después de la tragedia.

Los corrimientos inesperados en los taludes y vertientes naturales de tierra ocurren en todo el mundo, en todas las condiciones climáticas y en todo tipo de terrenos, produciendo miles de millones de pérdidas monetarias, y causando miles de muertos y heridos cada año. A menudo causan perturbaciones económicas a largo plazo, desplazamiento de la población y efectos negativos sobre el medio ambiente.

Nuestro país, debido a la geología, se encuentra afectado por este tipo de movimientos de taludes,

representando cifras de dinero importantes que se ven involucradas en tales eventos, uno de ellos es la red vial existente. Es importante notar la existencia de muchos sitios críticos para estabilización, encontrándose desprendimiento del material hacia la calzada, presencia de agua en el talud y pérdida parcial de la mesa de la vía. No obstante no es extraño ver ocasionalmente noticias en los periódicos dando cuenta de fallecimientos como consecuencia de movimientos de tierra, desprendimientos, etc., fundamentalmente durante el período de construcción de las obras y épocas de lluvia.

Quito ha soportado el invierno más fuerte de últimos 36 años, en abril de 1988 el Inamhi registró una suma mensual de 297.8 milímetros, las intensas lluvias generadas en abril del 2011 marcaron un record histórico. La estación de medición de Ñaquito que cubre el sector centro-norte de la capital del Ecuador, registró una suma mensual de 368.4 milímetros, el promedio mensual histórico de abril es 155.2 milímetros. Los valores de precipitación mensual registrados son 200% más altos¹. El Inamhi explicó que las intensas lluvias se generaron por el ingreso moderado de masas de aire provenientes de la cuenca del Brasil. Esto quiere decir que las nubes que se forman en Brasil, por los vientos, llegaron al oriente ecuatoriano y luego a la región interandina.



Figura 1.4 Deslizamiento del talud sobre la avenida Simón Bolívar – Sector la Forestal, 70 viviendas en peligro en mayo de 2011.

¹ Fuente INAMHI boletín de aviso N° 118 año II

Las fuertes lluvias han provocado numerosos deslizamientos que han afectado la integridad y vida de personas en la región interandina, así como la infraestructura de la red vial norte, centro y sur de nuestro país (figuras 1.4, 1.5, 1.6 y 1.7).



Figura 1.5 En Guaranda – Portoviejo 14 casas afectadas y daños en otras zonas por lluvias, 20 de abril de 2011.



Figura 1.6 Deslizamiento en la carretera Alóag – Santo Domingo.



Figura 1.7 Estado de las vías en el norte, centro y sur del país, registro 20 de abril de 2011.

Recapitulando lo expuesto durante el presente acápite, se puede mencionar lo siguiente:

- ✓ Los deslizamientos en taludes ocurren en todo el mundo, en todas las condiciones climáticas y en todo tipo de terrenos, produciendo miles de millones de pérdidas monetarias y causando miles de muertos y heridos cada año.
- ✓ Políticas del uso del suelo deficientes o inexistentes no reflejan una planificación óptima del uso de suelos vulnerables a deslizamientos, mismas que minimizan los peligros geológicos y daños potenciales, son muchas y abarcan dimensiones políticas, culturales, financieras y las características propias de las comunidades.
- ✓ A menudo la estabilización de las zonas con huellas de deslizamientos es demasiado costosa y algunos habitantes no tienen otro lugar para reasentarse. Afortunadamente, se pueden adoptar precauciones y medidas de sistemas de estabilización “de óptima tecnología”, al menos para garantizar la seguridad inmediata de la población.

1.2. Planteamiento del problema

De acuerdo en lo expuesto en la recapitulación anterior, en el presente trabajo se ha planteado la necesidad de estudiar el comportamiento de sistemas de estabilización de muros claveteados en taludes inestables, estableciendo algunos criterios y parámetros de diseño que permitan ofrecer una técnica como sistema de contención eficaz y rentable para una variedad de condiciones de suelos.

Para ello, en los siguientes acápite se han planteado los principales objetivos de la Tesis para responder al problema planteado.

1.3. Objetivos

1.3.1. Objetivo General

Proveer el conocimiento al profesional sobre la concepción, diseño y ejecución de obras de estabilización de taludes inestables para prevenir o mitigar pérdidas humanas, económicas y ambientales por deslizamientos en las carreteras.

1.3.2. Objetivo Específicos

- Exponer técnicas de retención para estabilización de taludes de carreteras realizando un exhaustivo análisis del diseño.
- Realizar un análisis de verificación por medio de una simulación en condiciones actuales y condiciones modificadas de taludes, aplicando propiedades dinámicas del suelo existente en el cuerpo de talud, con el uso del programa Plaxis.
- Presentar el proceso constructivo mostrando las respectivas aplicaciones, ventajas y desventajas de las técnicas de construcción expuestas, incluyendo control de calidad de las mismas.
- Realizar un análisis comparativo, cuyo fin es de base de análisis para la toma de decisiones del profesional que consulte el documento.
- Fomentar el conocimiento y utilización de estas nuevas técnicas de construcción en las obras civiles realizadas dentro del territorio nacional.

1.4. Importancia del Proyecto

El presente proyecto pretende introducir una metodología al sistema de estabilidad estructural de taludes, por medio de muros claveteados, seleccionando el método de análisis y cálculo más apropiado, para un diseño racional de las obras de sostenimiento y taludes que garanticen la estabilidad de las obras con el carácter de permanente o a largo plazo, preservando el medio ambiente, minimizando el potencial de riesgo y precautelando la integridad de las personas y de sus bienes.

En la actualidad se cuenta con herramientas de análisis, con experiencias y conocimiento del comportamiento geomecánico de los suelos, con técnicas de construcción y mejoramiento del terreno, las cuales permiten considerar los elementos antes mencionados en el modelo de análisis del talud y de las obras a implementar en la estabilización de las mismas.

Los deslizamientos constituyen uno de los riesgos potenciales de gran incidencia en el país y las pérdidas ocurridas en el pasado y las que podrían ocurrir en el futuro, son invalorable.

1.5. Justificación del Proyecto

En la actualidad a nivel mundial, se ha evidenciado una continua actividad sísmica originando desastres naturales acompañado de pérdidas de vidas humanas. En especial en Ecuador, incide la Cordillera de Fuego del Pacífico y debido a la reactivación frecuente en algunos volcanes, los taludes de corte en vías principales y secundarias son susceptibles de fallar en combinación de factores desencadenantes naturales y de la actividad humana. La caracterización de materiales volcánico sedimentarios existentes en la Región Central de la sierra ecuatoriana, requieren especial estudio, debido a ser vulnerables de fallar por desarrollarse en zonas sísmicas muy altas y precipitaciones prolongadas.

Un aumento sostenido en el sector de la construcción vial, el tiempo y el espacio físico se transforman en factores indispensables, tanto al momento de evaluar y diseñar, como en la etapa de construcción y desarrollo de una obra vial, es por esto que, en múltiples casos, frente a la agresiva competencia de las empresas constructoras por los pequeños márgenes de utilidad y a la siempre escasa existencia de recursos, se requiere mejorar las técnicas de construcción o innovar presentando nuevas alternativas de construcción. Estas técnicas, tanto perfeccionadas como nuevas, buscan minimizar los costos, ya sea a través de un uso más eficiente de los recursos, minimizando los tiempos de ejecución o el uso de la mano de obra, estandarizando sus procesos de manera que se pueda utilizar equipo y maquinaria común o utilizando nuevos materiales, así, se torna cada vez más indispensable incorporar parámetros de diseño más eficientes y nuevos sistemas que se deriven en procesos constructivos de menor costo.

Europa y Estados Unidos han perfeccionado sus técnicas para el desarrollo de obras de estabilización. Nuestro país está importando dichos métodos con buenos resultados, sin embargo, sistemas tales como “muros claveteados” ofrece innumerables opciones de trabajo, aún son escasos los trabajos referentes a estos métodos de retención en el sector de ingeniería y construcción.

Es importante actualizar el conocimiento que existe en estas metodologías constructivas, presentando las nuevas tecnologías y divulgando los avances que se han generado en las ya existentes, entregando una herramienta que documente tanto su diseño como su proceso constructivo, sus ventajas y desventajas, usos y aplicaciones y que permita evaluar comparativamente cada una de ellas, sirviendo de instrumento de decisión y elevar su nivel de conocimiento al profesional que se desempeña en áreas afines.

2. CONCEPTOS SOBRE ESTABILIDAD ESTRUCTURAL DE TALUDES

2.1 Introducción

Este capítulo trata de la identificación de los tipos y causas de deslizamientos en laderas, de los conceptos de seguridad y de las principales técnicas de análisis de la estabilidad de taludes.

La estabilidad de obras de ingeniería es definida usualmente en términos determinísticos, a través de un factor de seguridad (FS). Si el FS es mayor a 1, la pendiente se considera estable, de lo contrario, si la pendiente es menor que 1, la pendiente se considera inestable o susceptible a la ruptura. La elección del método de análisis más adecuado es un aspecto relevante a ser considerado, siendo función tanto de la importancia de la obra cuanto de la calidad de los datos disponibles. En casos de taludes naturales, el análisis de la estabilidad puede hacer uso también de técnicas probabilísticas, considerando que la elección de los parámetros más relevantes está inevitablemente sujeta a incertidumbres. Así, el cálculo de la seguridad de un talud incluye errores y /o imprecisiones que son relativos no sólo a los parámetros relevantes al problema, pero también al método de análisis adoptado.

2.2 Causas de los deslizamientos

El material que compone un talud tiene una tendencia natural a deslizarse bajo la influencia de las fuerzas gravitacionales y otras (como las debidas a las tensiones tectónicas, la actividad sísmica, etc.), que son resistidas por el esfuerzo cortante del material. La inestabilidad ocurre cuando la resistencia al corte no es suficiente para contrarrestar las fuerzas que tienden a provocar el movimiento a lo largo de cualquier superficie en un talud. Taludes naturales que se han mantenido estables durante muchos años de repente puede fallar debido a una o más de las siguientes causas principales:

- ✓ Movimiento externo por actividad sísmica (terremotos).
- ✓ Infiltración por precipitación de aguas lluvias que conduce a la disminución de la resistencia del esfuerzo cortante de dos maneras, dependiendo si la masa de suelo está o no saturada.
- ✓ Aumento de la presión de poros en los materiales que conforman el suelo saturado (por ejemplo, aumento en el nivel freático).

- ✓ Eliminación de la succión o presión negativa de poros en un talud de suelo no saturado.
- ✓ La cantidad de precipitación (lluvia, nieve derretida) que se infiltra en el suelo puede ser muy diferente en zonas vírgenes con cubierta vegetal en comparación con las áreas deforestadas y alteradas. Por lo tanto la disminución de la resistencia al corte debido a la infiltración de lluvia está muy influenciada por los cambios significativos en las áreas circundantes, como la deforestación, relleno de los valles, alteración de las características naturales de drenaje, urbanización y construcción de reservorios.
- ✓ El aumento de las precipitaciones, mayor infiltración y por lo tanto, mayor será el efecto en la resistencia de los suelos y la estabilidad de taludes. En consecuencia las lluvias excepcionales a menudo conducen a deslizamientos generalizados, especialmente en regiones deforestadas y alteradas.

La causa fundamental de la inestabilidad de los taludes, se debe a que la resistencia al corte de los suelos es menor que la resistencia al corte requerido para el equilibrio. Esta condición puede establecerse de dos maneras:

(1) Disminución de la resistencia al esfuerzo cortante, cuyo proceso se genera con :

- *Aumento de la presión de poros (reducción del esfuerzo efectivo).* El progresivo aumento de los niveles de agua subterránea y filtraciones, con frecuencia en períodos de lluvia, son los motivos más usuales en el aumento de la presión de poros y una disminución asociada al esfuerzo efectivo en los taludes. La variación en la presión de poros depende de la permeabilidad de los suelos. En suelos con alta permeabilidad, los cambios pueden ocurrir rápidamente, y en suelos de baja permeabilidad, los cambios pueden ser lentos.
- *Aumento de la relación de vacíos.* Arcillas muy plásticas en especial en gran medida sobreconsolidadas, están sujetos a expandirse en contacto con el agua.
- *Desarrollo de planos de deslizamiento.* Se desarrollan especialmente en arcillas muy plásticas, como resultado de corte en distintos planos de deslizamiento. Como los desplazamientos de corte se producen en distintos planos, las partículas de arcilla tienden a ser re alineadas

paralelas al plano del deslizamiento. El resultado una superficie lisa que presenta un brillo apagado, comparable en apariencia a la superficie brillante de una nueva barra de jabón.

El ángulo de fricción en las superficies de deslizamiento se llama ángulo de fricción residual. En arcillas muy plásticas puede ser entre 5 o 6°, en comparación con ángulos de fricción pico de 20 o 30° en la misma arcilla².

- *Descomposición de terraplenes de roca arcillosa.* Materiales componentes de un terraplén conformados de fragmentos de esquistos y arcillitas, pueden presentar inestabilidad, debido a humedecimiento por infiltración de aguas subterráneas y posteriormente transformarse en partículas de arcilla, susceptible de expandirse en los espacios vacíos del terraplén y propagar su falla.
- *Intemperie.* Las rocas y suelos están sujetos a pérdidas de resistencia como resultado de una progresiva erosión, implicando diversos procesos físicos, químicos y biológicos (Mitchell, 1993). Los procesos físicos fragmentan el suelo o rocas firmes en pedazos más pequeños, y los procesos químicos y biológicos provocan cambios en las propiedades fundamentales del material.
- *Carga Cíclica.* Bajo la influencia de este tipo de cargas, el enlace entre partículas del suelo puede fracturarse y la presión de poros puede aumentar. La mayoría de suelos con estructuras sueltas están sujetos a la pérdida de resistencia debido al evento de cargas cíclicas. Las arenas sueltas pueden licuarse y fluir como un líquido.

(2) *Aumento del esfuerzo cortante.*

- *Efectos de cargas en la parte superior del talud.* La influencia de cargas por efectos de colocación de rellenos y construcción de edificaciones generan un aumento en la tensión de corte. Para evitar aumentar significativamente los esfuerzos de corte en el talud, debe alejarse una distancia aceptable que es determinada mediante un análisis de estabilidad del talud.

² Soil strength and slope stability / J. Michael Duncan, Stephen G. Wright

- *Presión del agua en grietas formadas en la parte superior del talud.* La presión hidrostática del agua originadas en estas grietas, generan el aumento en los esfuerzos cortantes provocando una desestabilización del talud. Este talud puede ser natural o producto de la actividad humana en la construcción de carreteras. Si las grietas permanecen llenas de agua el tiempo suficiente para generar una infiltración en el cuerpo del talud, las presiones de poros aumentan, llevando a una situación aún peor.
- *Aumento en el peso del suelo.* La infiltración y penetración del agua, provoca un aumento considerable en peso del suelo que conforma el cuerpo del talud.
- *Excavación en la parte inferior del talud.* Su efecto genera una pendiente más pronunciada y en consecuencia, un aumento del esfuerzo cortante del suelo, llevando a reducir su estabilidad.
- *Movimientos Sísmicos.* Aceleraciones horizontales y verticales, dan lugar a variaciones cíclicas en los esfuerzos internos del talud, si la carga cíclica causa la reducción en la resistencia del suelo, los efectos son aún más graves.

En la siguiente tabla 2.1 se aprecia una lista más amplia y detallada de las causas o mecanismos de activación de los deslizamientos.

Tabla 2.1
Causas y mecanismos desencadenantes de los deslizamientos

Causas físicas
<ul style="list-style-type: none"> • Lluvias intensas • Derretimiento rápido de la nieve • Precipitación intensa prolongada • Vaciado rápido (por inundaciones y mareas) o llenado rápido • Terremoto • Erupción volcánica • Deshielo • Intemperización por congelación y descongelación • Intemperización por encogimiento e hinchazón • Inundaciones
Causas naturales

<p><i>Causas geológicas</i></p> <ul style="list-style-type: none"> • Materiales débiles, como algunas laderas volcánicas o sedimentos marinos no consolidados • Materiales susceptibles • Materiales intemperizados • Materiales con cortes • Materiales con juntas o fisuras • Discontinuidad adversamente orientada de la masa (esquistosidad del lecho, etcétera) • Discontinuidad estructural orientada adversamente (falla, falta de conformidad, contacto, etcétera) • Contrastes en la permeabilidad • Contrastes en la firmeza (material firme y denso sobre materiales plásticos). 	<p><i>Causas morfológicas</i></p> <ul style="list-style-type: none"> • Levantamiento tectónico o volcánico • Rebote del hielo • Salida repentina del agua del derretimiento del hielo • Erosión fluvial del extremo de la ladera • Erosión del extremo de la ladera por olas • Erosión glacial del extremo de la ladera • Erosión de los márgenes laterales • Erosión subterránea (solución, entubado) • Eliminación de la vegetación
<p>Causas humanas</p>	
<ul style="list-style-type: none"> • Excavación de la ladera o su extremo • Uso de relleno de tierra inestable para la construcción • Recargar la ladera o su cresta, por ejemplo colocando relleno de tierra en la parte de arriba de una ladera • Vaciado y llenado (de embalses) • Deforestación: tala de árboles para madera y (o) para sembrar cultivos; caminos madereros inestables • Riego de cultivos y jardines • Minería/contención de escombros mineros • Vibración artificial, por ejemplo pilotes, explosiones u otras vibraciones fuertes del suelo • Fugas de agua de servicios públicos, tales como tuberías de agua o desagües • Desvío (planeado o no planeado) de la corriente de un río o corriente a lo largo de la costa debido a la construcción de muelles, diques, presas, etcétera 	

³Fuente: USGS, Manual de Derrumbes

2.2.1. Clasificación de los deslizamientos

Las siguientes tablas presentan clasificaciones de deslizamientos según la forma o tipo de movimiento⁴ (Tabla 2.2), en cuanto a las condiciones de deformación del suelo⁴ (Tabla 2.3) o en cuanto a las condiciones de presión de poros⁴ (Tabla 2.4).

⁴ Vicente de Paulo Pereira Barbosa Vieira, Universidade Federal do Ceará - Professor Titular

Tabla 2.2

Clasificación de los deslizamientos de acuerdo al tipo de movimiento

<p>1- Desprendimientos (<i>falls</i>): resultantes de la acción de la gravedad, ocurren con velocidades elevadas.</p>		
<p>2- Vuelcos (<i>toppling</i>): rotación con basculamiento de placas de material rocoso; causado por la acción de la gravedad o presión de poros en fisuras.</p>		
<p>3- Deslizamientos (<i>slides</i>): Movimientos con superficies de ruptura bien definidas.</p>	<p>3.1- Rotacionales: En general ocurren con materiales homogéneos; la masa inestable es considerada rígida.</p>	<p>3.1.1- Simples: una superficie de ruptura, plana o profunda.</p> <p>3.1.2- Sucesivos: más de una superficie de ruptura; pueden ser progresivos o retrogresivos.</p>
	<p>3.2- Traslacionales: Superficie de ruptura plana, relacionada con zonas de discontinuidades (fallo, contacto suelo/roca, estratificación); movimiento continuo.</p>	
	<p>3.3- Compuestos: ocurren en taludes naturales de suelos no homogéneos, con superficies de ruptura no lineales.</p>	
<p>4- Según el movimiento (<i>flows</i>): Movimientos continuos de suelos, rocas y /o detritos con zona de ruptura bien definida; material con comportamiento viscoso.</p>	<p>4.1- Lentos (<i>creep</i>): También denominados <i>fluencia</i>, ocurre en materiales con comportamiento plástico; movimientos continuos sin superficie de ruptura definida, bajo tensiones totales constantes.</p>	<p>4.1.1- Plano: profundidad de la masa en movimiento inferior a 5m.</p> <p>4.1.2- Profundos: profundidad de la masa en movimiento superior a 5m.</p> <p>4.1.3- Progresivos: movimientos con aceleración gradual con el tiempo</p> <p>4.1.4- Pos-ruptura: la masa permanece en movimiento después del deslizamiento; movimientos usuales en taludes y materiales coluviales.</p>
	<p>4.2- Rápido (corridas): En forma de lengua con prolongamiento en la base; usuales en taludes suaves; material con comportamiento de fluido poco viscoso y bajo condiciones no drenadas.</p>	<p>4.2.1- Corridas de tierra (<i>flow slides</i>): colapso de estructuras blandas de suelos arenosos y limosos, con aumento de presión de poros debido a vibraciones o saturación.</p> <p>4.2.2- Corridas de barro (<i>mudflow</i>): movimientos rápidos en suelos blandos sensibles.</p> <p>4.2.3- Corrida de detritos (<i>debris flow</i>): avalanchas de grandes volúmenes de masas de bloques de roca, suelos y detritos vegetales</p>
<p>5- Complejos: Envuelven varios tipos de movimientos; comunes en laderas inclinadas</p>		

Tabla 2.3

Clasificación de los deslizamientos de acuerdo a las condiciones de deformación

Deslizamientos vírgenes	Ocurren en general en materiales inalterados, con parámetros de resistencia asociados a la condición de la curva pico tensión-deformación.
Deslizamientos reactivados	Ocurren con materiales deformados, en superficies pre-existentes, que sufrieron deslizamientos anteriores. La resistencia del material tiende para la condición residual.

Tabla 2.4

Clasificación de los deslizamientos de acuerdo a las condiciones de presión de poros

Condiciones drenadas (largo plazo)	Presión de poros asociada a flujo permanente en el material. Disipación total de las presiones de poros generadas por el cizallamiento.
Condiciones parcialmente drenadas (plazo intermedio)	Parte de la presión de poros generada por el cizallamiento es disipada.
Condiciones no drenadas (corto plazo)	Materiales con bajo valor de coeficiente de consolidación C_v . Generación de excesos de presión de poros asociados al cizallamiento del material.

2.3 Caracterización geotécnica de los materiales

2.3.1. Suelo

- ✓ Aquellos materiales naturales que forman un medio esencialmente discontinuo, multifase, disgregable y de calidad no controlada.
- ✓ Depósitos no cementados de partículas minerales u orgánicas que se encuentran en la superficie terrestre. La conexión entre partículas es escasamente débil.
- ✓ Materiales que se logran excavar con herramientas menores (palas, picos, etc.) o un escarificador.
- ✓ La diferencia fundamental entre suelo y roca radica en que los suelos poseen cohesión y densidad netamente inferiores, y la roca es un material mineral natural sólido, duro y sus partículas tienen enlaces muy fuertes, además se presenta en grandes masas o en fragmentos de tamaño considerable.

- ✓ Son sedimentos no consolidados de partículas sólidas, fruto de la alteración de las rocas, o suelos transportados por agentes como el agua, hielo o viento con contribución de la gravedad como fuerza direccional selectiva, y que pueden tener materia orgánica. El suelo es un cuerpo natural heterogéneo.
- ✓ Son estructuras dinámicas que van cambiando desde sus inicios hasta adquirir un equilibrio con el entorno. Como material estructural es una masa suelta y deformable.
- ✓ El volumen del suelo cambia debido a la presión impuesta y por intercambio de vapor con la atmósfera (lluvia) y por ese intercambio se genera una expansión. Evaporación – disminución, lluvia – expansión.
- ✓ Los suelos permiten esfuerzos de corte y en algunas circunstancias pueden comportarse como líquidos (Esfuerzo cortante = 0).
- ✓ El suelo no es elástico ni plástico, sino elasto-plástico.
- ✓ Los suelos gruesos son más elásticos que plásticos y los finos más plásticos que elásticos.

La Mecánica de Suelos suministra las herramientas necesarias para evaluar propiedades tales como permeabilidad, compresibilidad, deformaciones producidas por fuerzas impuestas al suelo y también para conocer su resistencia y deformabilidad.

Las clasificaciones más habituales (Casagrande, ASSHO) se basan únicamente en su *composición granulométrica* y su *plasticidad*. Mediante esta clasificación permite establecer una aproximación del comportamiento del tipo de suelo frente a sollicitaciones cortantes.

Los suelos según el origen de sus elementos se dividen en *Inorgánicos* y *Orgánicos*.

Los suelos inorgánicos son suelos cuyo origen se debe a la descomposición física y química de las rocas:

- ✓ Meteorización.
- ✓ Intemperismo.

Los suelos cuyo origen es esencialmente orgánico producto de la descomposición de vegetales o de acumulación de fragmentos de esqueletos.

Atendiendo desde el punto de vista de la resistencia del esfuerzo cortante se consideran tres aspectos muy importantes.

2.3.1.1. Suelos cohesivos y no cohesivos

Los suelos cohesivos, poseen características de cohesión y plasticidad, pueden ser granulares con parte de arcilla y limo orgánico, que se les imparte cohesión y plasticidad. Son suelos arcillosos y limosos o sea material de grano muy fino.

Debido al tamaño de las partículas de arcilla (menor a 0.002mm), el comportamiento al corte en este tipo de suelos es más complejo. En estas condiciones, la superficie específica, definida como la relación entre la superficie total de todas las partículas y el volumen total del suelo, es mucho mayor en el caso de las arcillas. Las fuerzas de superficie de naturaleza físico-químicas dependen mucho de la distancia entre las partículas. La resistencia al corte aumenta con la consolidación, cuando las partículas son más próximas unas de otras por efecto de una carga. Cuando esta carga es retirada, las fuerzas de superficie impiden el retorno de las partículas a la situación anterior y surge entonces la cohesión.

2.3.1.2. Suelos normalmente consolidados y preconsolidados

Suelos normalmente consolidados (NC): Un suelo es normalmente consolidado cuando en el momento actual (en este momento), soporta la mayor presión efectiva que ha soportado durante toda su historia:

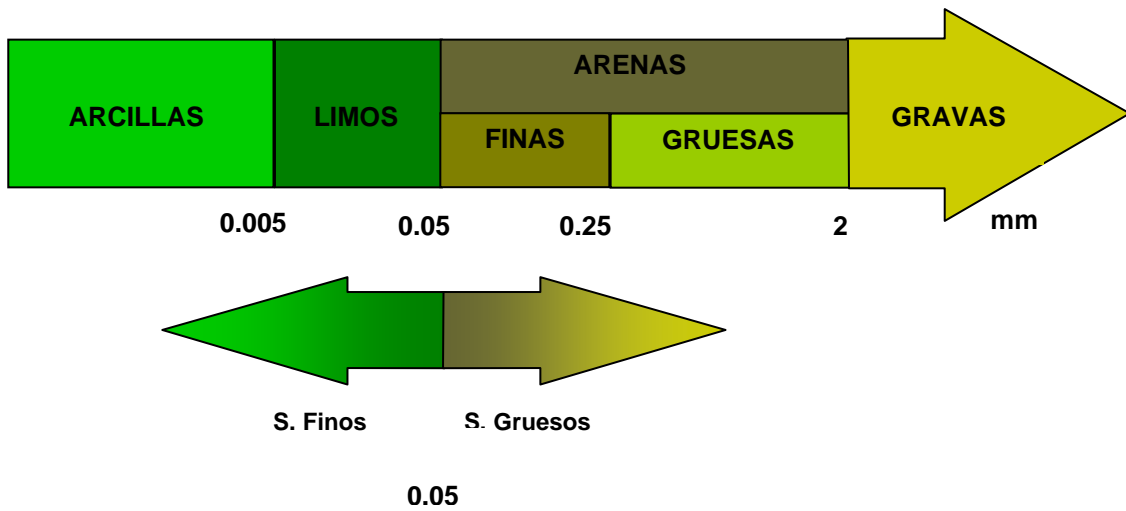
$$\sigma'_0 > \sigma'_{c \text{ máx.}}$$

Suelos Sobreconsolidados (SC): Si el esfuerzo que actualmente soporta el suelo, es menor que el esfuerzo que ha soportado en algún tiempo, el suelo se llama sobreconsolidado. Este tipo de suelo presenta mejores condiciones de carga desde el punto de vista de fundaciones: $\sigma'_0 < \Delta\sigma'_{c \text{ máx}}$

2.3.1.3. Suelos con partículas finas y gruesas

Existen varios criterios válidos para definir los tamaños de las partículas, pero se puede aceptar la siguiente clasificación.

ASTM (American Society for Materials and Testing)



USC (Unifiqued Soils Clasification) Clasificación Unificada de los suelos

2.3.2. Orígenes y Procesos de formación

Los suelos tienen su origen, directa o indirectamente, en las rocas sólidas, que se clasifican de la siguiente manera

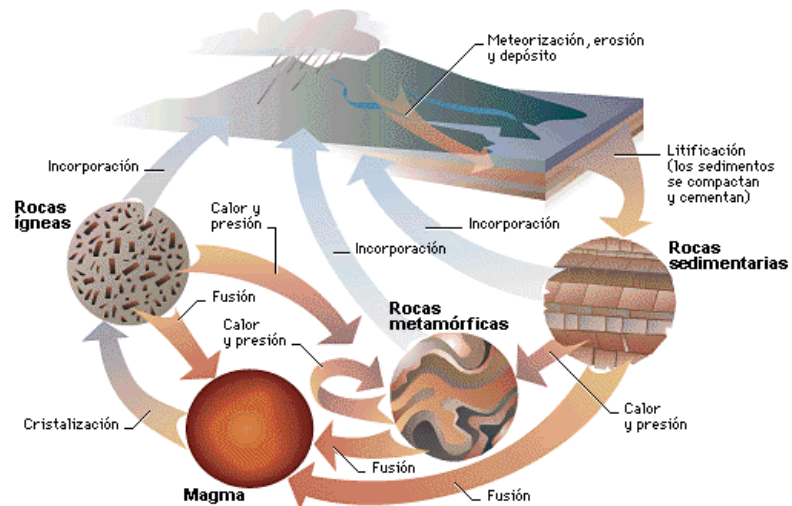


Figura 2.1 Ciclo de las rocas.

2.3.2.1. Rocas Ígneas

Formadas por enfriamiento de material fundido (“magma”), dentro o sobre la superficie de la corteza

terrestre, como por ejemplo, el granito, basalto, dolerita, andesita, gabro, sienita y pórfido.

Las rocas ígneas se subdividen en dos grandes grupos:

- **Las rocas plutónicas o intrusivas:** formadas a partir de un enfriamiento lento y en profundidad del magma.
- **Las rocas volcánicas o extrusivas:** formadas por el enfriamiento rápido y en superficie, o cerca de ella, del magma.

2.3.2.2. Rocas Sedimentarias

Formadas en capas acumuladas por el asentamiento de sedimentos en cuerpos de agua, como mares y lagos; por ejemplo, caliza, arenisca, lodolita y conglomerados. La mayoría de estas rocas se caracterizan por presentar lechos paralelos o discordantes que reflejan cambios en la velocidad de sedimentación o en la naturaleza de la materia depositada.

Las rocas sedimentarias se clasifican según su origen en detríticas o químicas.

- ✓ Las rocas detríticas, o fragmentarias: se componen de partículas minerales producidas por la desintegración mecánica de otras rocas y transportadas.
- ✓ Las rocas sedimentarias químicas: se forman por sedimentación química de materiales que han estado en disolución durante su fase de transporte.

2.3.2.3. Rocas Metamórficas

Formadas por la modificación de rocas ya existentes por causas como:

- ✓ Calor extremo o la intrusión de rocas ígneas; recibe el nombre de térmico o de contacto, por ejemplo mármol y cuarcita
- ✓ Presiones muy alta; recibe el nombre de metamorfismo cataclástico y tiene lugar en fracturas con movimiento (fallas), una muestra de estos son la pizarra y el esquisto.

ESQUISTOS: Son las rocas metamórficas más abundantes. Están formadas por cuarzos, Feldespatos y abundantes micas. Presenta una textura lepidoblástica en la que se reconoce a simple vista algunos minerales y una foliación característica denominada esquistocidad termino que se deriva el nombre de esta roca.

Los procesos que transforman a las rocas sólidas en suelos se muestran en la superficie o cerca de ella, ya aunque son complejos dependen de los siguientes factores:

- ✓ Naturaleza y composición de la roca madre.
- ✓ Condiciones climáticas, en especial temperatura y humedad.
- ✓ Condiciones topográficas y generales del terreno, tales como grado de protección o exposición, densidad y tipo de vegetación etc.
- ✓ Duración de las condiciones específicas prevaecientes.
- ✓ Interferencia de otros factores, como pueden ser los cataclismos, los terremotos y las actividades humanas.
- ✓ Mecanismos y condiciones de acarreo natural.

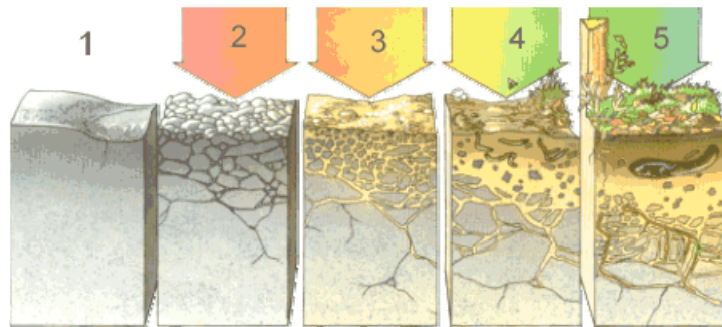


Figura 2.2

Proceso de formación de los suelos: 1-Roca madre; 2-Acción mecánica (cambios de temperatura, hielo, etc.); 3-Acción química del agua y de sus sales minerales; 4-Acción de los seres vivos; 5-Acción conjunta de todas las materias orgánicas e inorgánicas.

2.3.2.4. Meteorización

Es el conjunto de modificaciones de la masa de roca de orden físico (desagregación) y química (descomposición) que surge debido a la acción de la atmósfera, hidrosfera y biosfera, de la vida animal y otros agentes en la transformación de la superficie terrestre.

2.3.2.5. Intemperismo

Es el proceso mediante el cual un material que está expuesto al medio ambiente puede ser transportado por elementos físicos (agua, viento, temperatura, glaciales) que generan suelos gruesos;

químicos (hidratación, carbonatación, oxidación) que generan suelos finos y biológicos (animales, vegetales) que generan suelos orgánicos.

2.3.2.6. Rocas blandas

Se considera una *roca blanda* aquella que se descascara al ser expuesta al aire, o al agua, o bien proporciona un sonido sordo al ser golpeada por un martillo y en la que los porcentajes de recuperación de los testigos en los sondeos son bajos; del orden del 35% o inferior. Otros autores fijan este concepto de roca blanda en base al resultado de compresión simple.

2.3.3. Propiedades índices de las rocas que influyen en la estabilidad de taludes

La porosidad (n) afecta negativamente las propiedades de resistencia.

- Rocas sedimentarias:
 - Factor responsable: Porosidad (n) = Volumen de vacíos (V_v) / Volumen total (V_t)
 - Puede oscilar entre $0 < n < 90\%$
 - Porosidad (n) disminuye con la profundidad y depende del material cementante.

- Rocas ígneas y metamórficas:
 - Factor responsable: fisuras.
 - Normalmente, $n < 1 - 2\%$
 - Porosidad (n) aumenta con la meteorización (desgaste) hasta 20% o más.
 - Menos porosas: ígneas extrusivas.

- Densidad (ρ) y Peso específico (γ)
 - Densidad (ρ) = masa de roca (o suelo) (m) / Volumen total (V)
 - Peso específico (γ) = peso total de la roca (o suelo) ($W = m \cdot g$) / Volumen total (V)

El rango de variabilidad del peso específico de las rocas es mucho mayor que el de los suelos (Tabla 2.5).

Propiedad importante, está ligado a la tensión vertical $\sigma_v: \gamma \cdot z$ y relacionado a los equipos de excavación.

Tabla 2.5
Rangos de peso específico seco y porosidad de las rocas⁵

Tipo de roca	Peso específico seco		Porosidad (n) (%)
	(t / m ³)	(kN/m ³)	
<i>Ígneas</i>			
Basalto	2,21 - 2,77	21,66 - 27,15	0,22 - 22,06
Diabasa	2,82 - 2,95	27,64 - 28,91	0,17 - 1,00
Gabro	2,72 - 3,0	26,66 - 29,40	0,00 - 3,57
Granito	2,53 - 2,62	24,79 - 25,68	1,02 - 2,87
<i>Metamórficas</i>			
Cuarcita	2,61 - 2,67	25,58 - 26,17	0,40 - 0,65
Esquisto	2,6 - 2,85	25,48 - 27,93	10,00 - 30,00
Gneis	2,61 - 3,12	25,58 - 30,58	0,32 - 1,16
Mármol	2,51 - 2,86	24,60 - 28,03	0,65 - 0,81
Pizarra	2,71 - 2,78	26,56 - 27,24	1,84 - 3,61
<i>Sedimentarias</i>			
Arenisca	1,91-2,58	18,72 - 25,28	1,62 - 26,40
Caliza	2,67 - 2,72	26,17 - 26,66	0,27 - 4,10
Dolomita	2,67 - 2,72	26,17 - 26,66	0,27 - 4,10
Lutita	2,0 - 2,40	19,60 - 23,52	20,00 - 50,00

- Resistencia a la compresión uniaxial (σ_c)
 - Es el parámetro geotécnico más citado.
 - No es una propiedad intrínseca del material.
 - Puede realizarse ensayos de laboratorio sobre muestras cilíndricas con una relación $h / f > 2$, o también a través del ensayo de carga puntual. Índice de resistencia de carga puntual $I_s = P / D^2$, P: carga de rotura y D: distancia entre las puntas de los conos (Figura 2.3).

⁵ <http://www.aimecuador.org>

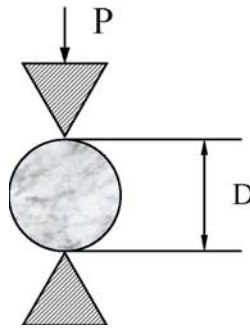


Figura 2.3

- Probetas cilíndricas de 50 mm, con una longitud al menos de 1.4 veces el diámetro $\sigma_c = 24 I_s(50)$.
- No es adecuado para rocas blandas.

Tabla 2.6
Clasificación ingenieril de la roca de acuerdo a σ_c

Clase	Descripción	Resistencia a la compresión uniaxial		Tipos de roca
		(PSI)	(MPa)	
A	Resistencia muy alta	> 32.000	≈ 220	Cuarzitas, diabasas. Mayoría de rocas ígneas. Ciertas rocas metamórficas. Areniscas frágilmente cementadas. Lutitas resistentes. Mayoría de las calizas. Ciertas dolomitas.
B	Resistencia alta	16.000 – 32.000	≈110 a ≈220	
C	Resistencia media	8.000 – 16.000	≈55 a ≈110	Algunas lutitas. Areniscas y calizas porosas. Esquistos y rocas metamórficas.
D	Resistencia baja	4.000 – 8.000	≈28 a ≈55	Rocas porosas de baja densidad. Areniscas deleznales. Tufas y lutitas arcillosas. Rocas meteorizadas y químicamente alteradas de cualquier litología.
E	Resistencia muy baja	< 4.000	< 28	

Fuente: <http://www.aimecuador.org>

- Resistencia a la tracción (ensayo brasileño)

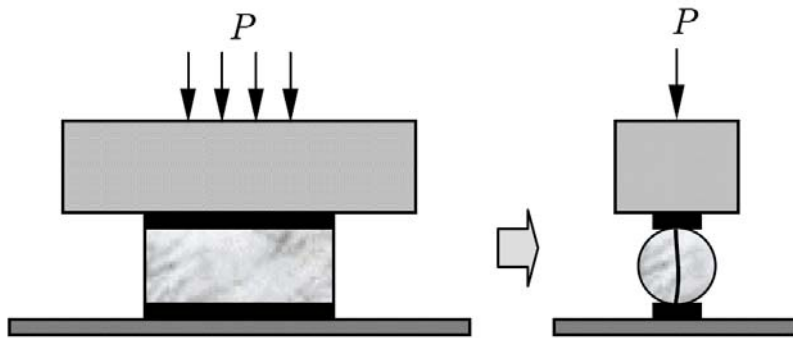


Figura 2.4

$$\sigma_{t,b} = 2P / \pi dt$$

$$\sigma_t = \sigma_c / 8$$

- Muestras con una relación altura / diámetro igual a 0.5 (figura 2.4).
- Tensiones compresivas a lo largo de la muestra producen la rotura del cuerpo de prueba, debido a las tensiones de tracción.
- Adaptación de las máquinas para la realización del ensayo de compresión simple.

2.3.4. Resistencia al corte de los suelos

En el caso de estabilidad de taludes cuando la superficie de suelo está inclinada, la fuerza de gravedad produce esfuerzos de corte geostáticos. Si estos esfuerzos exceden la resistencia al corte, se produce un deslizamiento.

Al modificar el estado tensional del suelo se producen deformaciones que pueden originar su rotura. Aunque los suelos con cohesión se rompen a veces por tracción, como puede ser el caso de grietas verticales que a veces se observan en la coronación de un talud deslizado, la forma de rotura más habitual en los suelos es por esfuerzo cortante (tensión tangencial).

El ingeniero francés C.A. Coulomb (1736 – 1806), quien atribuyó el fenómeno de la fricción producida entre partículas del suelo. Su teoría de falla establece que el material falla cuando el esfuerzo cortante actuante en un plano alcanza un valor límite máximo. Coulomb determinó que la resistencia de los

suelos debe expresarse como la suma de la resistencia debida a la fricción interna y la resistencia debida a la cohesión. Lo que se denomina Ley de Coulomb $\tau = c + \sigma \cdot \tan \phi$.

Donde:

τ = Esfuerzo de resistencia al corte

c = Cohesión

σ = Esfuerzo normal total

μ = Presión del agua intersticial o de poros

Ulteriormente, Mohr (1900) afirma en su teoría que un material falla debido a una combinación crítica de esfuerzo normal y esfuerzo cortante, y no solo cuando uno de ellos se maximiza. La falla por corte sucede a lo largo de una superficie donde la relación τ / σ alcance un cierto valor máximo.

En la actualidad se emplea el criterio de falla denominado Mohr – Coulomb, con una envolvente de falla curva como se muestra en la figura 2.5. En el rango de las tensiones de trabajo en Mecánica de suelos, puede asimilarse a una recta. Se considera que la falla se produce por sollicitación de corte y se acepta que ésta depende del esfuerzo normal actuante en el plano de falla.

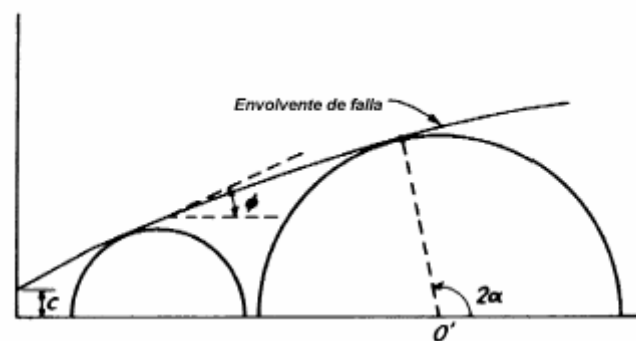


Figura 2.5 Envolvente de falla. Curva de Resistencia intrínseca.

"La experiencia ha demostrado que solamente los esfuerzos efectivos pueden inducir cambios en el volumen de la masa de un suelo. De la misma manera solamente los esfuerzos efectivos pueden producir resistencia friccionante en los suelos. Los esfuerzos neutros no pueden por si mismos producir cambios de volumen o resistencia friccionante". TERZAGHI-KARL (1925) y SKEMPTON (1960). Sobre la base de este enunciado se estableció que en las ecuaciones de la ley de Coulomb debería sustituirse la presión normal total por la presión interna o de poros (denominada generalmente σ'), ya que ésta última es la que gobierna el comportamiento de la resistencia al corte de los suelos. De esta manera la ecuación se generalizó como:

$$\tau = c' + (\sigma - u) \cdot \text{tg} \phi'$$

Donde:

σ' (Presión efectiva) = $\sigma - \mu$

ϕ' = Ángulo de fricción para presiones efectivas.

c' = Cohesión para presiones efectivas.

2.3.4.1. Resistencia a la cohesión

- ✓ Algunos suelos presentan resistencia al corte aún cuando el esfuerzo efectivo es prácticamente cero. Esta resistencia es llamada cohesión.
- ✓ Existen dos tipos de cohesión: cohesión verdadera y cohesión aparente.
 - Cohesión verdadera es el resultado del enlace entre partículas (por ejemplo cementación).
 - Cohesión aparente puede aparecer cuando hay presiones de poros negativas sin considerar.

Tabla 2.7
Ángulos de fricción y cohesión de materiales cohesivos y no cohesivos

Materiales no cohesivos	Ángulo de fricción (ϕ)		
	Suelto	Medio	Denso
Limos no plásticos	26-30	28-32	30-34
Arena uniforme fina a media	26-30	30-34	32-36
Arena bien gradada	30-40	34-40	38-46
Arena y grava	32-36	36-42	40-48

Fuente: Adaptado de Hough, 1996 y Lambe y Whitman, 1996

Roca triturada	Ángulo de fricción (ϕ)
Basalto	40 -50
Granito	45 -50
Caliza	35 -40
Arenisca	35 -45

Fuente: <http://www.aimecuador.org>

Materiales cohesivos	Ángulo de fricción (ϕ)	Cohesión (kPa)
Rocas		
Ígneas	35 -45	5.000 - 55.000
Metamórficas	30 -40	20.000 -40.000
Sediment. duras	35 -45	10.000 -30.000
Sediment. blandas	25 -35	10.000 -20.000

Fuente: <http://www.aimecuador.org>

Arcillas normalmente consolidadas

Índice plástico	Ángulo de fricción pico (ϕ)
10	33±5
20	31±5
30	29±5
40	27±5
60	24±5
80	22±5

Fuente: Adaptado de Bjerrum y Simons, 1960

2.4 Aspectos hidrogeológicos

La mayor parte de las roturas se produce por los efectos del agua en el terreno, como la generación de presiones intersticiales, o los arrastres y erosión, superficial o interna, de los materiales que forman el talud. En general puede decirse que el agua es el peor enemigo de la estabilidad de los taludes (además de las acciones antrópicas, cuando se realizan las excavaciones inadecuadas sin criterios geotécnicos).

La presencia de agua en el interior de los macizos rocosos fracturados es generalmente controlada por las discontinuidades existentes, siendo influenciada por la altitud, espaciamiento y desprendimientos realizados de las diaclasas. Es sabido que el efecto del agua constituye una principal razón de deslizamientos de taludes y se puede resumir en cuatro partes:

1. A través de la presión hidrostática que el agua ejerce en las discontinuidades, la cual disminuye la resistencia y cizallamiento a lo largo de la superficie potencial de ruptura del talud, invierte la relación de las fuerzas normales actuantes sobre aquellas paredes.

2. Actuando sobre la presencia de los poros de las diaclasas y de sus materiales de desprendimiento, por mecanismos físicos y químicos, de manera biaxial en resistencia de materiales.
3. Disminuyendo la resistencia irregular de cizallamiento de rocas y provocando una reducción en su resistencia a la compresión.
4. Provocando alteraciones en las rocas, que por una vez pueden ocasionar elevadas presiones las cuales adicionadas a resistencias biaxiales de los minerales de alteración, contribuyen para su inestabilidad del macizo rocoso. Este efecto permanente del agua conduce a una degradación continua de las propiedades mecánicas del macizo rocoso que no puede ser olvidado en el análisis de estabilidad cubriendo prolongadas vidas útiles del talud.

En este contexto es importante el efecto conjunto de los agentes climáticos (temperatura, humedad, acción de las lluvias, etc.) factores cuya actuación apenas contribuye para reducir la estabilidad de taludes en macizos rocosos.

Cosas así efectúa materializarse a través de deslizamientos progresivos de pequeña amplitud los cuales no podrán ser esclarecidos en análisis de estabilidad a largo plazo. En la práctica son atribuidos los factores correctivos en parámetros de resistencia o cizallamiento, a fin de cuantificar esas degradaciones de propiedades con el tiempo.

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

Reducción de la resistencia al cortante de los planos de rotura al disminuir la tensión normal efectiva:

$$\sigma'_n$$

$$\sigma = c + (\sigma_n - u) \operatorname{tg} \phi = c + \sigma'_n \operatorname{tg} \phi$$

La presión ejercida sobre grietas de tracción aumenta las fuerzas que tienden al deslizamiento.

Aumento del peso del material por saturación:

$$\gamma = \gamma_d + S * n * \gamma_w$$

Peso específico aparente seco (γ_d).

Grado de saturación (S).

Porosidad (n).

Peso específico del agua (γ_w)

Erosión interna por flujo superficial o subterráneo.

Meteorización y cambios en la composición

2.5 Tipos de análisis de estabilidad

Existen dos formas de conducir un análisis de estabilidad de taludes. La primera es en términos de tensiones totales, correspondiendo las situaciones de corto plazo (final de construcción), en suelos saturados, bajo condiciones no drenadas. La segunda es en términos de tensiones efectivas, pudiendo corresponder las situaciones de largo plazo (condiciones drenadas) o de corto plazo (condiciones no drenadas).

En el caso de estabilidad de laderas, se recomienda la realización de análisis en términos de tensiones efectivas, con criterios de evaluación de las condiciones de presión de poros. En particular, débese atender para el nivel freático a ser alcanzado cuando ocurra la lluvia máxima prevista en proyecto.

Definición del factor de seguridad (fs)

Existen varias definiciones posibles para el factor de seguridad, cada una pudiendo implicar valores diferentes de FS. Las definiciones más usuales de FS en análisis de estabilidad de taludes son:

- (a) Factor de guarda jurado relativo al equilibrio de momentos: aplicado usualmente en análisis de movimientos rotacionales, considerándose superficie de ruptura circular,

$$FS = \frac{M_r}{M_a},$$

Donde M_r es la sumatoria de momentos de las fuerzas resistentes y M_a es la sumatoria de momentos de las fuerzas activas (o solicitantes).

- (b) Factor de guarda jurado relativo al equilibrio de fuerzas: aplicado en análisis de movimientos traslacionales o rotacionales, considerándose superficies planas o poligonales,

$$FS = \frac{F_r}{F_a}$$

Donde F_r es la sumatoria de fuerzas resistentes y F_a es la sumatoria de fuerzas activas.

Con estas definiciones, se considera que un talud es inestable para valores de FS inferiores a la unidad. Sin embargo, casos con taludes inestables y $FS > 1,0$ no son raros en la práctica de la ingeniería debido a las simplificaciones de los principales métodos de análisis y a la variabilidad de los parámetros geotécnicos y geométricos envueltos en los análisis. La definición del valor admisible para el factor de seguridad (FS_{adm}) va a depender, entre otros factores, de las consecuencias de una eventual ruptura, en términos de pérdidas humanas y /o económicas.

La Tabla 2.8 presenta una recomendación para valores de FS_{adm} y los costos de construcción para elevados factores de seguridad. Se debe resaltar que el valor de FS_{adm} debe considerar no solamente las condiciones actuales del talud, pero también el uso futuro del área, preservándose el talud contra cortes en la base, deforestación, sobrecargas e infiltración excesiva.

Para taludes temporales, el valor de FS_{adm} debe ser el mismo recomendado en la Tabla 2.8, considerándose, aún, las solicitudes previstas para el periodo de construcción.

Para deslizamientos inminentes o pre-existentes, la definición de las medidas de remediación más adecuadas es función de la historia del deslizamiento. Son necesarias investigaciones geológicas y geotécnicas detalladas (reconocimiento del subsuelo, datos pluviométricos locales, datos de seguimientos del área etc.) para la identificación de la historia del deslizamiento. La Tabla 2.9 sugiere valores de FS_{adm} para estos casos.

En los casos en que la definición de los parámetros de resistencia del suelo es imprecisa, es usual la adopción de un factor de reducción directamente aplicado a los parámetros de resistencia al lo largo de la superficie de ruptura:

i - en términos de tensiones efectivas:
$$\tau = \frac{c'}{F_1} + \sigma'_N \frac{tg\phi'}{F_2}$$

ii - en términos de tensiones totales:
$$\tau = \frac{S_u}{F_3}$$

Donde c' y ϕ' son los parámetros efectivos de resistencia, S_u es la resistencia no drenada (suelos arcillosos saturados) y F_1 , F_2 , y F_3 son los factores de reducción. Estos factores dependen de la calidad

de las estimativas de los parámetros de resistencia y pueden variar entre 1,0 y 1,5.

Tabla 2.8
RECOMENDACIONES PARA FACTORES DE SEGURIDAD ADMISIBLES (MODIFICADO DE GEO, 1984)

FS adm	Riesgo de pérdidas de vidas humanas			
	despreciable	medio	elevado	
Riesgo de pérdidas económicas	despreciable	1,1	1,2	1,4
	medio	1,2	1,3	1,4
	elevado	1,4	1,4	1,5
i) Factores de seguridad para un tiempo de recurrencia de 10 años.				
ii) Para condiciones de riesgos elevados y subsuelo blando, el valor admisible de FS puede ser mayorado en hasta un 10%				

Tabla 2.9
FACTORES DE SEGURIDAD RECOMENDADOS PARA REMEDIACIÓN DE DESLIZAMIENTOS EXISTENTES (GEO, 1984)

Riesgo de pérdidas de vidas humanas		
despreciable	medio	elevado
FS > 1,1	FS > 1,2	FS > 1,3
Obs.: Factores de seguridad para un tiempo de recurrencia de 10 años.		

2.5.1. Técnicas de análisis

Las técnicas de análisis son divididas en dos categorías: métodos determinísticos, los cuáles la medida de la seguridad del talud es hecha en términos de un factor de seguridad; y métodos probabilísticos, en que la medida de seguridad es hecha en términos de la probabilidad o del riesgo de ocurrencia de la ruptura.

MÉTODOS DETERMINÍSTICOS

Equilibrio Límite

En este tipo de análisis, están incorporadas las siguientes hipótesis: la superficie potencial de falla es previamente conocida o arbitraria; la masa de suelo se encuentra en condiciones inminentes de ruptura generalizada (es decir, equilibrio límite); el criterio de ruptura de Mohr-Coulomb es satisfecho a lo largo de toda la superficie de ruptura; y el factor de seguridad es único a lo largo de la superficie potencial de ruptura. Una revisión crítica de los principales métodos de análisis por equilibrio límite fue presentada por Whitman y Bailey (1967). Estos métodos pueden ser divididos en dos grupos principales:

- (a) Métodos de las tajadas: la masa inestable de suelo es dividida en tajadas verticales, pudiendo la superficie potencial de falla ser circular o poligonal. Ejemplos de métodos con superficie circular: Fellenius (1936), Taylor (1949) y Bishop (1955). Ejemplos con superficie cualquiera: Janbu (1973), Morgenstern y Price (1965) y Spencer (1967);
- (b) Métodos de las cuñas: emplean la técnica de dividir el material en cuñas con inclinaciones variables en las interfaces y superficie de ruptura poligonal. Ejemplos: métodos de Sultany Seed (1967), Martins et al. (1979), Kovari y Fritz (1978) y Sarma (1979).

En el caso de laderas naturales, el mecanismo de ruptura es controlado por las características geológicas del material. Tratándose de rocas alteradas de origen granito-gnáissica, los fallos, juntas y/o superficies de estratificación son dominantes para la imposición de rupturas según superficies planas o poligonales. El mismo se da cuando la capa superficial de suelo es poco espesa, favoreciendo la

ocurrencia de la ruptura a lo largo de la superficie de contacto suelo-roca. En el caso de taludes en colúvios o en suelos residuales maduros de gran espesor, las características estructurales del material son en general poco relevantes, siendo las rupturas usualmente inducidas a lo largo de superficies circulares.

En el caso del deslizamiento de un talud, la resistencia disponible depende de la distribución de las tensiones normales (σ) a lo largo de la superficie de ruptura. La influencia sobre el valor de FS de las varias hipótesis de distribuciones de σ fue estudiada en detalle por Frölich (1955), que sugirió la existencia de un límite inferior y de un límite superior para los valores posibles de FS. Si se usa el teorema del límite inferior, se observan las ecuaciones de equilibrio y el criterio de ruptura, siendo las condiciones de contorno especificadas en términos de tensiones. El análisis basado en el límite inferior puede definir un campo de tensiones admisibles no realista. En el caso del teorema del límite superior, débase considerar las ecuaciones de compatibilidad del problema, siendo las condiciones de contorno especificadas en términos de desplazamientos y admitiéndose que el trabajo externo sea igual a la disipación de energía interna. El análisis basado en el límite superior puede definir de forma incorrecta el mecanismo de ruptura. Hoek y Bray (1981) sugieren que la solución por el límite inferior suministra un valor de FS situado bien próximo al valor real. Taylor (1948), usando el método del círculo de roce, concluyó también que la solución por límite inferior es suficientemente precisa para problemas prácticos envolviendo ruptura circular en taludes homogéneos.

La Tabla 2.10 presenta un resumen de los principales métodos de equilibrio límite normalmente usados en la práctica de la ingeniería para análisis de la estabilidad de taludes.

Análisis de estabilidad pueden ser realizadas de manera simple y rápida con el auxilio de ábacos y gráficos, siendo particularmente útiles para fases preliminares de proyecto o para evaluaciones paramétricas. Por cuestión de simplicidad, los ábacos son usualmente producidos para taludes homogéneos con inclinación superficial constante. En el caso de un talud con más de una capa de suelo, valores medios de los parámetros geotécnicos deben ser estimados, conociéndose la posición aproximada de la superficie crítica de ruptura.

Ábacos de HOEK & BRAY

Una serie de ábacos para obtener el valor de FS en taludes, considerándose varias posiciones posibles para un nivel de agua, es presentada en las Figuras 2.8 a 2.12 (Hoek e Bray, 1981). En estos ábacos la

superficie crítica es considerada circular, pasando por el pie del talud, con una grieta de tracción existente en su extremidad superior. Fueron consideradas cinco situaciones distintas de línea freática, definidas geoméricamente por la razón L_w / H , donde H es la altura del talud y L_w es la distancia entre el pie del talud y el punto donde la línea freática alcanza la superficie del terreno. La situación correspondiente a un suelo saturado (Figura 2.7) es más desfavorable para la estabilidad, pues admite una ocurrencia típica de lluvia intensa, con flujo de agua paralelo a la cara del talud.

Ejemplo.

Este ejemplo ilustra la utilización de los ábacos de Hoek y Bray (1981) presentados en este capítulo. Sea un talud a analizar con 15 m de altura e inclinación de 60 grados, conforme indica en la Figura 2.6. Los parámetros de resistencia adoptados en este ejemplo son: $c' = 20$ kpa y $\phi' = 30$ grados. El peso específico del material es 18 kN/m³, arriba o abajo del nivel del agua, o igual a lo representado en la Figura 2.7. Este caso corresponde a la Figura 2.9.

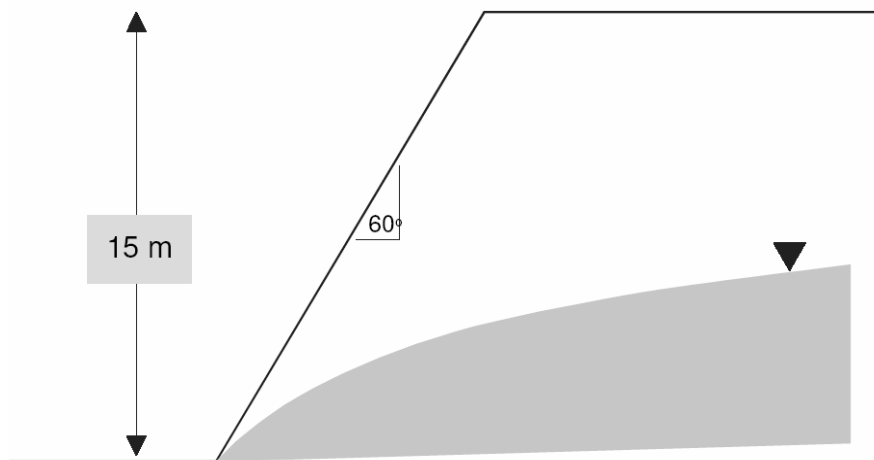


Fig. 2.6 Ejemplo de análisis de estabilidad.

Un análisis de estabilidad consta de los siguientes pasos:

1. Seleccionar un ábaco que más se adopte al caso de la línea freática en la ladera; en este caso, es un ábaco de la Figura 2.9.
2. Figura ábaco de la figura 2.9 (línea freática con $L_w = 8H$).
3. Calcular un valor de la siguiente razón adimensional:

$$\frac{c}{\gamma H \tan \phi} = \frac{20}{18 \cdot 15 \cdot \tan 30} = 0.13$$

4. Entrar al ábaco seleccionado (Figura 2.9) con un valor arriba de la línea radial, determinándose un punto que corresponde al talud con $\beta = 60$ grados. Obteniéndose:

$$\frac{\tan \phi}{FS} = 0.58 ; FS = 1.00$$

5. El valor encontrado para un FS es muy bajo. En este caso, será verificada una solución de estabilización por abatimiento, suavizando la inclinación del talud (Figura 2.7).

6. Entrando nuevamente al ábaco, con valores del ángulo β del talud, obtenemos:

Talud con $\beta = 45$ grados:

$$\frac{\tan \phi}{FS} = 0.52 ; FS = 1.11$$

Talud con $\beta = 40$ grados:

$$\frac{\tan \phi}{FS} = 0.44 ; FS = 1.31$$

7. Entonces adoptamos un talud de 40 grados de inclinación media, implantándose una berma a media altura para facilitar el drenaje y mantenimiento (Figura 2.7)

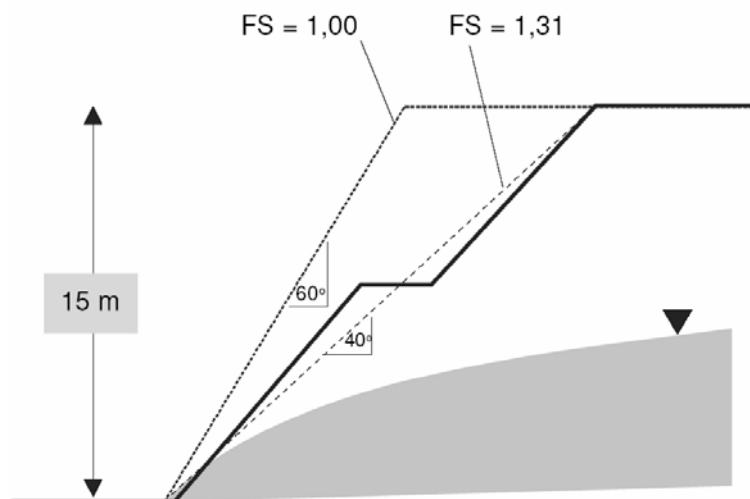


Fig. 2.7 Ejemplo de solución de abatimiento de la pendiente para estabilización de taludes.

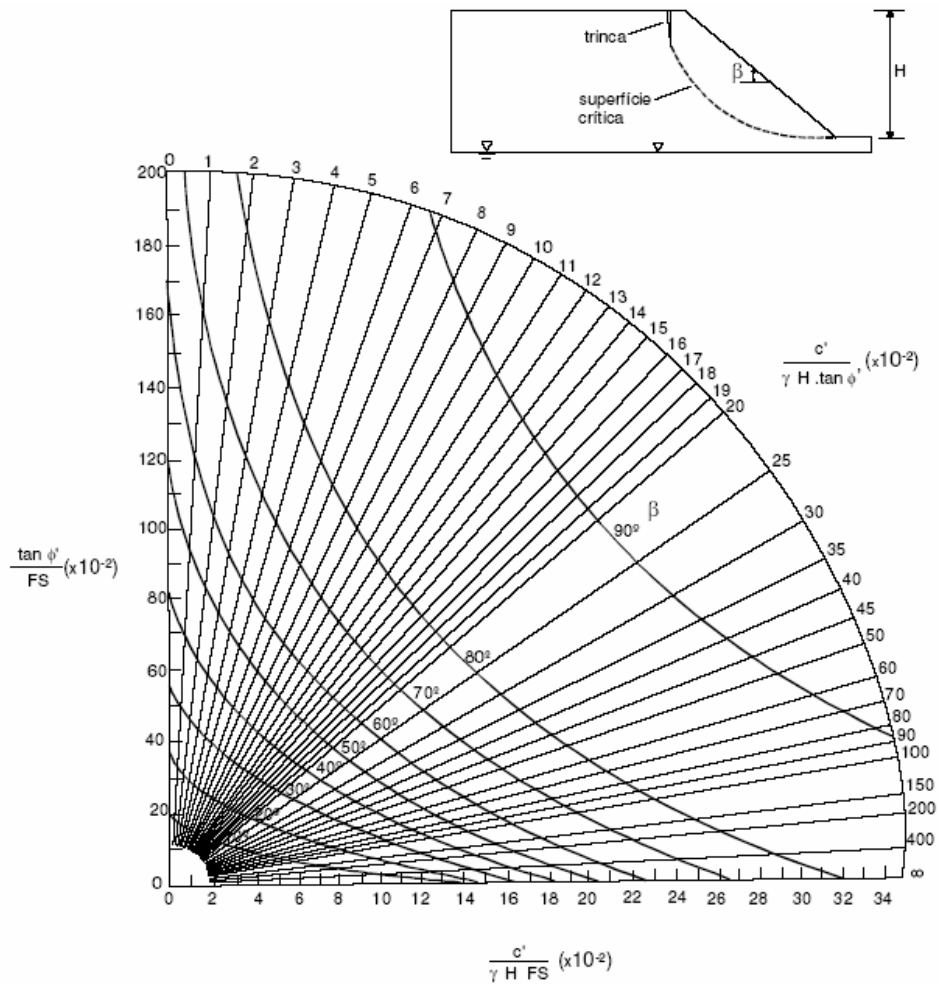


Fig. 2.8 Ábaco de estabilidad de Hoek y Bray (1981): línea freática profunda.

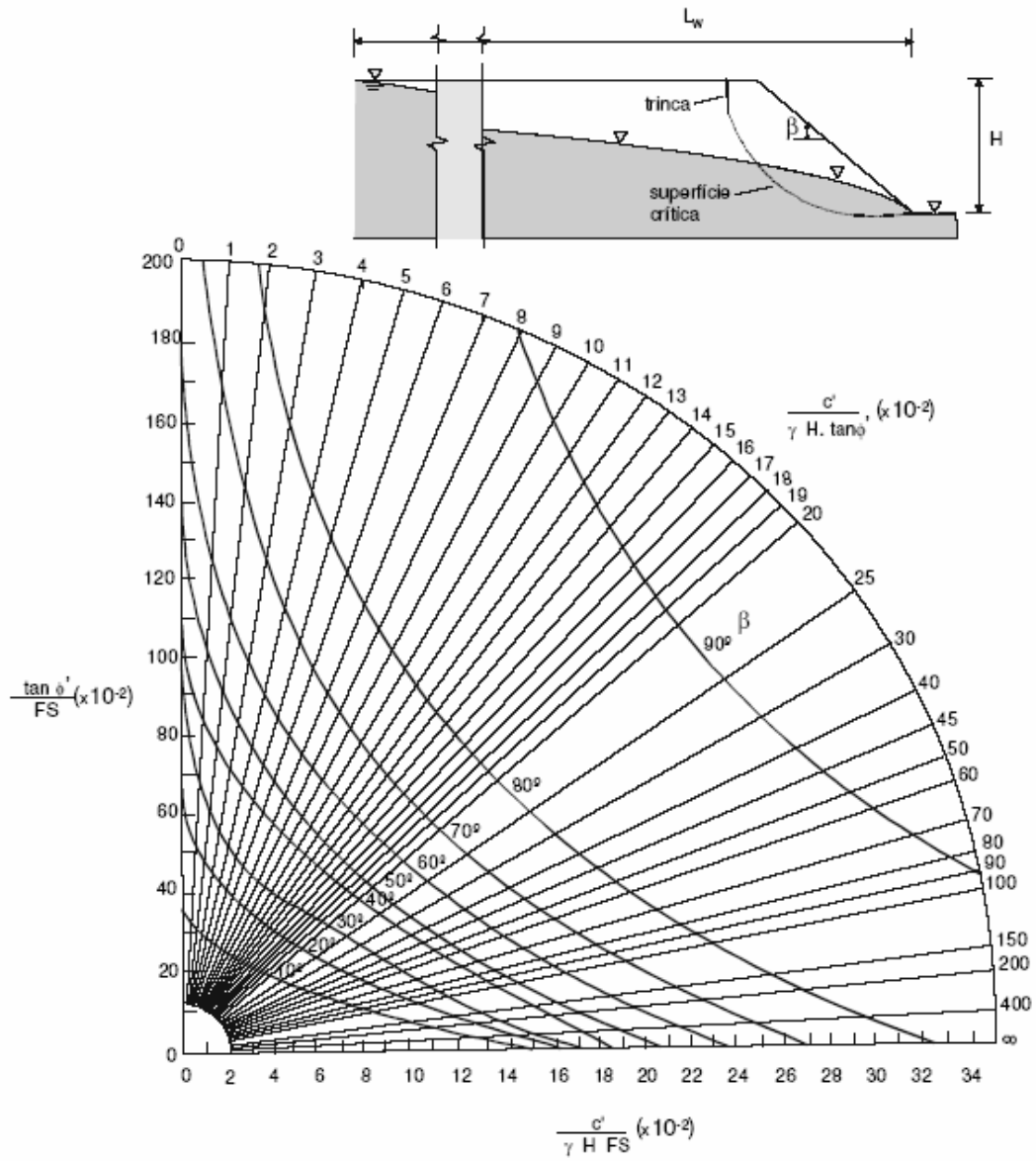


Fig. 2.9 Ábaco de estabilidad de Hoek y Bray (1981): línea freática con $L_w = 8H$.

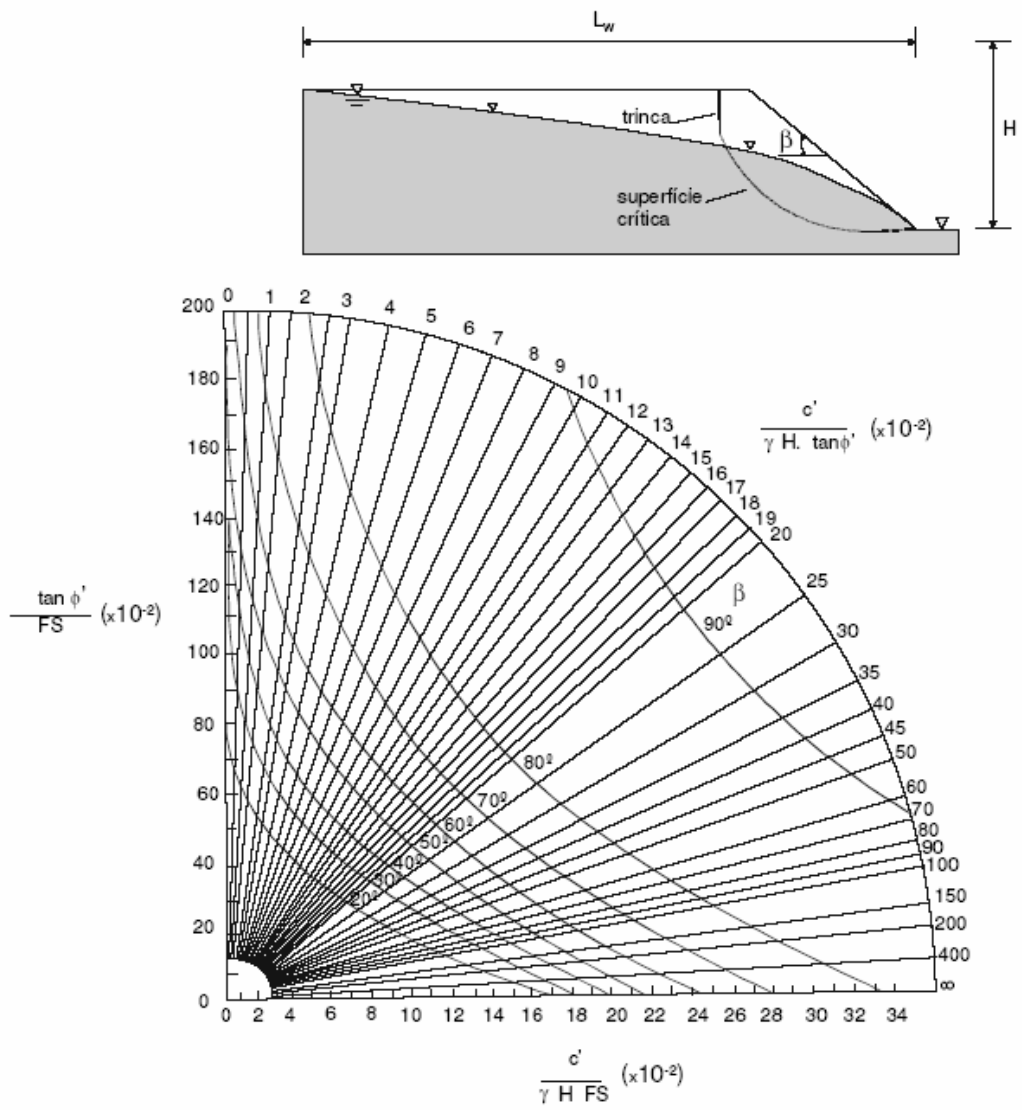


Fig. 2.10 Ábaco de estabilidad de Hoek y Bray (1981): línea freática con $L_w = 4H$.

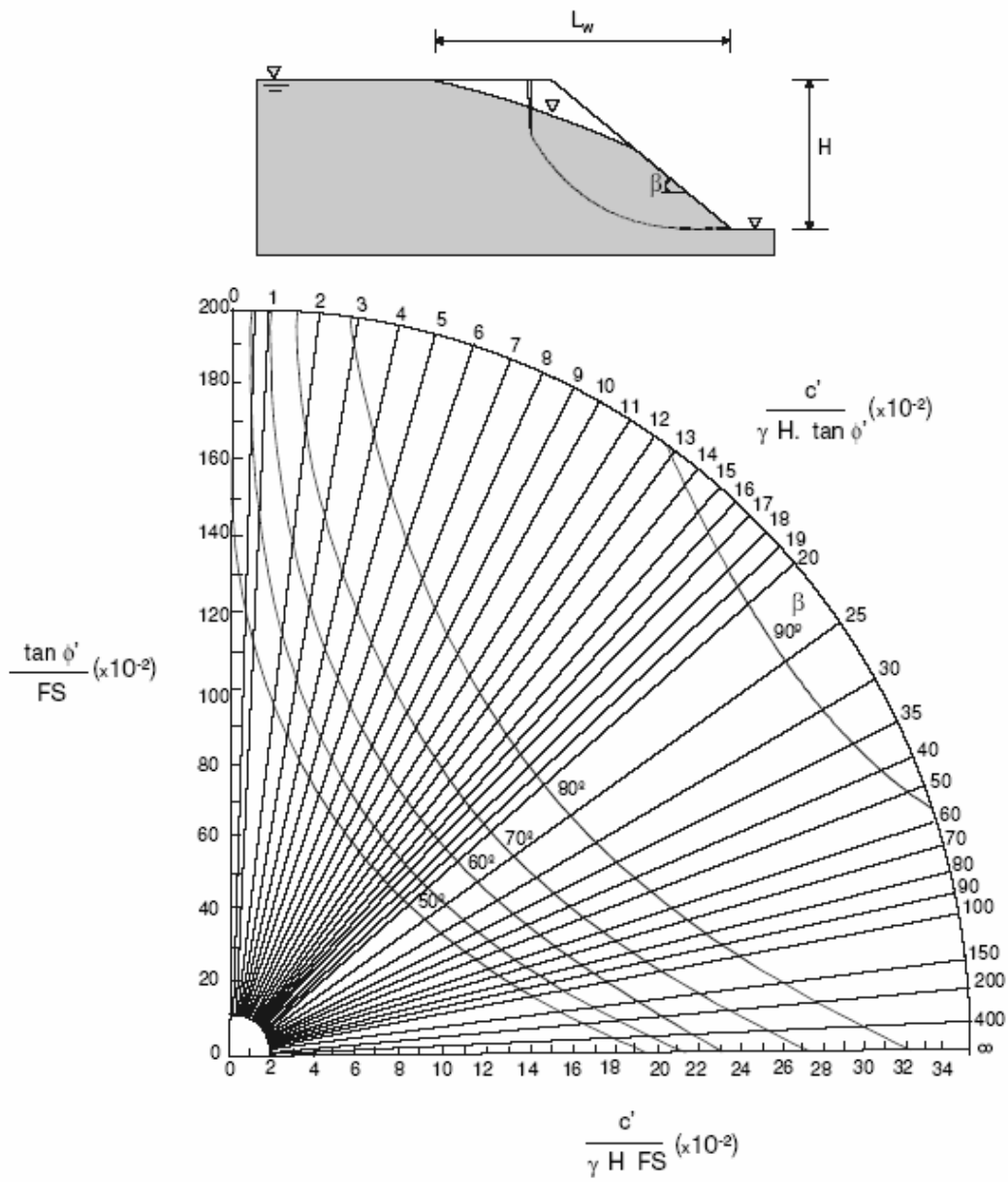


Fig. 2.11 Ábaco de estabilidad de Hoek y Bray (1981): línea freática con $L_w = 2H$.

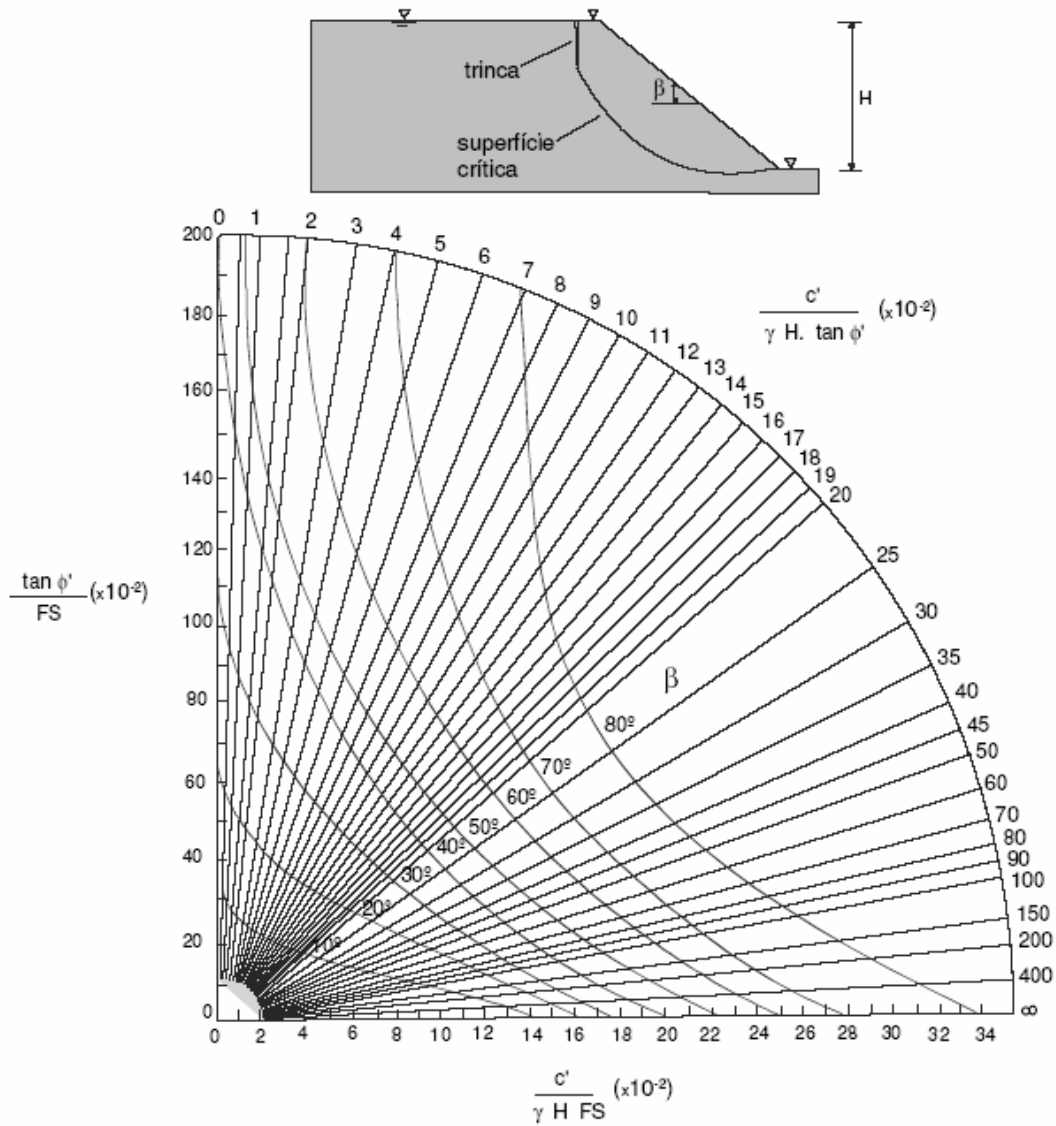


Fig. 2.12 Ábaco de estabilidad de Hoek y Bray (1981): suelo saturado.

Método de BISHOP

El método de BISHOP supone la superficie de deslizamiento circular.

Bishop (1955) presentó un método utilizando Dovelas y teniendo en cuenta el efecto de las fuerzas entre las Dovelas.

Supone la masa deslizante dividida en n fajas verticales. En la Figura 2.13 se presentan las fuerzas actuantes sobre la faja i .

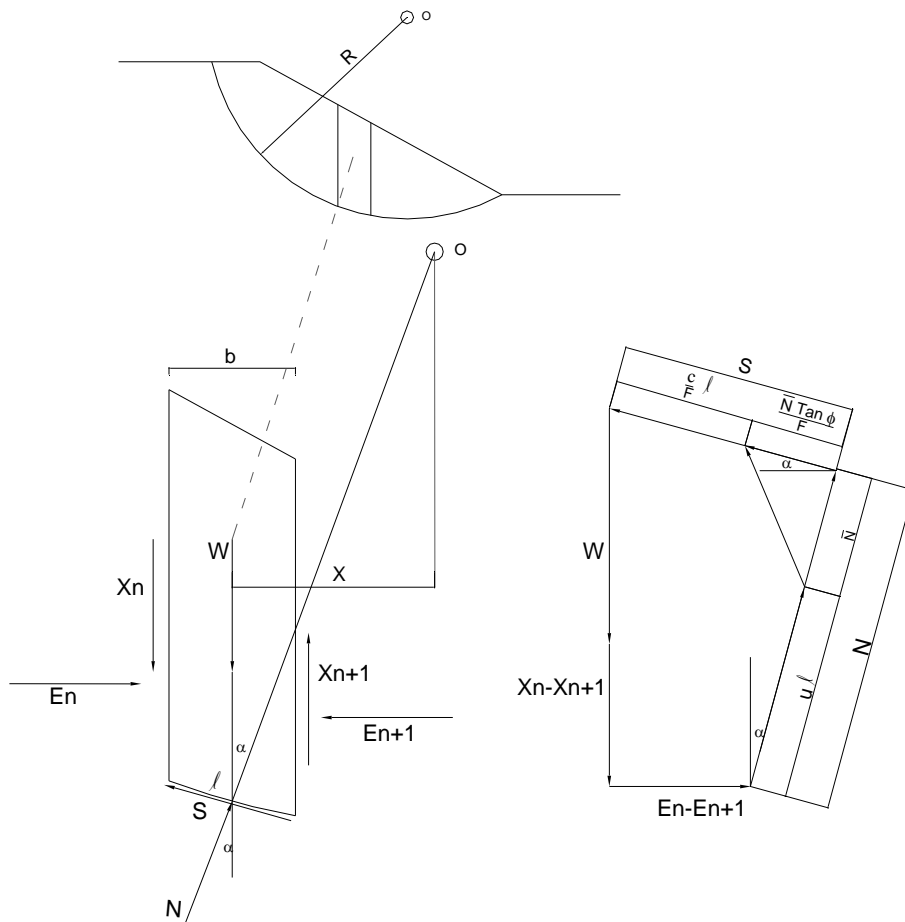


Fig. 2.13 Dovela interior y polígono de fuerzas.

El Esfuerzo Normal en una superficie de falla está dado por la expresión:

$$\sigma = \frac{N}{l}$$

El Esfuerzo de Corte "s" en la superficie de falla esta dado por:

$$s = \frac{1}{F} [c + (\sigma - u) \cdot \tan \cdot \phi]$$

$$F = \frac{1}{\sum W \cdot \sin \alpha} \sum \left\{ [c \cdot b + (W - u \cdot b) \tan \phi] \cdot \frac{\sec \alpha}{1 + \frac{\tan \phi \cdot \tan \alpha}{F}} \right\} \quad (1-3)$$

La Ecuación (1-3) es usada para el cálculo del factor de seguridad FS. El procedimiento usando la ecuación (1-3) es asumir una superficie de falla con un centro de rotación O. La cuña de falla está dividida en varias dovelas verticales.

Los parámetros siguientes son determinados para cada dovela: b, α, W, c, ϕ y u .

α = Angulo del radio y la vertical en cada dovela

W = Peso total de cada dovela.

u = Presión de poros en la base de cada dovela = $\gamma_w \times h_w$

γ_w = Peso específico del agua

h_w = Altura de la napa de agua o nivel freático (N.F)

b = Ancho de la Dovela

c, ϕ = Parámetros de resistencia del suelo.

Método de JANBÚ

Janbú (1973) presenta un método de Dovelas para superficies de falla curvas, no circulares.

De acuerdo con Janbú (ecuación modificada):

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

Donde f_o depende de la curvatura de la superficie de falla (figura 2.14).

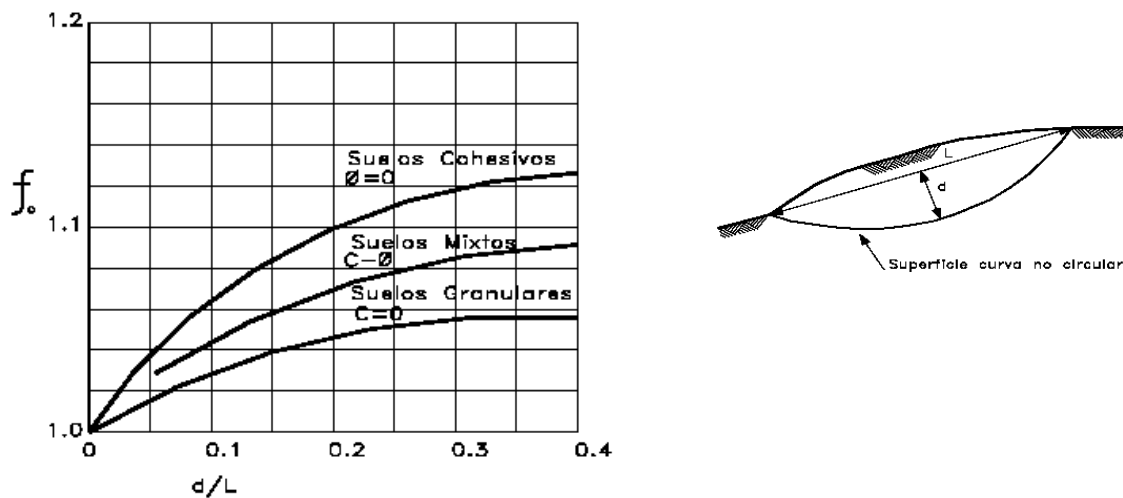


Fig. 2.14 Diagrama para determinar el factor f_o para el método de Janbú

Taludes infinitos

Son comunes las situaciones en que la ladera se presenta con una capa superficial de suelo con pequeño espesor, sobre una capa más rígida de suelo residual joven o de basamento rocoso. En tales situaciones, la superficie crítica es paralela al talud, conforme ilustrado en la Figura 2.15, y el talud es considerado infinito.

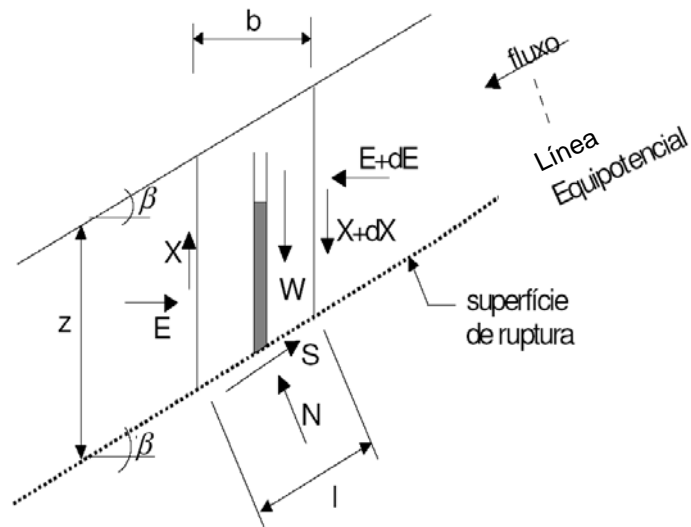


Fig. 2.15 Talud infinito: fuerzas actuantes en una tajada genérica.

Segundo Duncan (1996), el factor de seguridad de taludes infinitos puede ser expresado por:

$$FS = A \frac{\tan \phi'}{\tan \beta} + B \frac{c'}{\gamma \cdot H}$$

Donde los parámetros A y B son obtenidos en los ábacos presentados en la Figura 2.16.

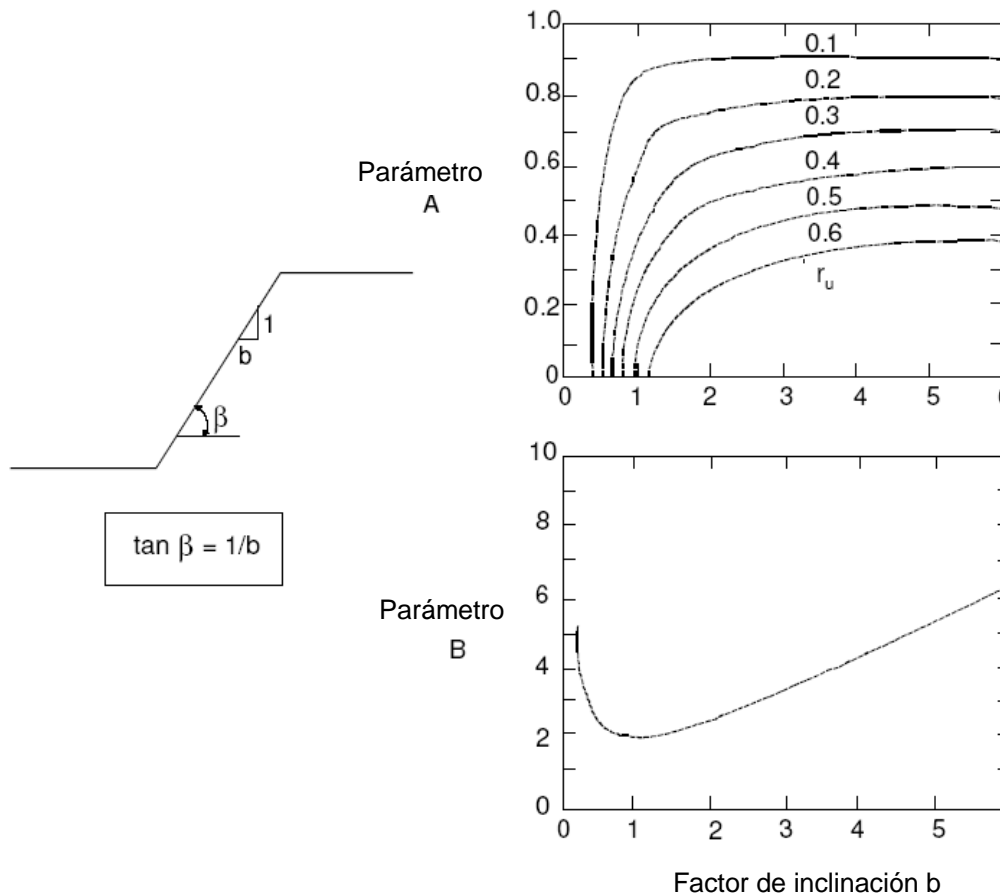


Fig. 2.16 Ábacos de Duncan (1996): talud infinito.

Análisis de tensiones y deformaciones

Son satisfechas las ecuaciones de equilibrio y de compatibilidad y las relaciones entre tensión, deformación y resistencia del suelo. Las condiciones de contorno son especificadas en términos de desplazamientos y / o tensiones. Para la solución de estos problemas, es necesaria la utilización de técnicas numéricas, siendo el método de los elementos finitos de más común. Otras técnicas numéricas, como las diferencias finitas y los elementos de contorno, pueden también ser utilizadas para el cálculo de FS. Este tipo de análisis requiere datos sobre perfil geotécnico y determinación detallada de los parámetros de deformabilidad y resistencia de los materiales envueltos. Estos análisis son en general sofisticados, siendo más comunes en obras de gran envergadura. Las principales aplicaciones son en estudios paramétricos, retroanálisis asociadas a datos de instrumentación en el campo e investigaciones sobre el mecanismo probable de ruptura. Pueden ser realizados análisis bidimensionales (estado plano de deformación) o tridimensionales, siendo estas últimas más caras y menos usuales. Un ejemplo de aplicación de este método es presentado por Lins y Celestino (1998).

MÉTODOS PROBABILISTICOS

Este tipo de análisis es relevante para la confección de mapas de riesgo de ruptura, mapas de ocupación y aprovechamiento de suelos etc. Los métodos probabilísticos son también aplicados en estudios de estabilidad de taludes, con el objetivo de cuantificar algunas incertidumbres inherentes al factor de seguridad FS obtenido por métodos determinísticos. Es decir en general hecho a través de un análisis de confianza relativa, en la cual se determina el índice de confianza (β) del factor de seguridad.

Con base en el valor de β y de una hipótesis sobre la distribución de la frecuencia del factor FS, puédase computar la probabilidad de ruptura (Pr) del talud. La consideración de una distribución normal para el factor de seguridad es más simple y conduce a resultados satisfactorios en análisis de la estabilidad de taludes (Avanzi y Sayão, 1998). Detalles del método de cálculo de la probabilidad de ruptura están presentados por Christian et al. (1994) y Guedes (1997).

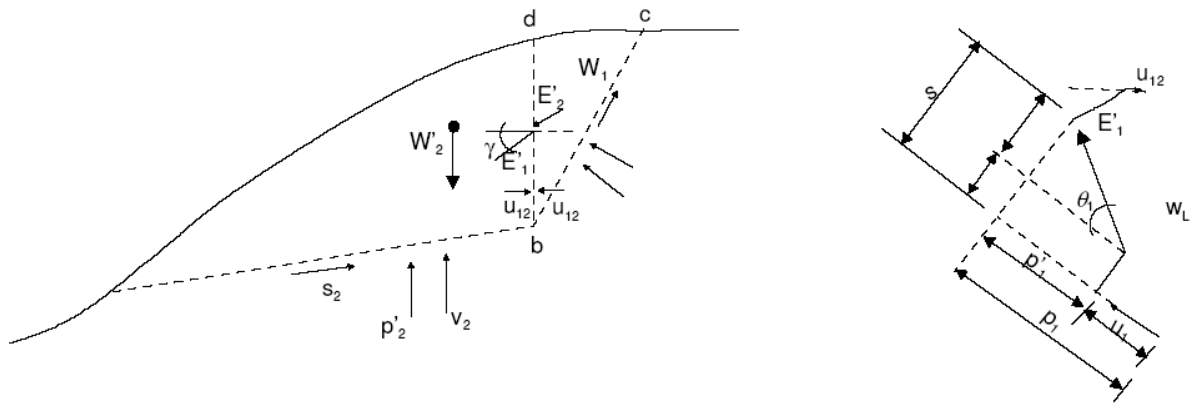
Con estos análisis, se obtienen estimativas del valor relativo de β o Pr , pues son consideradas sólo las incertidumbres posibles de cuantificarse, o sea, aquellas relacionadas con los parámetros geotécnicos y geométricos considerados como variables del problema. Para cada uno de estos parámetros, son determinados estadísticamente el valor medio y el respectivo patrón de desvío. No existen normas o recomendaciones generales para definición de valores admisibles para β y Pr , los cuales deben ser estipulados caso a caso, en función del método adoptado y de las consecuencias de eventuales rupturas (Guedes, 1997). Una descripción detallada de los métodos probabilísticos puede ser encontrada en Harr (1987).

Tabla 2.10 – PRINCIPALES MÉTODOS DE ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES EN SUELOS (CONTINUA)

<i>Método</i>	<i>Superficie</i>	<i>Consideraciones</i>	<i>Ventajas</i>	<i>Limitaciones</i>	<i>Factor de Seguridad</i>	<i>Aplicación</i>
Taylor (1948)	Circular	Método del círculo de fricción. Análisis en términos de tensiones totales. Taludes homogéneos.	Método simple, con cálculos manuales.	Aplicado solamente para algunas condiciones geométricas indicadas en los ábacos	Determinación del valor de altura crítica H_c . $H_c = N_s \frac{c}{\gamma} \quad FS = \frac{H_c}{H}$	Estudios preliminares. Poco usados en la práctica.
Talud infinito	Plana	Estabilidad global representada por la estabilidad de una rebanada vertical	Método simple, con cálculos manuales.	Aplicado solamente para taludes con altura infinita en relación a la profundidad de la superficie de ruptura.	$FS = \frac{c'}{\gamma \cdot z} \cdot B + \left(\frac{\tan \phi'}{\tan \alpha} \right) \cdot A$ $B = \sec \alpha \cdot \text{cosec} \alpha ; A = (1 - r_u \cdot \sec^2 \alpha)$ $r_u = \frac{u}{\gamma \cdot z}$	Deslizamientos largos, con pequeño espesor de masa inestable; por ejemplo, una capa fina de suelo sobre un basamento rocoso.
Método de las cuñas	Superficie poligonal	Equilibrio aislado de cada cuña, compatibilizándose las fuerzas de contacto entre cuñas	Resolución analítica o gráfica, con cálculos manuales.	Considera cuñas rígidas. El resultado es sensible al ángulo (δ) de inclinación de las fuerzas de contacto entre cuñas.	Determinación gráfica de los errores en polígonos de fuerzas para factores F arbitrarios. Cálculo de FS por interpolación para error nulo.	Materiales estratificados, con fallas o juntas.
Bishop simplificado (1955)	Circular	Considera un equilibrio de fuerzas y momentos entre las dovelas. Resultante de fuerzas verticales entre dovelas es nula.	Método simple, con cálculos manuales o en un computador. Resultados conservativos.	Método iterativo. Aplicación imprecisa para suelos estratificados.	$F = \frac{1}{\sum W \cdot \sin \alpha} \sum \{ [c \cdot b + (W - u \cdot b) \tan \phi / m_\alpha] \}$ $m_\alpha = \cos \alpha \left[1 + \frac{\tan \alpha \cdot \tan \phi}{F} \right]$	Método muy usado en la práctica. Un método simplificado y recomendado para proyectos simples.
Bishop y Morgenstern (1960)	Circular	Aplica el método simplificado de Bishop.	Facilidad de uso.	Limitado a suelos homogéneos y taludes superiores a 27°	Despejado directamente de ábacos	Para estudios preliminares en proyectos simples de taludes homogéneos.

Tabla 2.10 – PRINCIPALES MÉTODOS DE ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES EN SUELOS (CONTINUACIÓN)

<i>Método</i>	<i>Superficie</i>	<i>Consideraciones</i>	<i>Ventajas</i>	<i>Limitaciones</i>	<i>Factor de Seguridad</i>	<i>Aplicación</i>
Spencer (1967)	No Circular	Método riguroso satisface todas las condiciones de equilibrio estático.	Valores de FS más realísticos.	Complejidad de los cálculos.	Resultantes de fuerzas entre dovelas con inclinación constante en toda la masa. Determina factores de seguridad para equilibrio de momentos (Fm) y equilibrio de fuerzas (Ff). Calcula FS cuando $F_m = F_f$.	Para análisis mas sofisticadas, con restricciones geométricas da superficie de ruptura.
Hoek e Bray (1981)	Circular	Masa inestable considerada como un cuerpo rígido. Solución por el límite inferior.	Uso simples. Taludes inclinados de 10° a 90°	Para materiales homogéneos, con 5 condiciones específicas de nivel freático en el talud.	Despejado directamente de ábacos	Para estudios preliminares, con riesgos reducidos de deslizamiento.
Janbu (1972)	No Circular	Satisface el equilibrio de momentos en cada dovela, sin embargo desprecia las fuerzas verticales entre dovelas.	Superficies de rotura realísticas. Implementación simple en computadores.	Aplicado para suelos homogéneos. Puede subestimar un factor de seguridad. El método generalizado no tiene esta limitación.	Puede ser calculado manualmente, como un auxilio de ábacos, o por programas de computador.	Gran utilización práctica. Deben ser consideradas las limitaciones de las rutinas de cálculo
Morgenstern y Price (1965)	No Circular	Satisface todas las condiciones de equilibrio estático. Resuelve el equilibrio general del sistema. Es un método riguroso.	Consideraciones más precisas que el método de Janbu.	No es un método simple. Exige cálculos en el ordenador	Calculado por interacciones, con el uso de ordenadores	Para estudios o análisis detallados (retroanálisis)
Sarma (1973, 1979)	No Circular	Método riguroso, atiende las condiciones de equilibrio Considera fuerzas sísmicas (terremotos).	Reducción en el tiempo de cálculo sin pérdida de precisión	Método exige cálculos en ordenador. El método de Sarma (1973) puede ser resuelto manualmente.	Calculado por interacciones, con el uso de ordenadores	Es aplicado como una alternativa al método de Morgenstern y Price.



(a) Perfil de talud, con división en 2 cuñas

(b) Polígono de fuerzas de 1 cuña

Fig. 2.17 Método de las cuñas con superficie de ruptura poligonal.

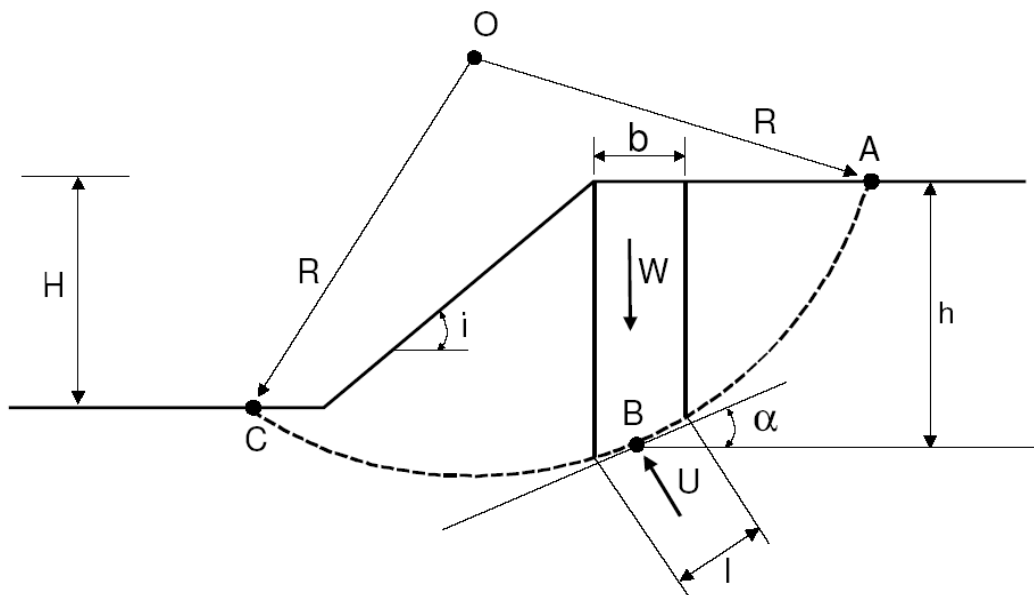


Fig. 2.18 Método de Bishop (1955) superficie de rotura circular.

$W = \gamma \cdot h \cdot b$ = peso de la dovela

$u = \frac{U}{l}$ = presión de poros en la base

h = Altura media de la dovela

H = altura del talud

α = inclinación de la base de la dovela

i = Inclinación del talud

Comparación

Al existir varios métodos es inevitable realizar una comparación entre ellos, fundamentalmente entre precisos y aproximados, para discernir cuáles son los más útiles en la práctica, por su *exactitud* y *economía*. Esto ha sido realizado por varios autores, entre ellos WHITMAN y BAILEY (1967).

El método más exacto y también el más complejo es el de MORGENSTERN y PRICE. Considerándolo como referencia los autores concluyen que el método de BISHOP presenta errores máximos del 7%, siendo lo más normal del 2%. En contraste, el método de FELLENIUS puede originar graves errores, hasta de un 40%.

De aquí se deduce que, al menos teóricamente, *los cálculos de estabilidad siguiendo el método de BISHOP ofrecen suficiente precisión* aunque debe tenerse en cuenta que los errores que se introducen pueden no quedar del lado de la seguridad.

En la práctica, el método de MORGENS-TERN-PRICE resulta mucho más laborioso en su aplicación, por lo que su utilización se ve relegada a casos muy especiales o a temas relativos a la comprobación de otros métodos más simplificados.

Los métodos más utilizados por los ingenieros geotécnicos en todo el mundo son los simplificados de Bishop y de Janbú, los cuales en su concepción teórica no satisfacen equilibrios de fuerzas o de momentos. Los valores de factores de seguridad que se obtienen por estos dos métodos generalmente, difieren en forma importante de resultados utilizando procedimientos que satisfacen el equilibrio, como son los métodos de Spencer y de Morgenstern-Price.

Aunque una comparación directa entre los diversos métodos no es siempre posible, los factores de seguridad determinados con el método de Bishop difieren por aproximadamente el 5% con respecto a soluciones más precisas, mientras el método simplificado de Janbú generalmente, subestima el factor de seguridad hasta valores del 30%, aunque en algunos casos los sobrestima hasta valores del 5%. Esta aseveración fue documentada por Fredlund y Krahn (1977). Los métodos que satisfacen en forma más completa el equilibrio son más complejos y requieren de un mejor nivel de comprensión del sistema de análisis. En los métodos más complejos y precisos se presentan con frecuencia problemas numéricos que conducen a valores no realísticos de FS. Por las razones anteriores se prefieren

métodos más sencillos pero más fáciles de manejar como son los métodos simplificados de Bishop o de Janbú.

2.5.2. *Análisis de estabilidad de taludes*

Modos de ruptura

Para la elección del método de análisis, débase considerar el modo de ruptura probable del talud. La profundidad de los deslizamientos es controlada principalmente por el espesor de la capa superficial de suelo y por las tasas de infiltración del agua de lluvia. Los deslizamientos en su mayoría son caracterizados como corrimientos de tierra, frecuentemente provocando daños (Amaral, 1992). Estas rupturas deben iniciarse como deslizamientos, transformándose en corrimientos de tierra, y eventualmente corrimientos de detritos, debido a la gran inclinación y a la abundancia de agua de lluvia que son condiciones usuales en las laderas.

Datos de entrada

Los principales datos de entrada para un análisis de estabilidad son:

- (a) Topografía: debe definir el área de estudio y dar condiciones para el trazado de los perfiles del terreno en las secciones críticas.
- (b) Geología: debe dar condiciones para definición de la geología en los perfiles de las secciones críticas. Debe ser observado el perfil de estratigrafía, presencia de colúvios y terraplenes, contactos de materiales diferentes, afloramientos y planos de debilidad.
- (c) Parámetros del material: los materiales envueltos en la ruptura son normalmente caracterizados por su resistencia al cizallamiento de Mohr-Coulomb. Esta es usualmente expresa en términos de parámetros efectivos (c' y ϕ') o totales ($c = Su$, $\phi = 0$). En el caso de suelos coluviales o residuales, los análisis son usualmente efectuados en términos de tensiones efectivas. Parámetros de resistencia en términos de tensiones totales son usados para suelos saturados bajo condiciones no drenadas. Los valores de los parámetros de resistencia deben ser determinados a partir de ensayos

de laboratorio en muestras inalteradas y representativas del material del talud. Estos parámetros pueden ser eventualmente estimados a partir de ensayos de campo.

- (d) Agua subterránea: deben ser determinados los niveles de la presión de poros al largo de la masa envuelta en el estudio de la estabilidad. En solicitudes drenadas, esta determinación puede ser hecha a través de la instalación de piezómetros en el talud, observándose la variación de las presión de poros es asociadas a la precipitación de lluvia en el local. Un análisis, para ser confiable, debe considerar un tiempo de recurrencia para la precipitación máxima, compatible con la vida del proyecto.
- (e) Cargas externas: deben ser consideradas las sobrecargas más significativas, como por ejemplo: fundaciones, contenciones, terraplenes, pilas de stock, torres de transmisión, tráfico, detonaciones, etc.

Elección del método de análisis

Para proyectos preliminares y clasificados como de riesgo despreciable, el tiempo consumido en análisis detallados no es justificado. Se recomienda, en estos casos, el uso de métodos convencionales y simplificados, con superficies circulares de ruptura (ejm: Bishop simplificado).

Para proyectos clasificados como de riesgo pequeño a medio, se recomienda el uso de métodos simplificados con superficies de ruptura no circulares (ejm: Janbu), o métodos rigurosos (ejm: Morgenstern & Price). Sin embargo, análisis con superficies de ruptura circulares (Bishop) pueden ser aún ocasionalmente aplicadas en estudios preliminares. Para proyectos de riesgo elevado, son requeridos estudios geológicos y geotécnicos más detallados del área y análisis rigurosos de estabilidad (ejm: Morgenstern & Price, Spencer o Sarma).

Software

Existe en el mercado una gran variedad de software especializados para análisis automático de estabilidad de taludes en microcomputadores, con precios variando entre \$1500 y \$10000 dólares americanos. Los más caros ofrecen más recursos de edición gráfica (ejm: GEO-SLOPE, PLAXIS),

mientras los más baratos están aún presentados en DOS. El uso de un programa de ordenador permite analizar casos complejos envolviendo capas de distintos materiales, cargas aplicadas sobre el talud y varias condiciones de presión de poros, entre otras ventajas.

2.5.3. Riesgos y decisiones

Fases del Proyecto

La realización completa de un proyecto de estabilización implica tres fases distintas: diagnóstico, solución y monitoreo (Figura 2.19). La primera incluye la identificación del movimiento de masa sumada a los estudios topográficos, geológicos, hidrológicos y geotécnicos (Figura 2.20). Al final de la fase de diagnóstico, el ingeniero posee todos los elementos que le permiten, entonces, decidir sobre la solución a adoptar. Estas Fases tienen por objetivo ser una guía preliminar para esta decisión. En la mayoría de los casos existe más de una alternativa de solución. La elección será decidida por aquella de menor costo.

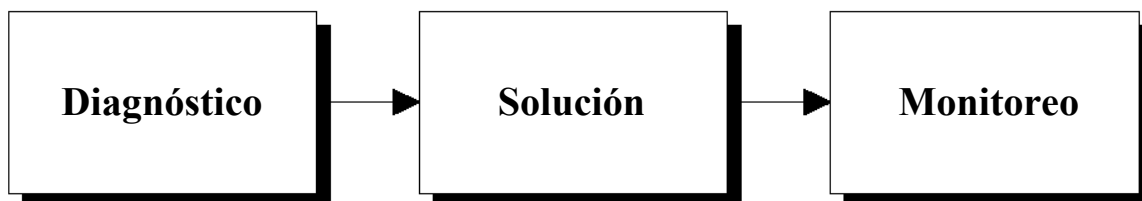


Fig. 2.19 Fases del Proyecto.

La primera incluye la identificación del movimiento de la masa sumada a los estudios topográficos, geológicos, hidrológicos y geotécnicos (Figura 2,20). Al final de la fase de diagnóstico, el ingeniero posee todos los elementos que le permitan, entonces, decidir sobre la solución a adoptar. Estas fases tienen por objeto ser una guía preliminar para esta decisión. En la mayoría de los casos existe más de una alternativa de solución. La elección será decidida por aquella de menor costo.

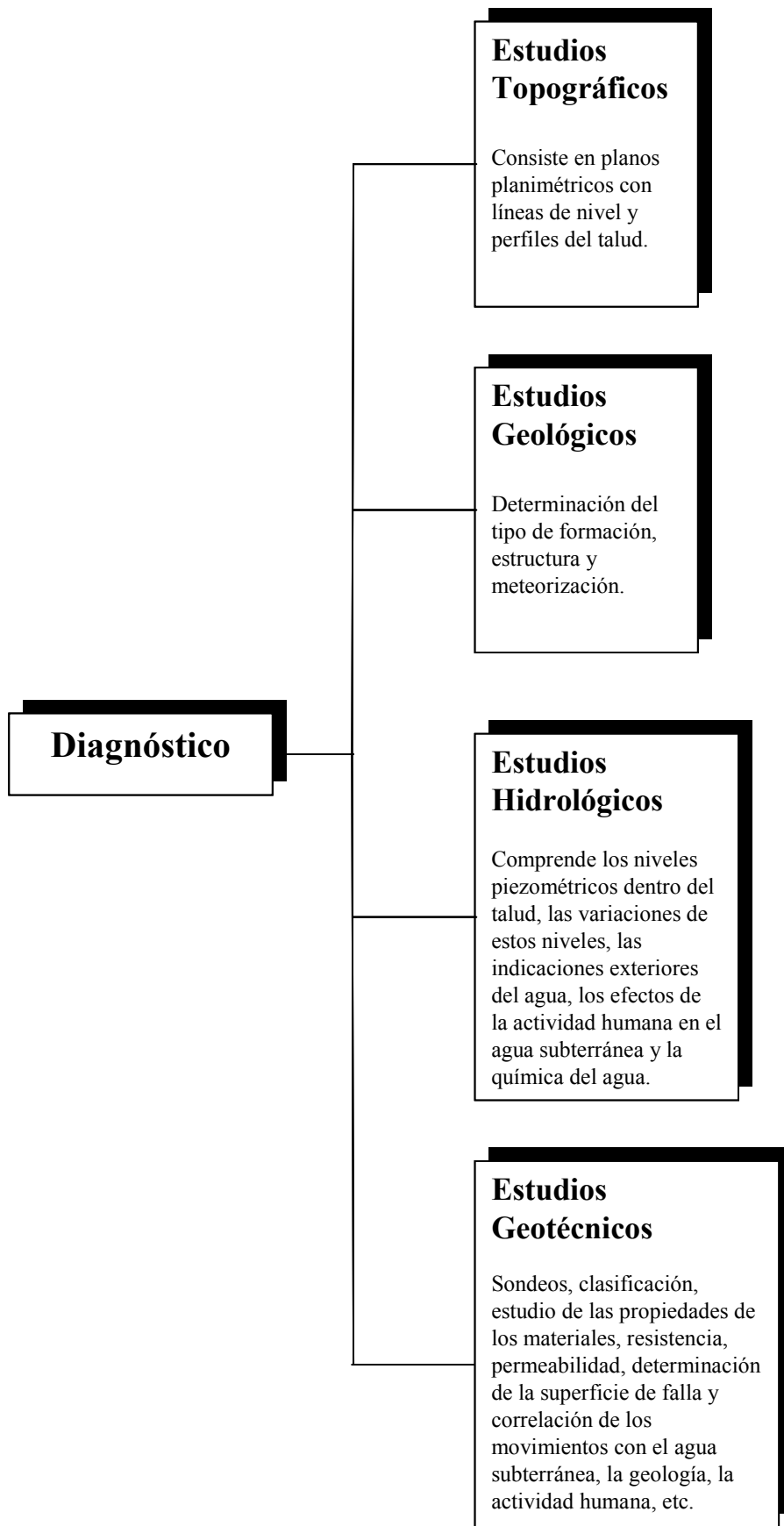


Fig. 2.20 Fases de Diagnóstico.

2.5.4. Análisis sísmico de taludes

Los eventos sísmicos son capaces de inducir esfuerzos de gran magnitud, de naturaleza cíclica, las cuales pueden producir la falla rápida de taludes y laderas. Además, la resistencia al corte de un suelo puede reducirse a causa de cargas oscilatorias que generan deformaciones cíclicas, o debido a la generación de presiones altas de poros.

La combinación entre la acción de las cargas sísmicas y la disminución de la resistencia pueden producir una disminución general de la estabilidad. El caso más crítico es el de materiales no plásticos de grano fino como son los limos o las arenas finas.

En el análisis de estabilidad se requiere analizar los cinco factores que se indican a continuación:

- Magnitud de la fuerza sísmica.
- Disminución de la resistencia a causa de las cargas dinámicas.
- Disminución de la resistencia por aumento de la presión de poros.
- Fenómeno de resonancia.
- Amplificación de las cargas sísmicas por la presencia de suelos blandos.

Se han propuesto el método de análisis seudoestático para la evaluación de la estabilidad de taludes y laderas, en el caso de eventos sísmicos; que busca por medio de un análisis de factor de seguridad, identificar la aceleración crítica y, después, la máxima aceleración del terreno bajo la cual ocurriría el desplazamiento.

Análisis Seudoestático

Método seudoestático en el cual las cargas del sismo son simuladas como cargas estáticas horizontales y verticales.

El método utiliza el mismo procedimiento general de cualquiera de los métodos de equilibrio límite, con la diferencia de que se incluyen fuerzas seudoestáticas horizontales y verticales, debidas al evento sísmico. Estas fuerzas sísmicas se asumen, que son proporcionales al peso de la masa de deslizamiento potencial y de los coeficientes sísmicos k_h y k_v expresada en términos de veces la

aceleración g , producida por el sismo.

Generalmente, se recomienda analizar con carga sísmica pseudoestática solamente la superficie más crítica identificada en el análisis estático. La mayoría de los análisis solamente tienen en cuenta la fuerza sísmica horizontal y k_v se asume igual a cero.

La magnitud del coeficiente sísmico debe simular la naturaleza de la fuerza del evento que depende de la intensidad o aceleración del sismo, duración del movimiento y frecuencia. Para un análisis muy conservador se puede asumir que el coeficiente sísmico k_h es igual a la máxima aceleración pico esperada de un evento sísmico en el sitio. Sin embargo, este análisis conservador puede producir dificultades numéricas para k_h mayor que 0.4.

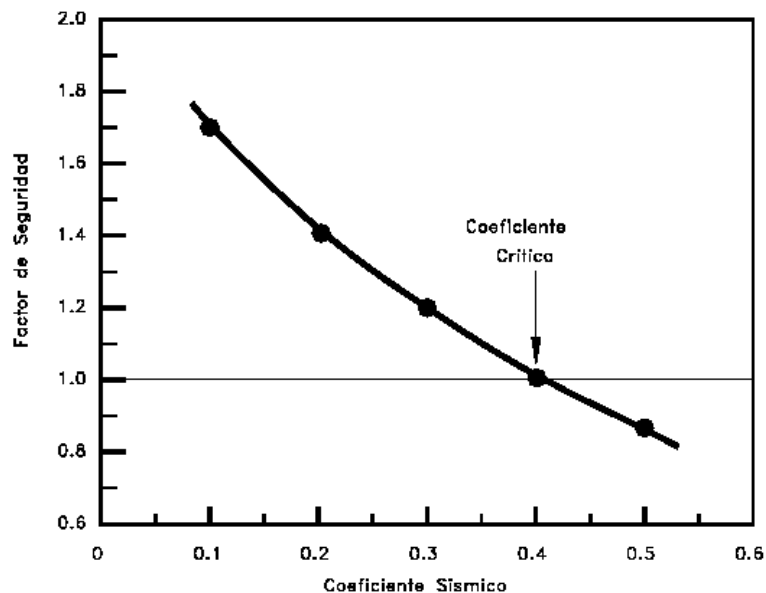


Fig. 2.21 Variación del factor de seguridad con el coeficiente sísmico horizontal K_h .

Existen varias formas de plantear el problema de acuerdo al tipo de falla analizado y a los parámetros sísmicos utilizados.

a. Cálculo del factor de seguridad para una superficie de falla finita plana y fuerzas sísmicas horizontal y vertical (Kramer 1996).

Las magnitudes de las fuerzas pseudoestáticas son:

$$F_h = \frac{a_h W}{g} = k_h W$$

$$F_v = \frac{a_v W}{g} = k_v W$$

Donde:

F_h y F_v = Fuerzas pseudoestáticas horizontales y verticales

a_h y a_v = Aceleraciones máximas horizontales y verticales

k_h y k_v = Coeficientes pseudoestáticos

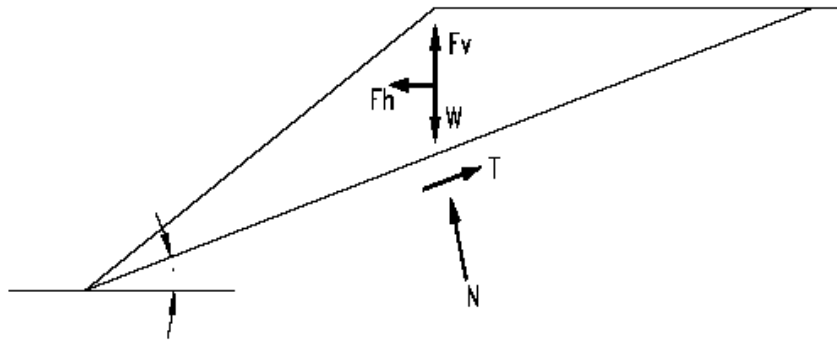


Fig. 2.22 Análisis sísmico pseudoestático para una falla plana.

El factor de seguridad para una falla plana de longitud L es igual a:

$$F_s = \frac{\text{Fuerza} \cdot \text{resistente}}{\text{fuerza} \cdot \text{actuante}} = \frac{cl + [(W - F_v) \cos \alpha - F_h \text{sen} \alpha] \tan \phi}{(W - F_v) \text{sen} \alpha + F_h \cos \alpha}$$

Donde:

c = Cohesión

L = Longitud del plano de falla

α = Angulo de fricción

W = Peso de la masa deslizada

b. Cálculo de la aceleración máxima que produce una falla en un talud infinito

Es práctica corriente utilizar solamente un valor de aceleración máxima, sin diferenciar los valores de

aceleración horizontal y vertical

Un procedimiento pseudoestático consiste en determinar la aceleración máxima necesaria para causar un deslizamiento durante un sismo a_{\max} la cual está dada por la siguiente expresión para el caso de un talud infinito:

$$\frac{a_{\max}}{g} = \left[\frac{c_d}{c} \left(F_s - \frac{\tan \phi}{\tan \alpha} \right) + \frac{\tan \phi}{\tan \alpha} - 1 \right] \div \left(\frac{1}{\tan \alpha} + \tan \phi \right)$$

Donde:

α = Ángulo de inclinación del talud

ϕ = Ángulo de fricción

c = Cohesión estática

c_d = Cohesión dinámica

g = Aceleración de la gravedad

$$F_s = \left(\frac{\tan \phi}{\tan \alpha} \right) + \frac{c}{\gamma H \cos \alpha \cdot \text{sen} \alpha} \quad \text{Para talud seco}$$

$$F_s = \frac{\gamma_b}{\gamma} \cdot \left(\frac{\tan \phi}{\tan \alpha} \right) + \frac{c}{\gamma \cdot H \cos \alpha \cdot \text{sen} \alpha} \quad \text{Para talud saturado}$$

H = profundidad de la falla

γ = peso unitario del suelo

γ_b = peso unitario sumergido

c. *Calculo del factor de seguridad para falla curva con un valor de a_{\max}*

Un procedimiento utilizado es presentado por Ishiara (1985). El factor de seguridad es calculado para diferentes valores de la aceleración máxima, de acuerdo a una fórmula modificada utilizando el procedimiento original de Janbú (1955), dividiendo la masa deslizada en dovelas y realizando las respectivas sumatorias.

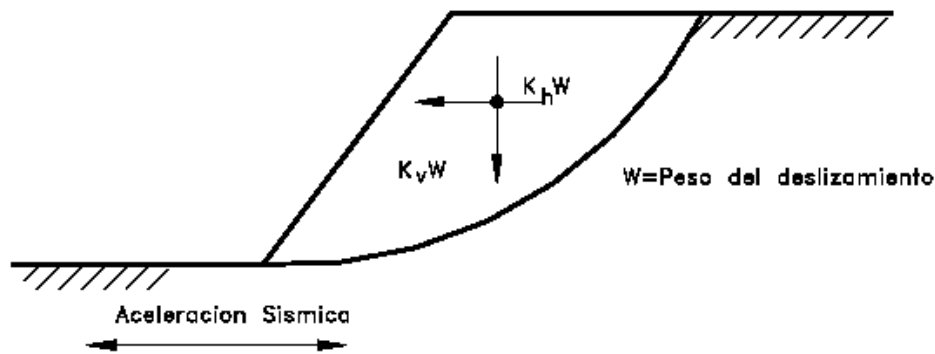


Fig. 2.23 Análisis sísmico pseudoestático de equilibrio límite para una falla curva.

$$Fsd = \frac{\sum [w \tan \phi + c_d l \cos \alpha] \div [\cos^2 \alpha (1 + \tan \alpha \cdot \tan \phi \div F_d)]}{\sum \left[w \tan \alpha + \frac{a_{\max}}{g} w \right]}$$

Determinación del valor de a_{\max} para el análisis

La cuantificación de un valor de aceleración máxima para estabilidad de taludes debe tener en cuenta los siguientes criterios empíricos:

a. Si la masa considerada para deslizamiento es rígida la aceleración inducida sobre la masa debe ser igual a la aceleración máxima esperada con sus respectivas amplificaciones por sitio y topografía.

b. Si la masa de suelo no es rígida, como es el caso de la mayoría de situaciones y si se tiene en cuenta que la aceleración pico solo se presenta en períodos de tiempo muy pequeños no suficientes para producir una falla; se pueden utilizar valores entre 0.1 y 0.2g, dependiendo de la intensidad del sismo esperado.

Marcuson (1981) recomienda utilizar valores entre 1/3 y 1/2 de la aceleración máxima esperada con las respectivas amplificaciones.

Limitaciones del método pseudoestático

El método pseudoestático presenta algunas inconsistencias para modelar el efecto real de un sismo sobre un talud. Algunas de estas limitaciones son las siguientes:

a. No es confiable en suelos que generan presiones de poros altas

b. No tiene en cuenta que algunos suelos presentan degradación de la resistencia hasta en un 15%

debido a la onda sísmica.

2.6 Operación de conservación de taludes

2.6.1. Taludes en suelo

Las diversas soluciones que son objeto de este trabajo constan de la Figura 2.24. El drenaje y la protección superficial son soluciones siempre presentes en la estabilización de taludes. Las demás pueden variar caso a caso. La Figura 2.25 presenta un flujograma para auxiliar la elección de la solución.

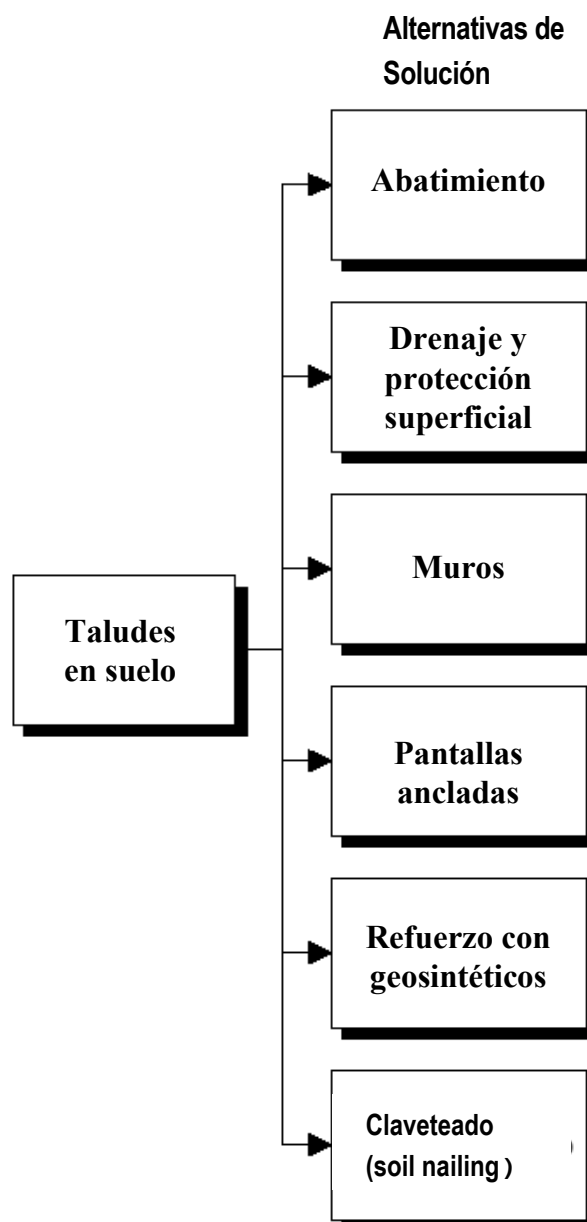


Fig. 2.24 Fases de Solución: Alternativas para taludes en suelos.

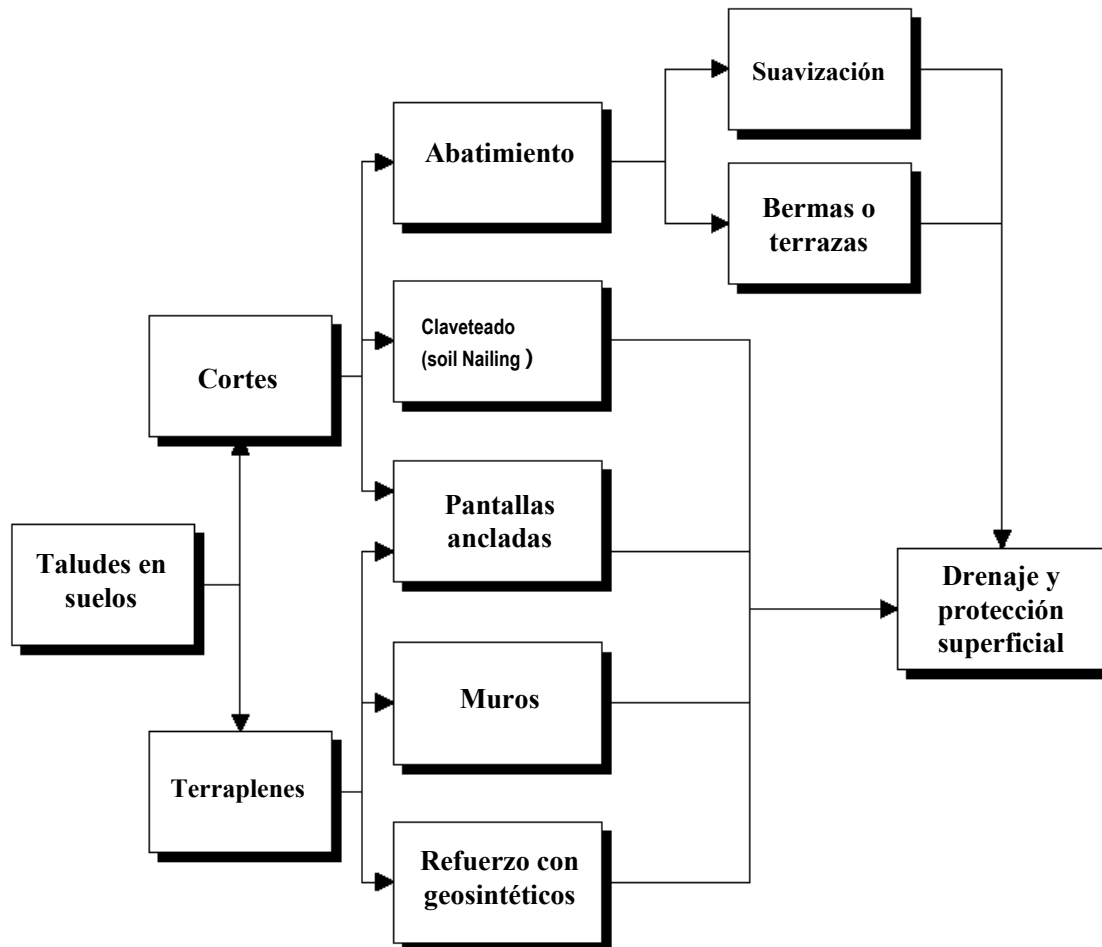


Fig. 2.25 Elección de la solución para taludes en suelos.

Algunos aspectos también son relevantes para la elección de la solución en taludes en suelos. Entre las que se destacan son las siguientes:

- *Acceso y medios de transporte:* si el acceso es difícil, como frecuentemente ocurre, medios no convencionales pueden ser utilizados por los propios trabajadores, como teleféricos, helicópteros o mulas. Por lo tanto, equipamientos y materiales de mayor tamaño son inadecuados;
- *Altura del Talud:* los muros en general son económicamente eficientes para pequeñas alturas, hasta 3 m. Por encima de este valor, las soluciones de refuerzo de suelo tienden a ser más económicas;
- *Drenaje:* solución presente en todos los taludes.

- *Abatimiento*: depende de la disponibilidad de área libre para la implantación de un nuevo corte y terrazas;
- *Pantallas ancladas*: solución tradicional muy empleada por la flexibilidad de poder ser aplicada en cortes (método constructivo descendiente) y terraplenes (método constructivo ascendente). El sistema de contención con anclajes pre-tensados es suficientemente rígido para limitar los desplazamientos del terreno. Por eso es aconsejado también en casos en que se desea reducir efectos de desplazamientos en construcciones y fundaciones muy próximas;
- *Claveteado (soil nailing)*: en cortes o excavaciones es en general la que presenta el menor costo, pues los equipamientos de trabajos en las terrazas de corte, sin andamios. Es fácilmente aplicada a taludes inclinados, sin la necesidad de cortes adicionales para la verticalización de la pared;
- *Muros o taludes de suelo reforzado*: en general la solución más económica para terraplenes con alturas mayores que 3 m y con extensiones mayores que 20 m. Se puede adoptar la solución de suelo compactado y envuelto con geosintético. La fachada puede ser ejecutada con elementos de hormigón armado, para dar paso al terraplén compactado, o una mampostería a posterior. El primer tipo puede ser aplicado en suelos de fundación de baja capacidad de carga, pues el muro resultante es muy flexible, con mayor capacidad de adaptación a asentamientos diferenciales. Y los muros en que la fachada de hormigón es ejecutada a medida que el muro es construido exigen una fundación competente.

2.6.2. Taludes en roca

Las soluciones de diseño para taludes en roca o bloques sueltos constan en la Figura 2.26. la definición de la solución depende de varios factores indicados en esta figura.

El tipo de solución se agrupa de la siguiente manera: eliminación, estabilización o convivencia (Figura 2.26). Con el primero se busca eliminar el problema (Figura 2.27), reubicando la estructura en riesgo o eliminando la causa, a través del desalojo del bloque o del talud que causa el riesgo. En el caso del segundo tipo (estabilización de masas), las soluciones se muestran en la Figura 2.28. El tercer tipo de solución para taludes en roca es la convivencia con el problema. Esto se aplica a taludes muy fracturados o con gran cantidad de bloques sueltos en el que la fijación y/o desalojo son

antieconómicos. Las alternativas de convivencia con el problema constan en la Figura 2.29.

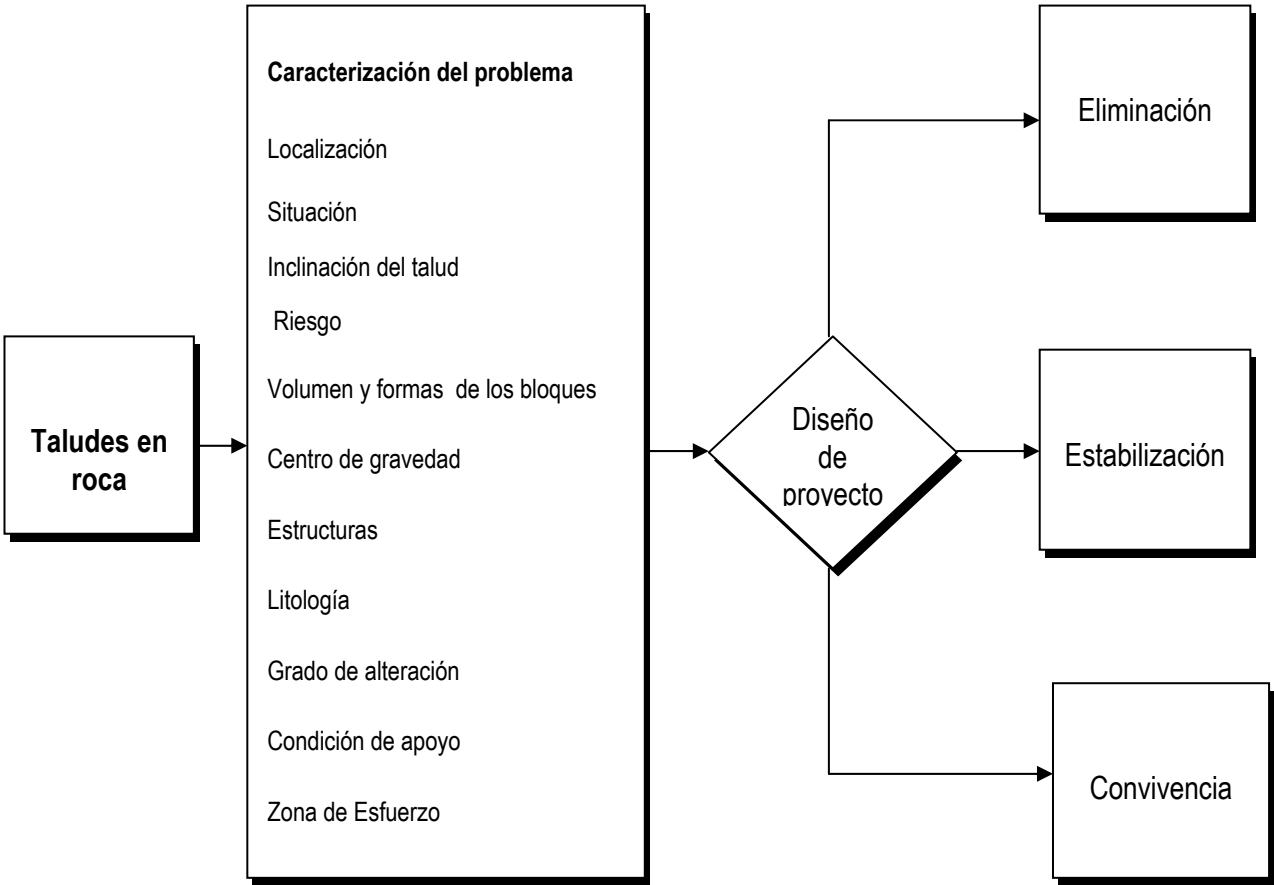


Figura 2.26 Alternativas de solución, taludes en roca.

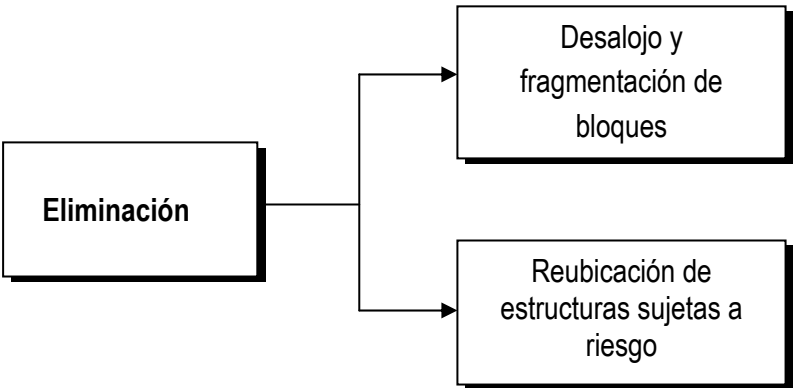


Figura 2.27 Taludes en roca: Eliminación del problema.

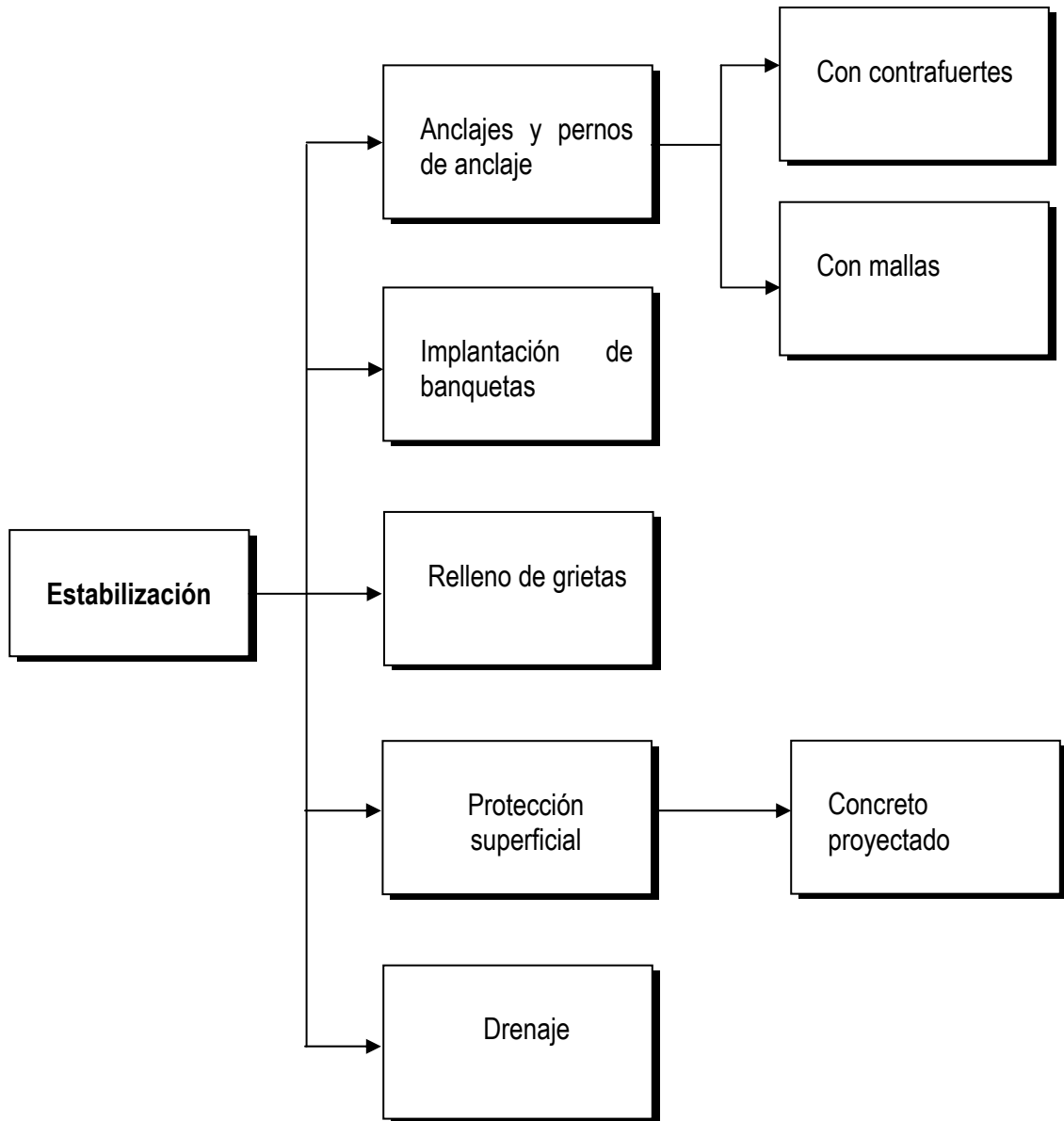


Figura 2.28 Taludes en roca: Estabilización.

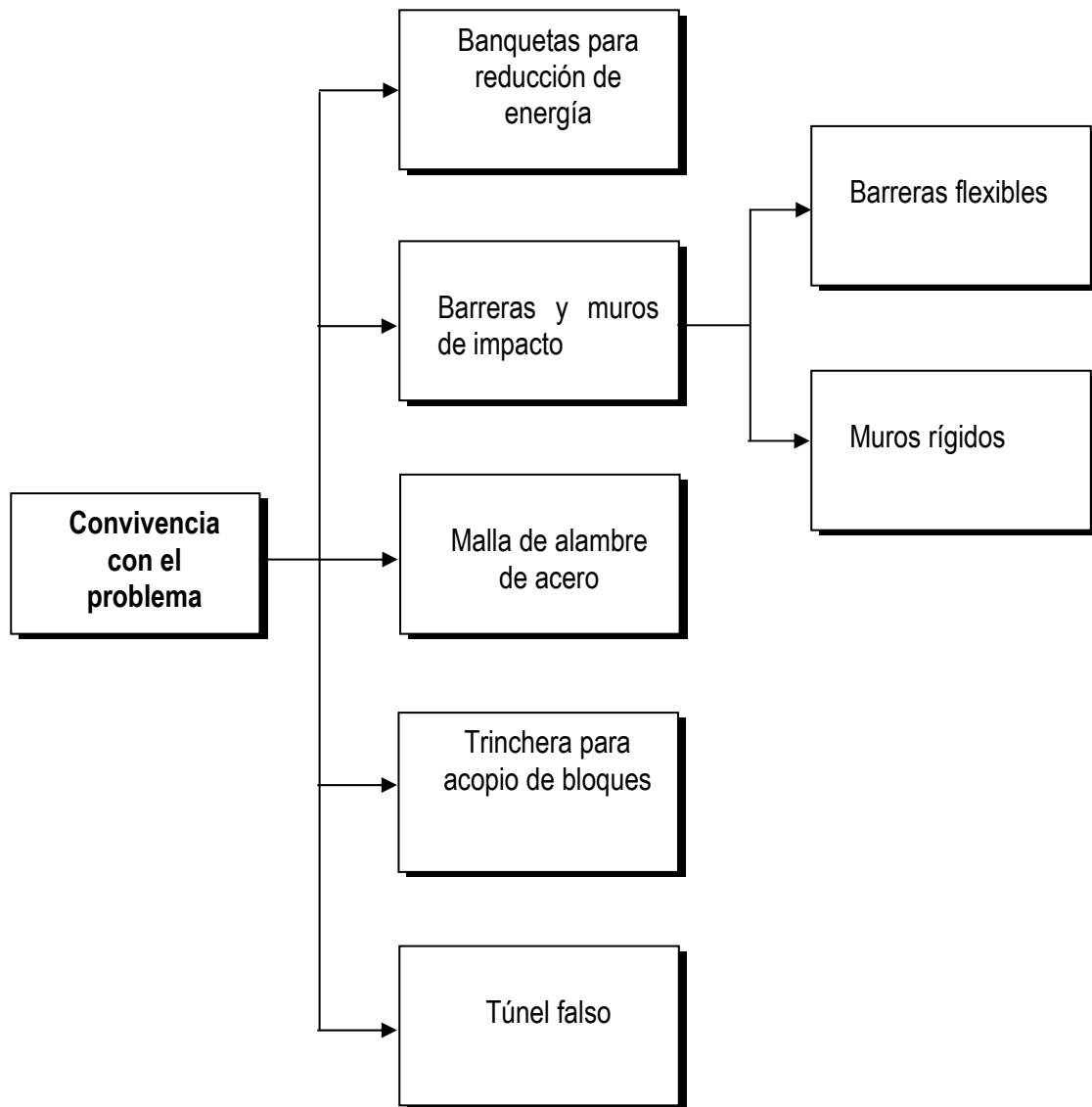
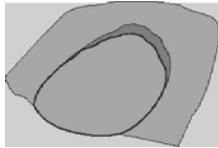
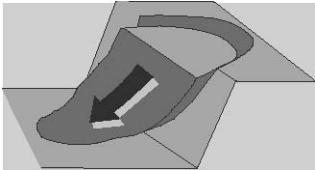
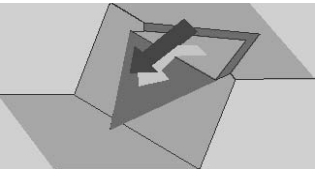
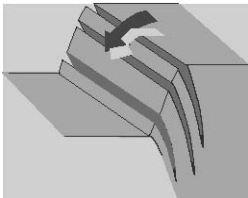


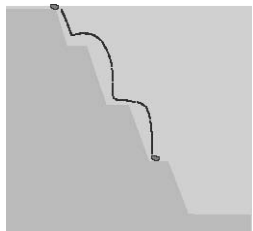
Figura 2.29 Taludes en roca: Convivencia con el problema.

2.6.3. Resumen de soluciones

En la tabla 2.11 se resume las soluciones de estabilización de taludes en suelo y roca abordada por este trabajo.

Tabla 2.11
RESUMEN DE SOLUCIONES DE ESTABILIZACIÓN

Material	Tipo de rotura	Drenaje	Abatimiento	Pantallas ancladas	Muros	Claveteado (soil nailing)	Suelo reforzado	Anclajes con mallas	Anclajes con contrafuertes	Pernos de anclaje	Concreto proyectado	Malla de alambre de acero	Remoción de bloques	Barreras flexibles	Muros de impacto
Suelo o roca muy fracturada		a	a	a	a	a	a								
		a	a	a	a	a	a								
Roca		a						a	a	a	a				
		a						a	a	a					

								a	a	a	a	a	a	
--	---	--	--	--	--	--	--	---	---	---	---	---	---	--

3. DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE MUROS CLAVETADOS

3.1 Introducción

Uno de varios recursos para la estabilización de taludes es la utilización de inclusiones, como es la técnica de suelos claveteados (Soil Nailing), esto debido a la versatilidad de sus aplicaciones y a las ventajas que ofrece respecto a otros métodos convencionales de estabilización de suelos.

La técnica de reforzar un suelo in-situ, mediante el suelo claveteado consiste en un sistema construido regularmente de arriba hacia abajo en un arreglo de inclusiones (refuerzos o "nails") perforadas o insertadas en la masa de suelo. El suelo claveteado se compone de tres elementos, el suelo in-situ, el refuerzo y la cubierta o el revestimiento Figura3.1).

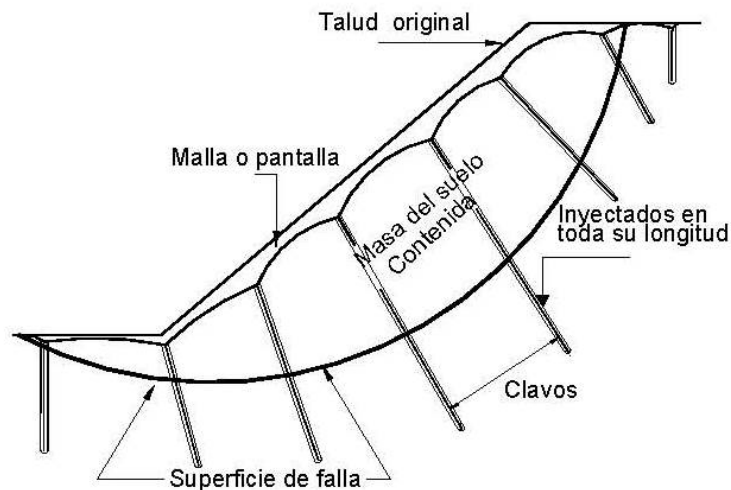


Figura 3.1 Esquema de Clavos o Nails en un Deslizamiento.

La disposición de los refuerzos se efectúa durante un tiempo de servicio que puede distinguirse entre:

- *Inclusiones provisionales*: actúan de medio auxiliar, proporcionando condiciones de estabilidad en un determinado tiempo con el objetivo de disponer de otros elementos resistentes que lo sustituyan.
- *Inclusiones permanentes*: se diseñan con un mayor coeficiente de seguridad.

Las ventajas técnicas y económicas incluyen las siguientes:

- La rapidez en la ejecución de la instalación y colocación de los pernos (nails) se considerada como la más corta que los anclajes convencionales por lo tanto bajo costo.
- Se requiere de un equipo de construcción y perforación liviano para la colocación de los pernos (nails).
- Para el llenado de las perforaciones, se efectúa con un equipo simple de inyección por lo general a gravedad en sitios de difícil acceso.
- Por el gran número de inclusiones de pernos (nails) la falla que se genere en uno de ellos no es determinante, sin afectar la estabilidad del sistema, como es el caso de los anclajes mecánicos profundos.
- Se generan perforaciones de diámetro menor en suelos heterogéneos con gravas y zonas con presencia de roca dura.
- El suelo claveteado presenta una estructura muy flexible en comparación con estructuras rígidas convencionales.
- Controla deformaciones superficiales, mediante la adición de instalación de nails o generando un esfuerzo a nivel superior con un pequeño porcentaje de las cargas de trabajo.
- Los trabajos convencionales de corte, relleno y acarreo para la construcción de un muro se eliminan.

Como desventajas se presentan las siguientes:

- En zonas urbanas pueden interferir con construcciones cercanas, tales como drenajes subterráneos y estructuras adyacentes.

La tecnología de utilización de soil nailing es muy favorable para cortes de excavación temporal o permanente en especial en el uso de muros anclados. Con respecto a otros métodos de estabilización

el ahorro está en el orden del 10 al 30%.

Los principales campos de aplicación se resumen a continuación:

- ✓ Túneles.
- ✓ Cortes verticales.
- ✓ Estribos o confinamiento de puentes.
- ✓ Muros de contención de mampostería o concreto reforzado por deflexiones excesivas.
- ✓ Muros anclados por falla, sobrecarga o corrosión de los elementos de anclaje.
- ✓ Muros de tierra armada para proveer estabilidad horizontal por la baja calidad del relleno.
- ✓ Estabilidad de taludes inestables con factor de seguridad inaceptable.
- ✓ Estabilización de taludes con movimiento lento (crep).
- ✓ Cosido de macizos rocosos.
- ✓ Deslizamientos de taludes en roca o terrenos sueltos.

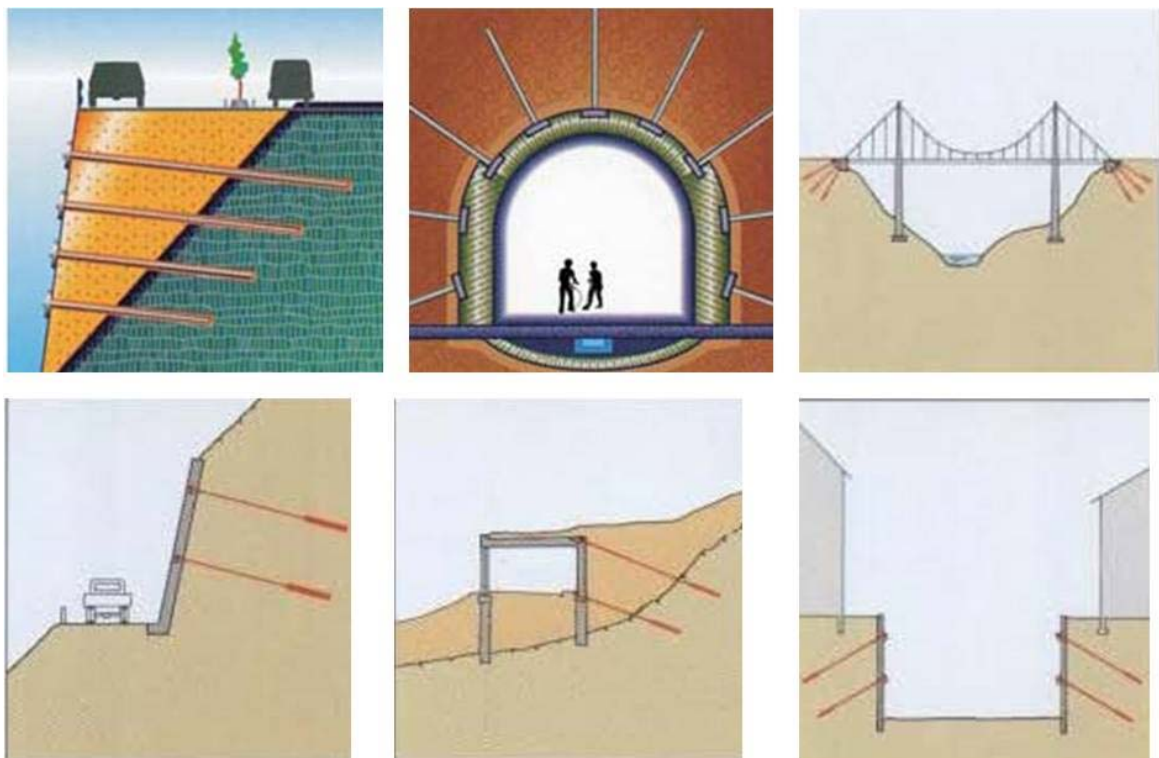


Figura 3.2 Principales Campos de Aplicación.

3.2 Clasificación

El sistema de claveteado nails son elementos cortos o largos insertados en el suelo formando retículas, estabilizando y reforzando el suelo. La carga se transmite en el perno de anclaje y trabajan como refuerzo en el suelo.

Se clasifican de la siguiente manera:

- ✓ *Inclusiones clavadas* corresponden a barras de acero que tienen una resistencia del orden de 60 a 85 Kg/mm² con límite elástico convencional de 50 a 70 Kg/mm², poseen características de ser dúctiles, con alargamientos en rotura superiores al 4% para evitar la rotura frágil. En el mercado existen pernos de grados A28, A42 y A52, en diámetros de 19, 22 y 25mm. Por cada 1m² se disponen de 2 a 4 nails generando una masa de suelo reforzado.

Para el claveteado se utiliza vibro percusión neumática o martillos hidráulicos. La tasa de rendimiento es de 3 a 5 pernos por hora, debido a las condiciones del suelo la longitud de incrustación está limitada (gravas y rocas intemperizadas).

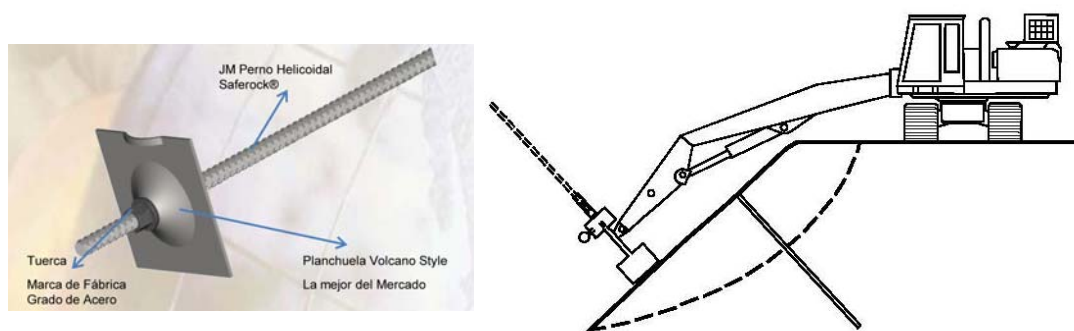


Figura 3.3 Esquema de colocación de nails hincados.

- ✓ *Inclusiones con lechada* por lo general este sistema se usa en construcciones temporales y permanentes. El barrenado se realiza con perforación rotativa, por percusión, con auger, barrena helicoidal o con entubado de protección (casing). El grout es introducido a gravedad o inyectada a bajas presiones desde el fondo de la perforación. El espaciamiento varía de 1.2 a 1.8 metros entre centros. El diámetro de la perforación varía entre 3.5 a 6 pulgadas cuando se usan barrenas helicoidales.



WILLIAMS R71 ALL-THREAD-BAR

- ✓ *Jet grouted nails* sistemas compuestos de suelo lechada y acero de refuerzo en el centro, uso en aplicaciones temporales y permanentes, si la necesidad de protección contra la corrosión es menor. El perno de refuerzo se instala utilizando el clavado con vibro- percusión con frecuencia mayores de 70 Hz y presiones de inyección del grout mayores a 2,000 psi suficientemente alta para generar una fractura hidráulica del suelo perimetral. El jet grouting proporciona recompactación del suelo perimetral en suelos granulares incrementa significativamente la resistencia al corte del suelo. La inyección se realiza a través de un tubo de acero soldado al refuerzo



- ✓ *Inclusiones encapsuladas protegidas contra la corrosión* son utilizadas para estructuras permanentes con necesidades de una mayor protección contra la corrosión. La encapsulación consiste en insertar la barra de refuerzo en un tubo de plástico o de acero y llenando con grout.



3.2.1. Composición de soil nailing

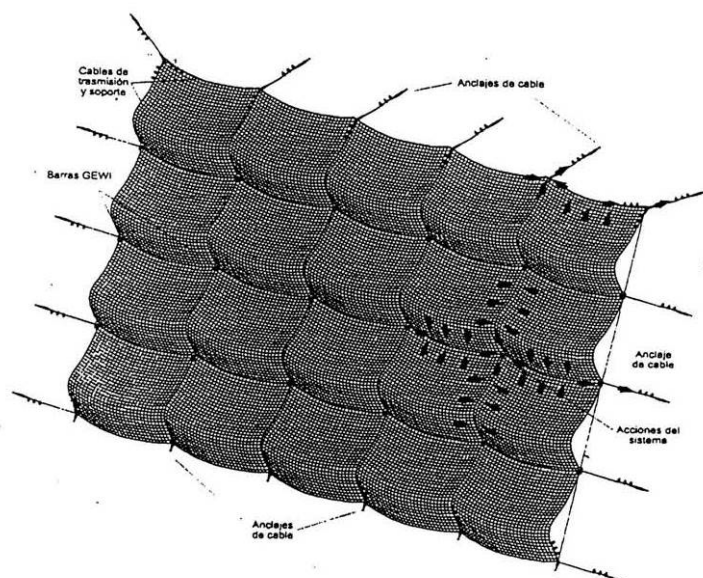
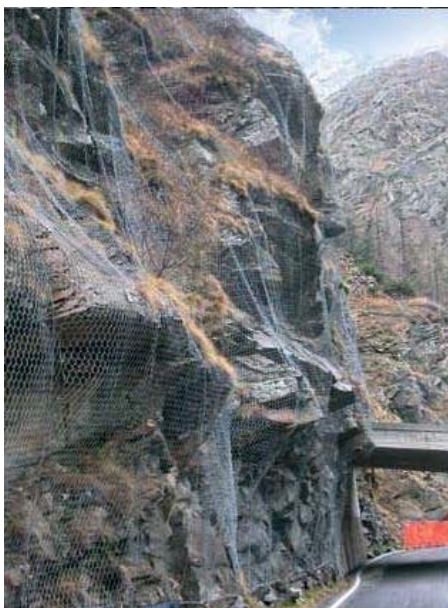
3.2.1.1. Revestimiento o cubierta

La función es mantener la estabilidad local del suelo y el refuerzo, limitar la descompresión de inmediata después de la excavación y proteger la superficie contra la erosión y el intemperismo.

Existen diferentes tipos de cubiertas descritas a continuación:

- **Malla de alambre galvanizado**

Es utilizada en estratos de roca fracturada y/o meteorizada o en suelos granulares cementados. Su aplicación puede ser temporal o permanente, en este último caso se recomienda que la malla sea galvanizada.



- **Hormigón Lanzado**

Provee una capa superficial continua y flexible. Para aplicaciones permanentes, se refuerza con malla electrosoldada, con capas sucesivas de lanzado cuyo espesor varía de 5 a 10 cm.

En aplicaciones temporales se utilizan fibras de refuerzo y concreto lanzado con el fin de proporcionar mayor flexibilidad y reducir la propagación de fisuras. La durabilidad del hormigón lanzado depende de la relación agua cemento 0.4 y mantener una entrada de aire adecuada.

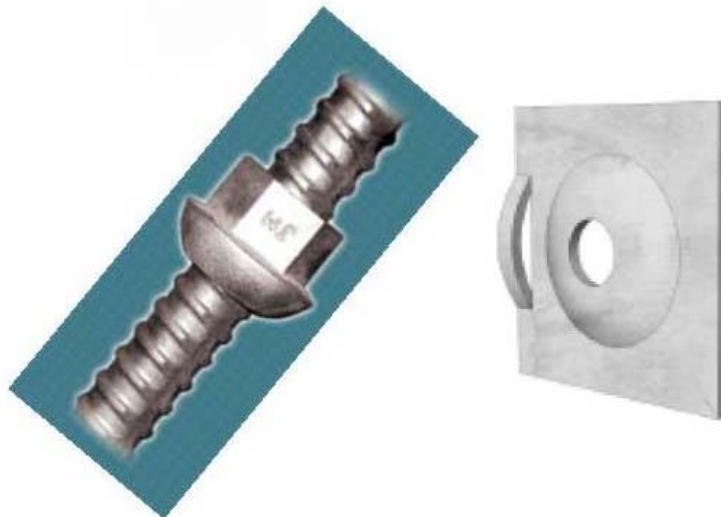


- **Paneles Prefabricados**

Generalmente su aplicación es permanente y prevé un acabado con diverso requisito estético, ambiental y de durabilidad. Pueden ser adjuntados y ensamblados en la cabeza de los pernos.

Cabeza del Nailing

Integra dos componentes principales, la platina y la tuerca. La platina es fabricada de acero grado 36 (ASTM A36) generalmente cuadrada de 200 a 250 mm de largo de espesor 19 mm. La función de la platina es distribuir la fuerza al final del nailing y contrarrestar las fuerzas del talud. La platina contiene un orificio donde se coloca el perno de acero y asegurada por medio de una tuerca hexagonal. La tuerca, generalmente es de grado 60 y es ajustada por medio de un torcómetro.



3.2.1.2. Inyección

Generalmente es una lechada de cemento con agua o mortero grout, como son: cemento Pórtland tipo IP, agregado fino, y aditivo plastificante reductor de agua la cual llena el espacio entre el nailing y el suelo que lo rodea.

La relación agua/cemento varía entre 0.42 a 0.5, según recomienda el ACI 304R-00. Se utiliza una mezcla que logre alcanzar una resistencia a la compresión de 20 MPa a los 28 días.

Para la confección del grout, se utiliza la práctica normalizada descrita en la norma ASTM C 938-02, toma de muestras ASTM C 109/C 109M, para comprobar sus propiedades, como son:

- ✓ **Consistencia (ASTM C 939-02).** Se evalúa con el cono de fluidez, se expresa por el tiempo en segundos que demora en descargarse un volumen de grout de 1725 ± 5 ml.
- ✓ **Expansión y sangrado (ASTM C 940-R03).** Se coloca un volumen de 800 ± 10 ml de grout fresco en una probeta y tápala, para evitar evaporación, y se determina los volúmenes de grout y agua.
- ✓ **Retención del agua (ASTM C 941-02).** Se refiere a la capacidad del grout para retener agua de amasado. Consiste en mantener un mínimo de vacío de 95 KP y determinar el tiempo empleado en extraer 60 mL de agua de la mezcla de grout.

- ✓ *Contenido de aire (ASTM C 185-99)*. Método directo gravimétrico, consiste en llenar un molde de 400 ml de volumen con grout, en tres capas, compactando con una varilla de 152 mm de longitud y 16 mm de diámetro, con 25 golpes.
- ✓ *Resistencia a la compresión de cubos de 5 x 5 x 5 cm (ASTM C 109-02)*. Se realizan ensayos a las edades de 7 y 28 días, con una velocidad de carga de 900 a 1800 N/s.

Entre otros: masa unitaria (C 185), tiempo de fraguado inicial y final (C 953). Valores de consistencia, 22 ± 2 segundos de fluidez, rango que recomienda el ACI 304R-00.

3.2.1.3. Centralizadores

Son accesorios de PVC instalados a lo largo del perno de anclaje o barra del nail, permite que un mínimo grosor de la mezcla cubra completamente la barra de acero. Espaciados a intervalos de 2.50m y distanciados aproximadamente a 0.5 de cada extremo.



3.2.1.4. Elementos de protección contra la corrosión

Generalmente se usa pintura anticorrosiva o epóxica. El recubrimiento epóxico es un material dieléctrico que impide el paso de la corriente eléctrica que favorece la corrosión.

3.3 Métodos de análisis y parámetros de diseño

3.3.1. Estado Límite

El diseño y análisis de soil nailing considera el estado límite de esfuerzos y estados límites de servicio.

3.3.1.1. Estado límite de esfuerzo

Hace referencia a los modos y colapsos donde las cargas aplicadas inducen fuerzas que son mayores a los esfuerzos del sistema completo o de componentes individuales, y por lo tanto la estructura se convierte en inestable. El diseño debe asegurar las potenciales condiciones de falla. Figura 3.4.

A partir de este estado se clasifican como: Fallas externas, Fallas internas y Fallas en Revestimiento.

Fallas Externas: Se desarrollan potenciales fallas superficiales que pasan a través o atrás del soil nailing. Para analizar fallas externa el muro de soil nailing es generalmente analizado como un bloque. Los cálculos de estabilidad toman en consideración las fuerzas resistentes del suelo actuando a lo largo de la superficie de falla para establecer el equilibrio del bloque. Si la superficie de falla localiza intercepte uno o más Nails, estos contribuyen a la estabilidad del bloque proporcionando una fuerza de estabilización externa que debe ser sumada a las fuerzas resistentes del suelo a lo largo de la superficie de falla.

Debido a la magnitud y consecuencias que una falla puede significar, es muy importante en el diseño del soil nailing la evaluación de la estabilidad externa. Estos son efectuados para verificar que el muro de soil nailing es capaz de resistir las fuerzas desestabilizadoras inducidas por la excavación, las cargas de servicio, las cargas sísmicas para cada modo potencial de falla. Los factores que controlan la estabilidad externa tenemos: altura del muro, estratigrafía del suelo abajo y detrás del muro. Ancho de la zona claveteada, y las fuerzas del suelo, del nailing y sus interrelaciones. Los siguientes modos de falla externa son considerados en el análisis del sistema.

- **Modo de Falla Global (Figura 3.4):** Se refiere a la estabilidad de la masa del suelo reforzado por medio del soil nailing. En el muro la superficie de deslizamiento pasa por detrás y por debajo del suelo claveteado. En este modo de falla la masa retenida supera la resistencia proporcionada por el suelo a lo largo de la superficie de falla y nails, si es atravesado.

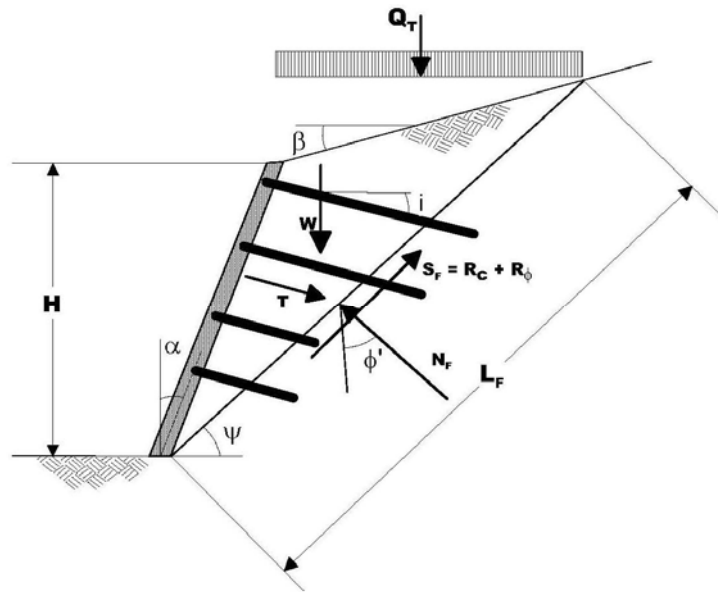


Figura 3.4 Mecanismo de Falla Global

Donde:

α : ángulo de la cara del muro

β : ángulo del terreno

Φ' : ángulo de fricción interna

c' : cohesión efectiva del suelo

ψ : inclinación del plano de falla

i : inclinación del nail

L_f : longitud del plano de falla

W : peso de la masa de deslave

Q_t : Sobrecargas

T_{eq} : fuerza equivalente del nail

N_f : fuerza normal de la superficie de falla

S_f : fuerza paralela a la superficie de falla

R_c : Componente cohesivo de S_f

R_ϕ : componente de fricción de S_f

Las fuerzas desestabilizantes consisten en los componentes del peso (W) y la carga (q). Las fuerzas estabilizantes a lo largo de la superficie de la falla son la paralela (S_f) y la fuerza de tensión equivalente del Nailing (T_{eq}). Es de notar que la fuerza T_{eq} es resultante de la fuerza que combina el efecto de todos los nails instalados a una profundidad H . El factor de seguridad contra la falla global (F_{sg}) es expresada como una relación de las fuerzas resistentes y las desestabilizantes que actúan tangentes al

potencial plano de falla.

$$Fsg = \frac{\sum \text{Fuerzas resistentes}}{\sum \text{Fuerzas desestabilizantes}}$$

- **Modo de falla de deslizamiento (Figura 3.5):** Considera la capacidad del muro de soil nailing para resistir el deslizamiento a lo largo de la base del sistema retenido en respuesta a la presión lateral de los suelos detrás del soil nailing. La falla por deslizamiento puede ocurrir cuando las presiones laterales del suelo, adicional movilizadas por la excavación exceden la resistencia al deslizamiento a lo largo de la base. Figura 3.5.

Se asume que el desplazamiento del bloque del suelo a lo largo de la base es suficientemente largo para movilizar la presión activa atrás del bloque. El factor de seguridad contra el deslizamiento (FSsl) es calculado como la relación entre las fuerzas horizontales resistentes (ΣR) y las fuerzas horizontales desestabilizantes (ΣD).

$$FSsl = \frac{\Sigma D}{\Sigma R}$$

$$FR = C_b * B_b + (W + Q_D + P_A \sin \beta) \tan \phi_b$$

$$\Sigma D = P_A \cos \beta$$

La fuerza lateral activa del suelo (P_A) es definida como:

$$P_A = \frac{\gamma H_1^2}{2} K_A$$

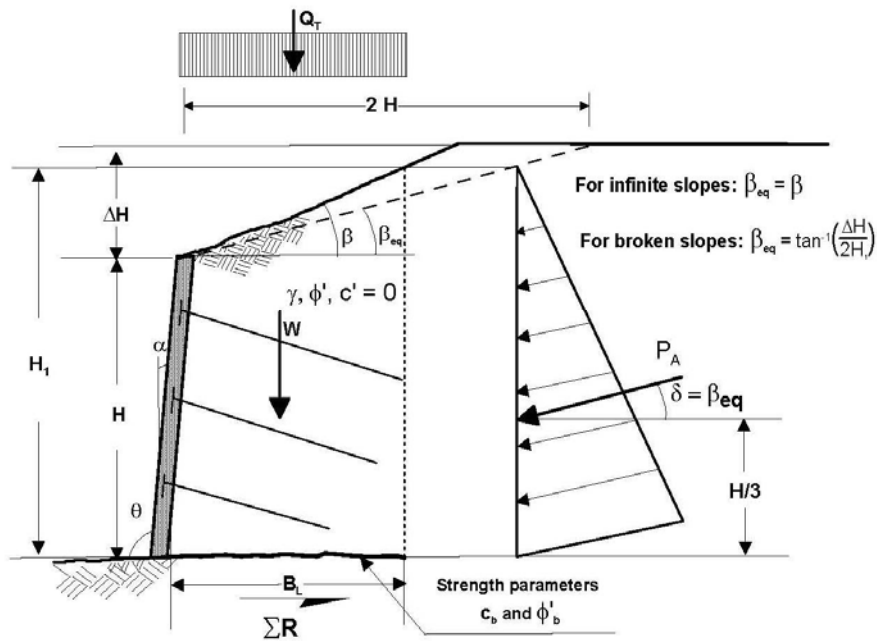


Figura 3.5 Mecanismo de Falla de Deslizamiento

H = alto del muro

ΔH = alto de la cuesta

β = ángulo detrás de la cuesta

β_{eq} = ángulo detrás de la cuesta equivalente

α = ángulo del muro

θ = inclinación del muro desde la horizontal

C_b = cohesión del suelo

B_L = largo de la falla horizontal en donde C_b es efectivo

W = peso del bloque del Soil Nailing

Q_D = porción permanente de carga total QT

ϕ'_b = ángulo efectivo de la fricción de la base

ϕ' = ángulo efectivo de la fricción del suelo detrás del bloque del Soil Nailing

δ = ángulo de fricción de la interface entre el suelo y el muro

γ = peso específico del suelo

H_1 = altura efectiva en donde la presión de la tierra actúa

KA = coeficiente de la presión activa del suelo detrás del muro del Soil Nailing

Fallas internas: Las fallas internas se refieren a la falla de los mecanismos de transferencia de las cargas entre el suelo, el nail y la inyección. Los Soil Nailings movilizan resistencia entre la inyección y el

suelo que lo rodea en el momento en el que el muro de Soil Nailing se deforma durante la excavación. Las fuerzas de atracción son movilizadas progresivamente a lo largo del Soil Nailing con cierta distribución que es afectada por numerosos factores. A medida que la fuerza de atracción es movilizada, fuerzas de tensión en el nail son desarrolladas.

Dependiendo de la resistencia de tensión del Soil Nailing y la longitud, y la fuerza de atracción, la distribución de las fuerzas de atracción varían y diferentes fallas internas pueden presentarse. Las típicas fallas internas relacionadas con soil nailing son:

- Falla de extracción del nail (Figura 3.6d): Esta falla se presenta a lo largo de la interface entre el suelo y la inyección debido a insuficiente fuerza de atracción entre estos dos elementos y/o insuficiente longitud del nail.
- Falla de extracción del nail y la inyección (Figura 3.6e): Esta falla se da generalmente por la falta de adhesión y propiedades mecánicas entre la inyección y la corruga de la superficie de la barra de acero. La propiedad mecánica provee una resistencia significativa cuando las barras enroscadas son utilizadas y estas presentan un grado inferior generando falla en la rosca.
- Falla a tensión del nail (Figura 3.6f): El nail puede fallar a tensión si existen una inadecuada resistencia a la tensión por todos los elementos.
- Falla doblado del nail (Figura 3.6g): El Soil Nail generalmente a tensión, sin embargo estos también movilizan fuerzas debido al doblado en la intersección de la superficie de deslizamiento con el Soil Nailing. La resistencia al doblado a lo largo del soil nailing son movilizadas únicamente después de que relativamente grandes desplazamientos se han presentado a lo largo de la superficie de desplazamiento. Algunos investigadores han encontrado que las fuerzas de doblado del nail contribuyen no más que aproximadamente 10% de la estabilidad total del muro.

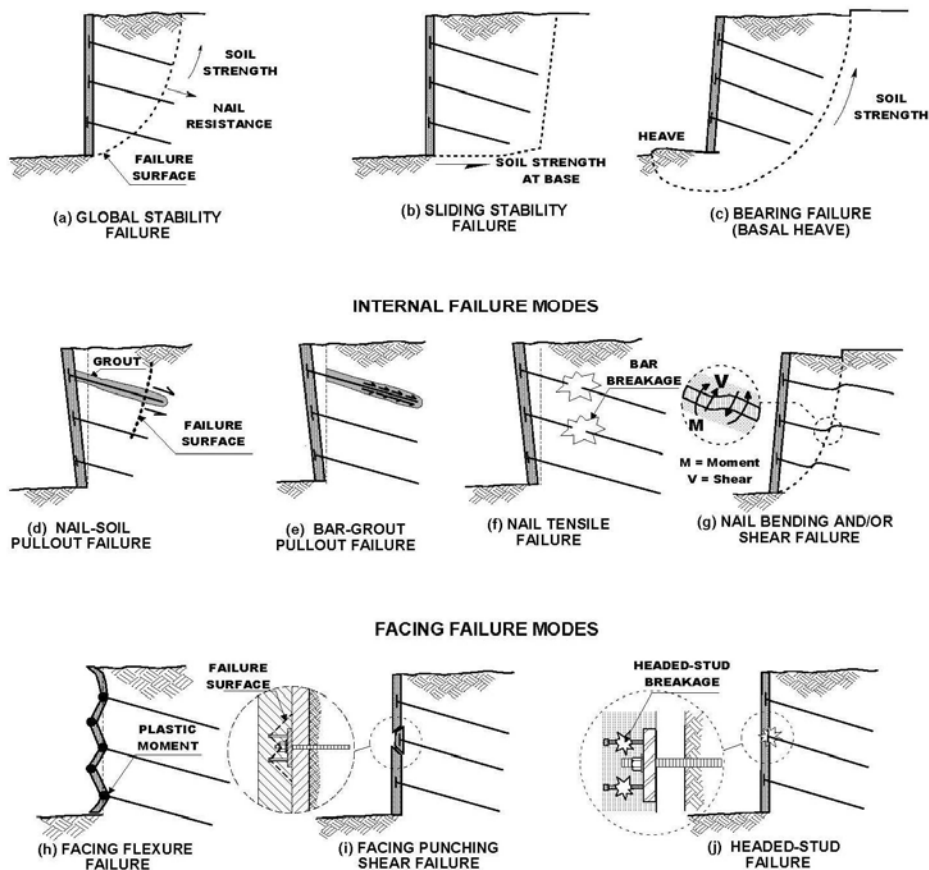


Figura 3.6 Mecanismo de Falla de Soil Nailing

Fallas en Revestimiento: Los modos más comunes de falla potencial de la cabeza hacia el nail se muestran en la Figura CCC y en detalle en la Figura 3.7.

- **Falla de flexión:** Este modo de falla se debe a la flexión excesiva que supera la capacidad de flexión del revestimiento. Este tipo de falla se debe considerar por separado para revestimientos temporales y permanentes.
- **Falla de corte por punzonamiento:** Este tipo de falla se produce en el revestimiento alrededor del nails y deben ser evaluados tanto para los revestimientos temporales y permanentes.
- **Falla de tensión en cabeza de perno prisionero:** Es un tipo de falla en los pernos de tensión de la cabeza del nail únicamente en revestimientos permanentes.

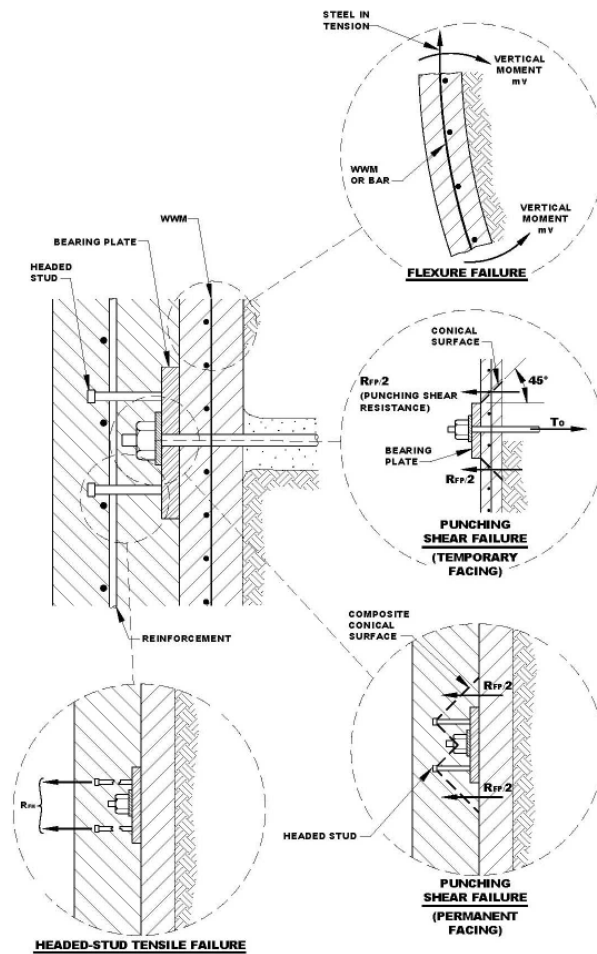


Figura 3.7 Mecanismo de Falla en Revestimiento

3.3.1.2 Estado límite de servicio

Se refiere a las condiciones que no involucran colapso, pero que afectan la operación normal y segura de la estructura. El mayor estado límite de servicio en el sistema de soil nailing es la excesiva deformación del muro.

3.4 Diseño de obras soil nailing

3.4.1 Pasos para el diseño de Soil nailing⁶

Paso 1	<p>Consideraciones Iniciales para el Diseño⁶</p> <ul style="list-style-type: none"> • Esquemas del muro: altura, longitud, inclinación varía de 0° a 10° • Espaciamiento horizontal y vertical de los nails: es proporcional y varía entre 1.5 a 2.0
--------	--

	<p>metros, contiene un área de influencia de $\leq 4.0 \text{ m}^2$.</p> <ul style="list-style-type: none"> • Patrón de los nails sobre la cara del muro: puede ser rectangular, triangular e irregular. • Inclinación de los nails: varía de 10° a 20° respecto a la horizontal, la recomendación típica es de 15° para evitar el regreso de la inyección y permite la localización de estructuras vecinas. • Longitud y distribución: 1) longitud uniforme cuando existe una sobrecarga menor y constante, actúa únicamente el peso del suelo y no se encuentran estructuras cercanas. 2) longitud variable cuando su sobrecarga es menor, existen estructuras cercanas, se controla mejor las deformaciones del muro. La longitud de la barra del Nailing puede ser asumida del $0.7H$, donde H es la altura del muro. La longitud del Nailing puede ser mayor a $0.7H$ si la sobre carga es esperada o el muro es muy alto (mayor a 10.00 mts). • Tipo de varilla y grado. • Propiedades del suelo: resistencia 1) peso específico del suelo γ; 2) cohesión c; 3) ángulo de fricción interna ϕ; y nivel del agua. • Otras consideraciones para el diseño: evaluación de corrosión, estimación del diámetro de perforación, selección de factores de seguridad y definición de cargas.
<p>Paso 2</p>	<p style="text-align: center;">Diseño Preliminar⁶</p> <p>La estabilidad interna y externa es controlada por la longitud, diámetro y espaciamiento del nail, parámetros que pueden ser ajustados hasta los requerimientos necesarios de estabilidad sean completados.</p> <ul style="list-style-type: none"> • Se preparan los siguientes criterios válidos de suposición: 1) suelo homogéneo 2) no sobrecarga 3) No fuerzas sísmicas 4) longitud, espaciamiento e inclinación uniforme de los clavos o nails 4) no presencia de agua freática. • Para una aplicación específica de un proyecto se evalúa la inclinación del muro conforme a la vertical (α), el ángulo de inclinación de la corona del muro (β), el ángulo de fricción (ϕ), la carga última del suelo (q_u) y calcular la resistencia normalizada de extracción (μ) con la siguiente ecuación: $\mu = \frac{q_u * D_{DH}}{FS_F \gamma S_H S_V}$ <ul style="list-style-type: none"> • Obtener la longitud normal (L/H) del diseño de barras. • Obtener la fuerza normal (t max-s). • Utilizar las figuras del anexo I para la evaluación de los factores de corrección para (1) La longitud normal para un diámetro de perforación diferente a 4 pulgada (factor de corrección de C1L), (2) a c^* otro valor de 0.02 (factor de corrección C2L), y (3) factor global de seguridad diferente a 1.35 (factor de corrección C3L). • Utilizar las figura anexo I para evaluar los factores de corrección para la fuerza máxima normalizada del nail para obtener: (1) un diámetro de perforación diferente a 4 pulgadas (factor de corrección de C1L), (2) a c^* otro valor de 0.02 (factor de corrección C2L). • Aplique el factor de corrección a la longitud normalizada y/o fuerza normalizada. • Multiplicar la longitud normalizada por el alto del muro para obtener la longitud del Soil Nailing. • Calcule el diseño de la carga máxima del nail Tmax-s utilizando el valor de tmax-s y la ecuación: $t_{\text{max-s}} = \frac{T_{\text{max-s}}}{\gamma H S_H S_V}$

	<ul style="list-style-type: none"> • Calcule el área de la sección cruzada (A_t) de la barra del nail de acuerdo de: $A_t = \frac{T_{max-s} F S_T}{f_y}$ <p>Donde f_y es el esfuerzo del acero y $F S_T$ es el factor de seguridad para la fuerza de tensión de la barra de nail.</p> <ul style="list-style-type: none"> • Seleccione el tamaño de barra más comercial de la región que tenga una sección equivalente al área mínima evaluada en el paso anterior. • Verifique que el tamaño de barra seleccionada sea equivalente al diámetro de la perforación con un espacio mínimo para el cobertor de la inyección de 1 pulgada. • Si la longitud y/o diámetro del nail no son factibles, seleccione otro espaciamiento del nail y/o diámetro de perforación. Recalcule la resistencia de extracción y empiece el proceso de nuevo. 												
<p>Paso 3</p>	<p style="text-align: center;">Diseño Final⁶</p> <ul style="list-style-type: none"> • Análisis de falla externa (estabilidad global, deslizamiento y capacidad de carga). • Análisis sísmico. • Análisis de estabilidad interna (extracción y rotura de esfuerzos). • Diseño de la facha del muro (cabeza del clavo, tipo y espesor del muro, materiales, resistencia a la flexión, punzonamiento, etc.) 												
<p>Paso 4</p>	<p style="text-align: center;">Determinar las Estimaciones de Deformaciones en el Muro⁶</p> <ul style="list-style-type: none"> • Utilice la figura 3.8 para estimar la magnitud del desplazamiento vertical y horizontal. • Obtenga el alto del muro (H) y la inclinación del muro conforme a la vertical (α) (vea figura 3.8 para descripción de las variables). • Identifique las condiciones del suelo. • Estime el desplazamiento horizontal y vertical δh y δv en la parte superior del muro. <table border="1" data-bbox="528 1447 1406 1603"> <thead> <tr> <th>Variable</th> <th>Roca Erosionada y suelo firme</th> <th>Arenoso</th> <th>Arcilloso</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>$\delta h/H$ y $\delta v/H$</td> <td>1/1000</td> <td>1/500</td> <td>1/333</td> </tr> <tr> <td>C</td> <td>1.25</td> <td>0.8</td> <td>0.7</td> </tr> </tbody> </table> <ul style="list-style-type: none"> • Calcule la zona de influencia, D_{DEF}, donde deformaciones notables del suelo ocurra: $\frac{D_{DEF}}{H} = C(1 + \tan \alpha)$ • Verifique desplazamiento estimados contra criterio de máximas deformaciones. 	Variable	Roca Erosionada y suelo firme	Arenoso	Arcilloso	$\delta h/H$ y $\delta v/H$	1/1000	1/500	1/333	C	1.25	0.8	0.7
Variable	Roca Erosionada y suelo firme	Arenoso	Arcilloso										
$\delta h/H$ y $\delta v/H$	1/1000	1/500	1/333										
C	1.25	0.8	0.7										
<p>Paso 5</p>	<p style="text-align: center;">Diseño de otros elementos</p>												

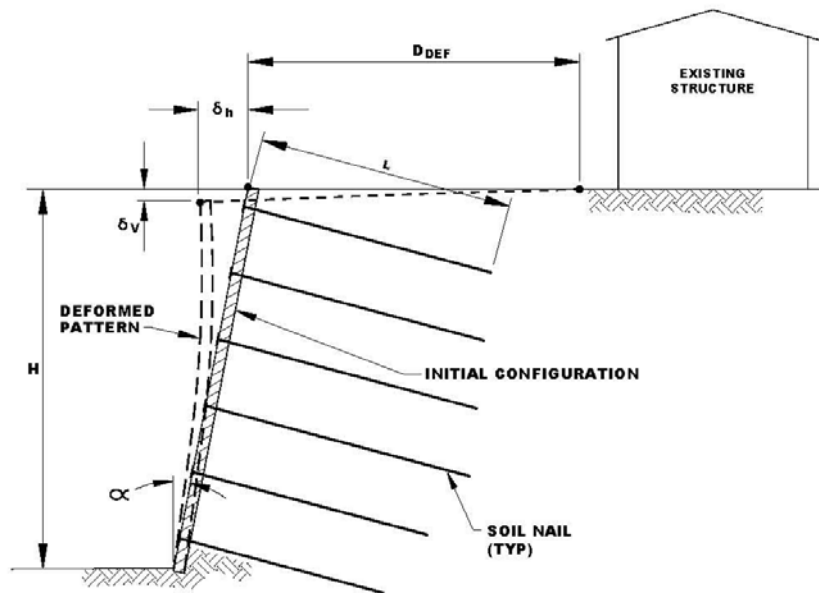


Figura 3.8 Deformaciones de un Talud

⁶ Carlos A. Lazarte, Ph.D., P.E., Víctor Elias, P.E., R. David Espinoza, FHWA0-IF-03-017

3.5 Técnica constructiva soil nailing

- Inicialmente se realiza una conformación del talud de corte mediante una excavación, prever que se generen zonas inestables.
- Replanteo y/o materialización de los puntos para la colocación de los nails.
- En caso de ser necesario se realizará cunetas y drenajes horizontales.
- Utilizando métodos apropiados de perforación, se procederá al barrenado en la longitud e inclinación especificadas en el procedimiento operativo del sistema.
- Inmediatamente después de la perforación se instalará los pernos o barras de refuerzo, prever

revisión de los componentes del nails antes de la colocación.

- f. Seguido efectuar trabajos de inyección consistentes en mortero grout o lechada de cemento, controlando presión y consistencia adecuada, tomar muestras para trabajos de ensayo de laboratorio y control de calidad de materiales de acuerdo a normas especificadas (ver matriz de procesos críticos para calidad).
- g. Colocación del revestimiento (hormigón lanzado, malla galvanizada, etc.) y sujeción con las placas. Ejercer un pre-esfuerzo (porcentaje menor de la carga de trabajo) evitando exceder el 20% de la carga de trabajo. Esto mediante un torcómetro o gatos hidráulicos.
- h. El procedimiento antes descrito se genera con los niveles subsiguientes.

El mecanismo de transferencia de esfuerzos o cargas de los pernos o barras de refuerzo al terreno se genera a través del mortero grout o lechada de cemento, o indirectamente de tubos metálicos, o de otros materiales. El comportamiento de las inclusiones cuando la fuerza exterior actúa sobre la placa de apoyo, depende de las características de rigidez, longitud, inclinación del nail y del terreno.

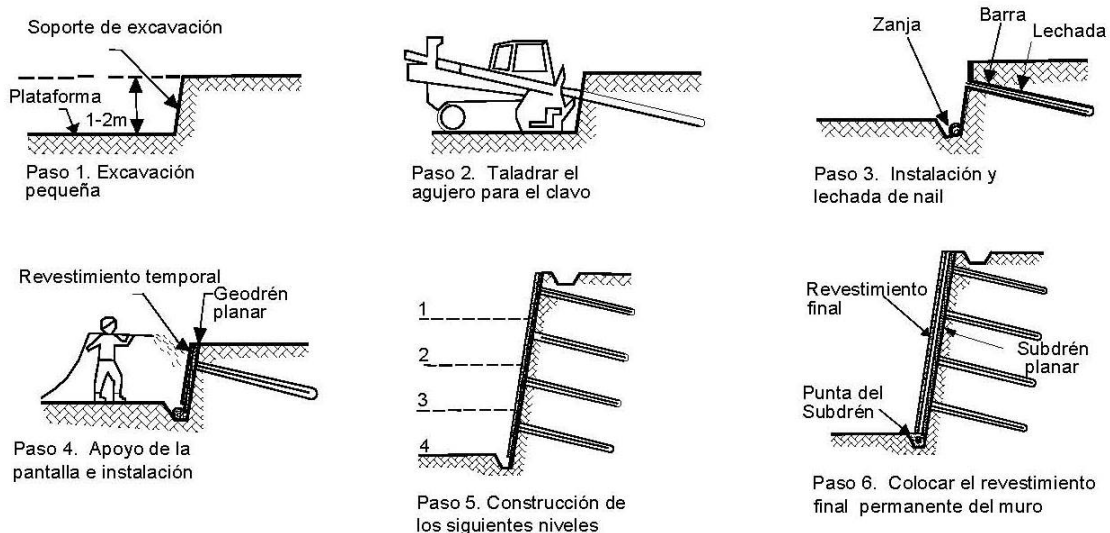


Figura 3.9 Esquema General de la Construcción de Nails.

3.6 Diseño de muros colgados

3.6.1 Consideraciones de diseño

Los anclajes y sistemas de anclajes en suelo pueden ser permanentes ó temporarios. Los anclajes permanentes son aquellos que, generalmente, se considera que tienen una vida útil de 75 a 100 años. La vida útil de los temporales está basada en el tiempo requerido para contener el suelo mientras se instalan las estructuras permanentes.

Generalmente los anclajes o clavos se usan en taludes de suelo natural y es común en los sistemas de construcción de muros de retención cuyo fin es estabilizar excavaciones y taludes.

Las presiones laterales es función de los desplazamientos laterales de la masa de suelo a contener. Los anclajes deben ser diseñados para resistir estas presiones después de desarrolladas, por lo tanto son anclajes pasivos. Se diferencian de las anclas activas, en que no son tensadas previamente, sino que reciben su tensión cuando, al movilizar su empuje activo, las hace trabajar. La diferencia es equivalente a la que existe entre refuerzo y presfuerzo en las estructuras de concreto.

La distribución de presiones en el muro no procede con la ley lineal de Rankine y Coulomb; estableciendo aproximadamente una forma parabólica. Se debe a que el empuje generado por el suelo sobre la pantalla del muro en la zona inferior gira hacia afuera provocando un desplazamiento del suelo, durante el proceso de excavación el suelo sufre esta deformación, debido a que los trabajos de corte se realizan de arriba del talud hacia abajo. Los empujes son pasivos y se desarrollan cuando se presenta la falla.

Aunque los cálculos por equilibrio límite son tan válidos como por los diagramas de empujes aparentes, se recomienda este último, por su sencillez y rapidez de uso.

Los diagramas representan:

- Cargas drenadas en arenas;
- Cargas no drenadas en arcillas fisuradas de firmes a duras;

- Cargas no drenadas en arcillas blandas a medias.

Terzagui y Peck (1969) establecen un diagrama de presiones con una envolvente trapezoidal conocidas como envolventes aparentes, se puede ver en la Figura 3.10 donde la máxima presión se denomina “p” y están basados en las siguientes premisas:

- Los diagramas de presiones fueron desarrollados para taludes verticales y coronamiento horizontal, a partir de codales instalados horizontalmente.
- Se considera que la excavación tiene una profundidad mayor a 6 m y que es relativamente ancha. Se supone, además, que los movimientos del muro son lo suficientemente grandes como para desarrollar la resistencia completa al corte.
- Se supone que, para arenas, el nivel freático está por debajo de la base de la excavación, y para arcillas su posición no es de importancia. La carga debida a la presión de agua no fue considerada específicamente en estos análisis.
- Se asume que la masa de suelo es homogénea y que el comportamiento del suelo durante el corte es drenante para arenas y no drenante para arcillas, es decir se consideran solamente las cargas a corto plazo.
- Los diagramas de carga se aplican solo a la porción del muro expuesta y no a aquella que está embebida en el terreno debajo del fondo de la excavación.

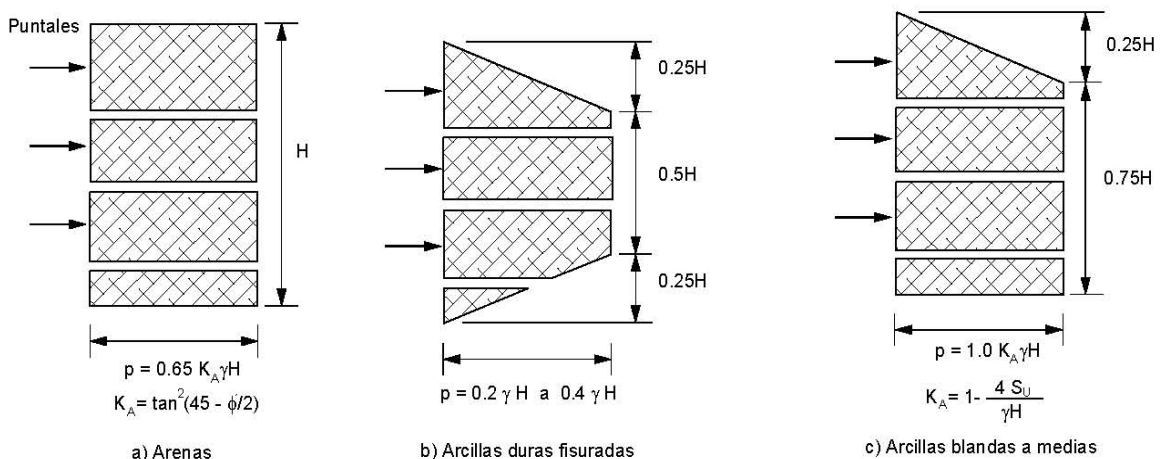


Figura 3.10 Diagrama de presiones de tierra de Terzaghi y Peck (1967)

De acuerdo al tipo de suelo se elige el diagrama de presiones que corresponda el análisis. En este diagrama se genera las dimensiones reemplazando la altura (H) del muro en estudio, posteriormente se

determina la presión activa del suelo p en T/m^2 con los siguientes parámetros del suelo: Peso unitario del suelo γ (T/m^3) y altura del muro (H).

Con los datos del diagrama de esfuerzos se procede a calcular las fuerzas que actuarán en cada vano, que se distribuirá para determinar la fuerza que tendrá que resistir cada anclaje

En la siguiente Figura 3.11 se muestra la distribución de fuerzas que actúa en cada vano (gráfico b arcillas duras fisuradas), donde se calcula como si fuese una viga apoyada, los apoyos están asignados por los anclajes.

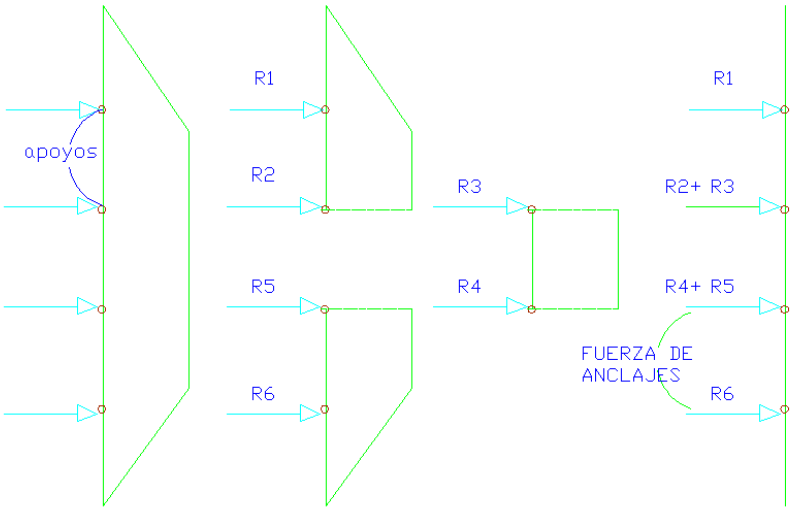


Figura 3.11 Fuerzas actuantes de cada cuña de esfuerzos.

Realizando los cálculos respectivos en cada tramo ($0.25H$) las fuerzas resultantes PA, PB; PC y PD de cada cuña en T/m se muestra en el siguiente Figura 3.12.

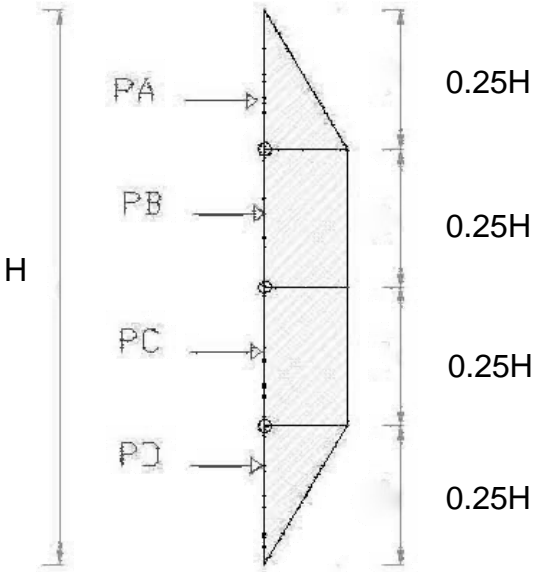


Figura 3.12 Fuerzas actuantes y resultantes en la altura H del talud.

El diagrama de fuerzas actuantes, permite desarrollar el diseño de la pantalla, generando el diagrama de momentos máximos positivo y negativo al calcularlos como una viga continua simplemente apoyada. Este proceso establece el acero de refuerzo requerido para la pantalla. Figura 3.13.

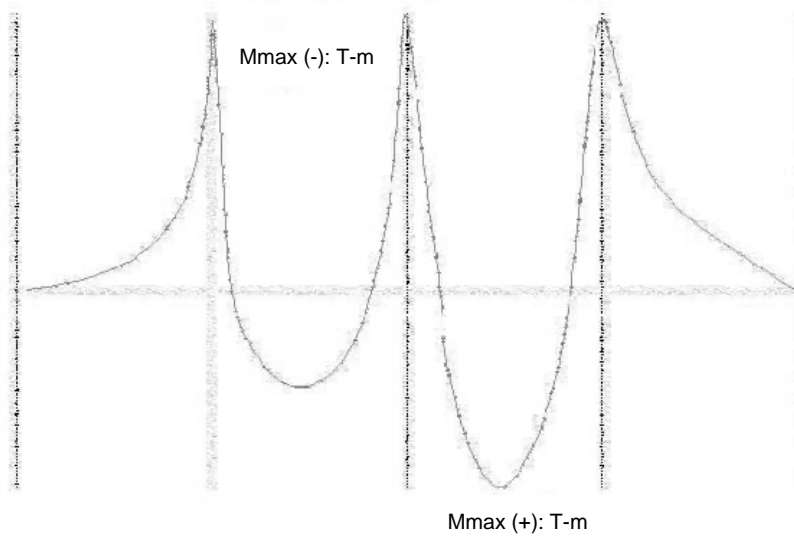


Figura 3.13 Diagrama de momentos máximos.

3.6.2 Diseño de anclajes o clavos

Cuando las excavaciones se realizan de arriba hacia abajo y los cortes son verticales en el talud se presenta una grieta de tensión. Para el cálculo de la longitud y distribución de clavos se utiliza el esquema de ubicación de la grieta de tensión.

La longitud del clavo debe sobrepasar la distancia X donde se encuentra la grieta de tensión establecida en la siguiente gráfica:

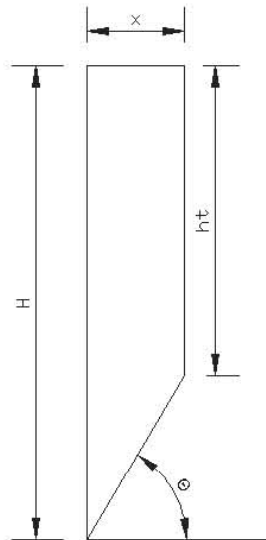


Figura 3.14 Localización de la Grieta de Tensión.

Donde:

Altura total del muro: H

Profundidad de la grieta de tensión: ht

$$ht = \frac{2 * c}{\gamma + \sqrt{Ka}}$$

Cohesión al 50% de la cohesión obtenida del informe de suelos: c

Peso específico del suelo: γ

Ángulo del plano de falla: θ

Coefficiente de presión activa del suelo: Ka

$$\theta = 45^\circ + \frac{\phi}{2}$$

Determinar la fuerza de los anclajes F_A , F_B , F_C y F_D a una distancia D_1 ; está dada por la siguiente expresión:

$F_x = PA * D_1$

PA: fuerza resultante panel A en (T/m)

D_1 : distancia entre anclajes (m)

F_x : fuerza de los anclajes (T).

Los anclajes deben satisfacer la longitud y fuerza total requerida de la grieta de tensión, a continuación se describe el cálculo de la fuerza de anclaje.

Parámetros de diseño:

- Diámetro del anclaje panel o diámetro del pozo, D (m)
- Inclinación del anclaje, β (°)
- Diámetro del clavo o varilla de anclaje, d (mm)
- Coeficiente Fricción unitaria suelo-anclaje, f (T/m²) ó (Tensión de adherencia o esfuerzo de adhesión)
- Longitud de clavos, L_a (m)
- Número de clavos, (u)
- Fs del anclaje (factor de seguridad anclaje), F_{sa}
- Fs suelo-anclaje (factor de seguridad suelo-anclaje), F_{ssa}
- Espaciamiento de anclajes, s (m)

Tensión del clavo, T_a (T)

$$T_a = \frac{\pi * D^2}{4} * \frac{L_a * \cos \beta * f}{F_{sa} * s}$$

Tensión de diseño, T_{da} (T)

$$T_{da} = \frac{T_a * s * F_{sa}}{\cos \beta}$$

Longitud tras el plano de falla:

$$L_a = \frac{T_{da} * 2}{f}$$

Longitud total del anclaje: $L_a + X$

3.7 Técnica constructiva de muros colgados

El proceso constructivo debe mantener la siguiente secuencia estrictamente para la producción de cada anclaje en el siguiente orden:

1. La perforación se realizará con un ángulo de inclinación, por lo general se establece 10° con respecto a la horizontal y la longitud de diseño.

2. Verificar una adecuada alineación en el barrenado de la perforación, usando las brocas adecuadas para el tipo de material suelo o roca. Terminada la profundidad de perforación realizar una correcta limpieza del pozo.
3. Colocar las varillas de anclaje con sus respectivos centradores y manguera de inyección, prever control de calidad de materiales y accesorios.
4. Efectuar una correcta inyección del grout desde el fondo de la perforación, controlando una adecuada consistencia y presión. Realizar la toma de muestras del mortero o grout para obtener la resistencia especificada en el diseño.

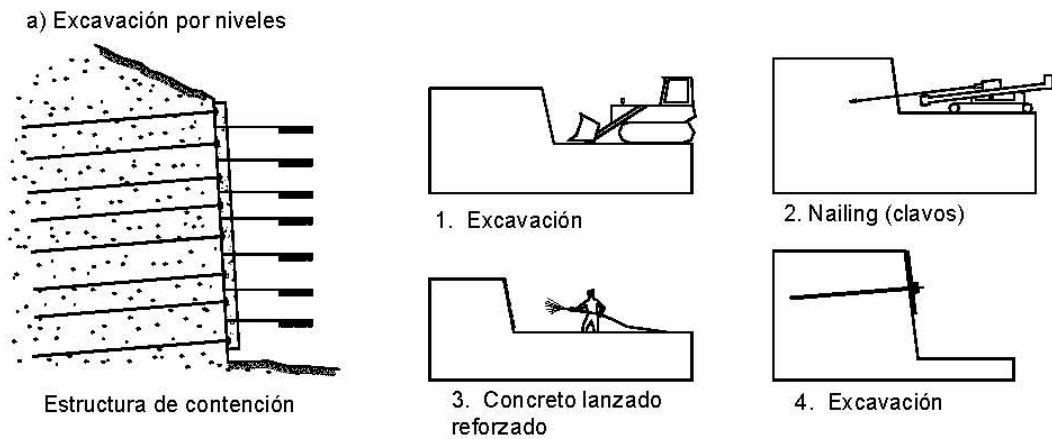


Figura 3.15 Esquema general de construcción de muros colgados.

3.8 Control de calidad

3.8.1 Matriz de Identificación de Procesos Críticos para la Calidad

FASE:		PROCESO:																	Nº				
Sistema de estabilización de taludes		PCC - MATRIZ DE IDENTIFICACIÓN DE PROCESOS CRÍTICOS PARA LA CALIDAD																	Rev. 0	Hoja 1/1			
Legenda:		<input checked="" type="checkbox"/> Crítico <input type="checkbox"/> No Crítico NA - No Aplicable																	Gestión				
Fase	Proceso	Paquete del Trabajo	Actividad	Tarea	ISO 9001														IMPORTANCIA	SIGNIFICANCIA	POE - PLAN ESPECÍFICO DE CALIDAD	PO	OTRAS ACCIONES
					¿ES REQUISITO DEL CLIENTE? (Contrato / especificación técnica)	ESCALA	¿Afecta LA CALIDAD INTRÍNSECA del producto final?	ESCALA	¿Afecta el COSTO del producto final?	ESCALA	¿Afecta el PLAZO DE ENTREGA del producto final?	ESCALA	¿Depende de una LOGÍSTICA diferenciada para el suministro de insumos?	ESCALA	¿Es considerada TECNOLOGÍA CONSTRUCTIVA nueva?	ESCALA	¿Es un proceso ESPECIAL?	ESCALA					
Construcción subcontrato sistema de estabilización de taludes	Utilities (Servicios)	Sistema de estabilización de taludes	Actividades previas	Revisión de sitios de trabajo	X	3	NA	0	X	1	X	1	NA	0	NA	0	NA	0	5	CRÍTICO	POE XXXX	Procedimiento Operativo	Se realizó un solo procedimiento operacional
				Transporte y almacenamiento	X	3	NA	0	X	1	X	1	NA	0	NA	0	NA	0	5	CRÍTICO			
				Colocación de sistemas de seguridad en el talud	X	3	NA	0	X	1	NA	0	NA	0	NA	0	4	CRÍTICO					
				Retiro de escombros y bloques	X	3	NA	0	X	1	X	1	NA	0	NA	0	NA	0	5	CRÍTICO			
			Pantallas de acero	Replanteo de puntos de pilotes	X	3	NA	0	X	1	X	1	NA	0	NA	0	NA	0	5	CRÍTICO			
				Perforación para pilotes	X	3	X	2	X	1	X	1	X	1	X	1	X	1	11	CRÍTICO			
				Colocación pilotes tubulares y planchas de acero	X	3	X	2	X	1	X	1	X	1	X	1	X	1	11	CRÍTICO			
			Protección de ladera	Replanteo de puntos de claveteado	X	3	NA	0	X	1	X	1	NA	0	NA	0	NA	0	5	CRÍTICO			
				Perforación para claveteado	X	3	X	2	X	1	X	1	X	1	X	1	X	1	11	CRÍTICO			
				Colocación de varillas e inyección de mortero	X	3	X	2	X	1	X	1	X	1	X	1	X	1	11	CRÍTICO			
				Colocación de malla de acero hexagona	X	3	X	2	X	1	X	1	X	1	X	1	X	1	11	CRÍTICO			
			Pruebas de control	Colocación de manto geosintético	X	3	X	2	X	1	X	1	X	1	X	1	X	1	11	CRÍTICO			
				Toma de muestras de grout	X	3	X	2	X	1	X	1	X	1	X	1	X	1	11	CRÍTICO			
REV	FECHA	HISTORIAL				ELABORADO POR				REVISADO POR				APROBADO POR									
0	xxxxxxx	Emisión				Ing. de Campo				Supervisor de Construcción				Gerente de Construcción									

3.8.2 Inspección, Medición y Ensayos.

Fases del Proceso	Característica de calidad a ser controlada	Criterio de Aceptación	Método / Procedimiento / PO	Frecuencia	Registros	Responsable	Punto de Retención		Estado de Inspección, Medidas y Pruebas	
							SI	No	Identificación	Responsable
INSUMOS										
Cemento	Consistencia normal y tiempos de fraguado Vicat, Gravedad específica, finura Blaine y resistencia a la compresión en morteros normalizados. Análisis químicos	Fecha Técnica del fabricante Y especificaciones del ASTM C595	ASTM C 187, ASTM C 191, ASTM C430, ASTM C 109, ASTM C 114	1 ensayo de aceptación y 1 por cada lote* de cemento receptado o cuando exista desconfianza o duda	Rg 0740 001 Rg 0740 016 Rg 0740 017	Laboratorio de concretos y material pétreo y Planta productora	X		Aceptado	Jefe de laboratorio
Agua	Porcentaje de álcalis, ácidos, sólidos, sulfatos, aceites y grasas, cloruros, pH y material orgánico	ASTM 1602	INEN NTE 1108 Método APA	1 de Aceptación y C/3 meses o cuando exista desconfianza o duda	Rg 1005 212	Laboratorio externo independiente	X		Aceptado	Jefe de laboratorio
Aditivos Químicos	Ensayos de desempeño y calidad	Ficha técnica del fabricante	ASTM C 494 / C 260	1 de Aceptación y C/6 meses o duda	Rg 0740 003	Laboratorio externo independiente	X		Aceptado	Jefe de laboratorio
Acero de refuerzo	Muestreo	ASTM A 706	PO A definir	Cada lote	Rg 0740 004 Rg 0740 011 (transporte)	Laboratorio de acero	X		Aceptado	Jefe de laboratorio
	Esfuerzo último a la Tracción, esfuerzo máximo de fluencia y porcentaje de elongación		ASTM A 370	1 varilla por diámetro de cada lote	Rg 0740 005 Rg 0740 012	Laboratorio de acero y Laboratorio del Fabricante	X		Aceptado	Jefe de laboratorio
	Ensayo de Doblado		ASTM A 370	1 varilla por diámetro de cada lote			X		Aceptado	Jefe de laboratorio
	Características geométricas		ASTM A 370,	1 varilla por diámetro de cada lote			X		Aceptado	Jefe de laboratorio
	Análisis Químico		ASTM A 706	1% de C/Lote			X		Aceptado	Jefe de Laboratorio
ENSAYOS DE RESISTENCIA GROUT										
Ensayos de resistencia grout	Consistencia Expansión y sangrado Relación del agua Contenido de aire Masa Unitaria Fraguada inicial y final	ASTM C 938-02	ASTM C 939-02 ASTM C 940-R03 ASTM C 941-02 ASTM C 185-99 ASTM C 185-99 ASTM C 953	1 vez por bachada	Rg 0740 007	Laboratorio de concretos y material pétreo	X		Aceptado	Jefe de Laboratorio
	Determinación esfuerzo a compresión probetas		ASTM C 109-02	3 muestras a 7 días y 3 a 28 días,			X		N/A	
PROCESOS										
Topografía	Localización	Diseño	Definir la ubicación de la estructura, líneas y niveles	Previo inicio de la construcción	A definir con Topografía (liberación)	Subcontratista y Topógrafos	X		Liberado	Representante Subcontratista y de / Jefe de Supervisión
Sistema de estabilización de taludes	Chequear tolerancias para espaciamiento e inclinación de clavos	Verificación en sitio	POxxxx	En todos	xxxx	Subcontratistas	X		Liberado	Jefe Superior, Ingeniero de Campo
	Ensayo de tracción		N/A			Subcontratista	X		Liberado	Representante Subcontratista /Ingeniero de Campo

4. ANÁLISIS DE COSTOS ESTIMADOS

N° SISTEMA DE ESTABILIDAD DE TALUD - SOIL NAILING									
					<p>La Estabilización con claveteado comprende: Conformación del talud (desbroce y limpieza), perforación acrobatica, colocación de pernos de anclaje, inyección de mortero grout, colocación de recubrimiento (hormigón lanzado, malla hexagonal, biomanta), placas y tensionado con torcómetro.</p>				
ITEM	COMPONENTES DEL SISTEMA	REND. (Unid/hora)	HORAS-HOMBRE: K (hora/unid)	Unid.	COSTOS 2011				
					MAT.	M.O	EQUIP.	TOTAL	TOTAL O&P
1	Desbroce y limpieza	1	1.00	m2	0	1.275	0.08	1.36	1.69
2	Perforación acrobatica	1	1.00	m	3.09	6.25	30.00	39.34	49.18
3	Sum y Colc pernos de anclaje L: 6.0m	30	0.03	Unid.	66	5.96	0.03	71.99	89.99
4	Sum y Coloc. Mortero grout	100	0.01	Kg	16.7	0.97	1.50	19.17	23.96
Recubrimiento:									
5	Hormigón lanzado e:8cm	30	0.03	m2	12	4.95	12.00	28.95	36.19
6	Malla hexagonal	135	0.01	m2	8.7	4.95	0.03	13.68	17.10
7	Biomanta control de erosión	140	0.01	m2	5.5	4.95	0.03	10.48	13.10
8	Pretensionado de pernos	5	0.20	u		4.95	4.00	8.95	11.19
9	Sist. Seguridad Líneas de vida (vert. y horz)	15	0.07	m	2.08	5.96	0.08	8.12	10.15

N° SISTEMA DE ESTABILIDAD DE TALUD - MUROS COLGADOS									
					<p>El proceso constructivo se ejecuta de arriba hacia abajo y comprende: excavación, perforación mecánica, colocación de la varilla de anclaje, inyección de mortero grout, estabilización del corte vertical con mortero lanzado, preparación del muro (encofrado, acero de refuerzo y hormigonado estructural). El procedimiento continúa con los niveles subsiguientes.</p>				
ITEM	COMPONENTES DEL SISTEMA	REND. (Unid/hora)	HORAS-HOMBRE: K (hora/unid)	UNID.	COSTOS 2011				
					MAT.	M.O	EQUIP.	TOTAL	TOTAL O&P
1	Excavadora frontal	220	0.005	m3		0.97	6.53	7.50	9.38
2	Perforación mecánica	1	1.000	m	3.09	6.25	30.00	39.34	49.18
3	Sum y Colc pernos de anclaje L: 6.0m	30	0.033	Unid.	66.00	5.96	0.03	71.99	89.99
4	Sum y Coloc. Mortero grout	100	0.010	Kg	16.70	0.97	1.50	19.17	23.96
5	Hormigón lanzado e:5cm	35	0.029	m2	9.00	4.95	12.00	25.95	32.44
6	Encofrado para muros	1	1.000	m2	14.68	4.23	0.21	19.12	23.90
7	Acero de refuerzo	30	0.033	Kg	1.30	0.14	0.02	1.46	1.83
8	Hormigón premezclado f'c: 210 kg/cm2	1	1.000	m3	90.17	29.67	6.24	126.08	157.60
9	Tensionado de pernos	5	0.200	u		4.95	4.00	8.95	11.19

5. APLICACIÓN PRÁCTICA

5.1 Introducción

4.1.1. Antecedentes

Idrobo y Asociados, como parte de su contrato suscrito con Ministerio de Transporte y Obras Públicas del Ecuador, ha contratado con Geosuelos Cia Ltda. la ejecución de los estudios geotécnicos-geofísicos en tramos de la carretera Loja Zamora para el diseño de la estabilización de taludes de corte.

Uno de los sitios elegidos para llevar a cabo este análisis es el ubicado en el tramo 17+950 - 18+450 que presenta una altura de 86.70m aproximadamente y donde prevalece depósitos tipo coluviales con bloques de tamaño de hasta 2m y rocas volcánicas meteorizadas.

4.1.2. Objetivos

El estudio tiene como objetivos específicos los siguientes:

- Determinar la naturaleza del subsuelo, condiciones físicas, propiedades índice y mecánicas del subsuelo por medio de ensayos de campo y laboratorio de los materiales encontrados y recuperados durante la ejecución de los sondeos mecánicos ejecutados.
- Identificar las eventuales variaciones litológicas de los estratos presentes en el sector mediante investigaciones geofísicas tendientes a determinar velocidades sísmicas a fin de obtener perfiles sísmicos representativos.
- Determinar los posibles espesores de los materiales deslizantes y superficies de falla en base a velocidades sísmicas obtenidas de la investigación geofísica.
- Evaluar el contenido de agua de los diferentes estratos investigados mediante la ejecución de resistividad eléctrica.

- Analizar la estabilidad global del talud en base a las condiciones topográficas actuales y el diseño vial vertical existente para el proyecto, a fin de conocer el factor de seguridad al deslizamiento.
- Emitir conclusiones y recomendaciones respecto al tipo de obras de protección necesarios a fin de ayudar a la estabilidad de los taludes.

4.1.3. Trabajos realizados

El estudio geofísico-geotécnico comprendió dos fases: Una de campo y otra de oficina. En oficina se efectuó la recopilación de la información geológica y topográfica del proyecto en referencia; la localización de las líneas sísmicas, sondajes eléctricos y sondeos mecánicos, tanto en planta como en perfil de los sectores previamente seleccionados para la investigación; redacción de la memoria técnica y dibujo de mapas, planos, cuadros, que forman parte de este informe.

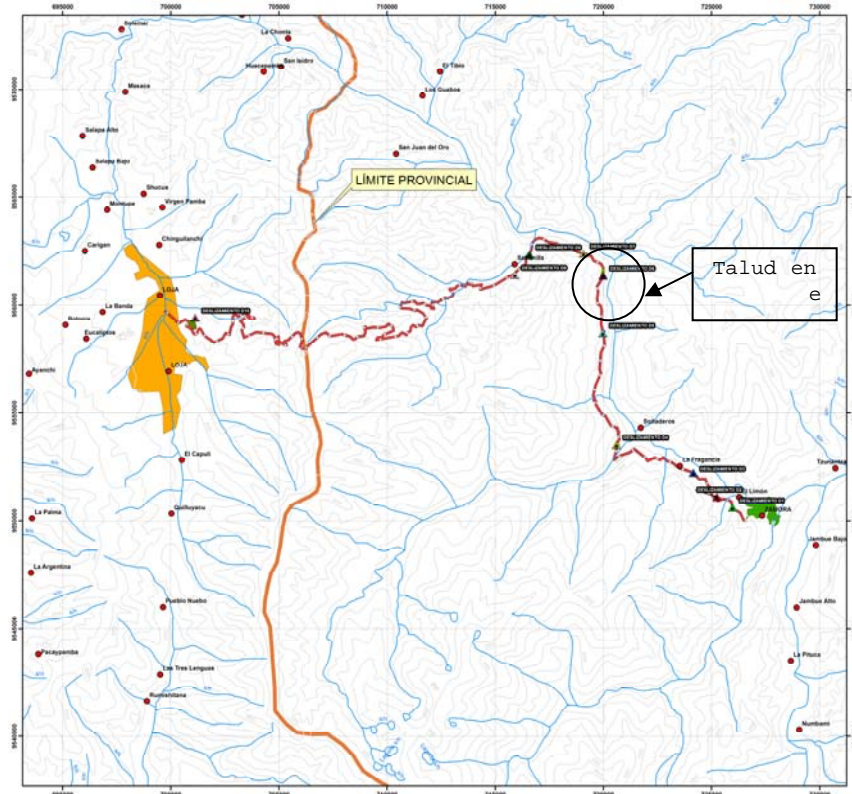
En el campo se identificó los sitios elegidos en oficina y se procedió a distribuir la investigación en cada sitio a fin de obtener los datos de cada tramo en estudio, con el empleo de los respectivos equipos, así como también se correlacionó con el levantamiento geológico realizado previamente, el cual sirve de gran ayuda en la interpretación.

5.2 Generalidades

4.2.1. Ubicación

La Carretera Loja - Zamora, se encuentra en la zona sur oriental del Ecuador y cubre una longitud total aproximada de 57 km.

La localización geográfica de la carretera así como de los sitios de deslizamiento analizados en el presente informe se puede ver en el siguiente gráfico:



5.3 Geofísica

Para las investigaciones geofísicas, se emplearon los métodos de: Sísmica de refracción y Resistividad eléctrica, de los cuales a continuación se da una explicación y se indican los resultados correspondientes.

4.3.1. Fundamentos Teóricos

Sísmica de Refracción:

Las ondas elásticas generadas en superficie (ya sea por una explosión o por caída de pesos), producen ondas “P” o primarias, ondas “S” o secundarias y ondas superficiales; en la interpretación por el método de Sísmica de Refracción se utilizan estos tipos de ondas pero principalmente las ondas “P”.

Para el caso de la interpretación geofísica se acepta que la onda generada externamente que viaja por un determinado medio, es refractada por la frontera entre dos capas diferentes, debiéndose cumplir siempre que la velocidad de la capa superior o 1(V1), es menor que la velocidad de la capa inferior o 2 (V2). En caso contrario el método requiere de técnicas especiales de interpretación.

El instrumento con el cual se toma los datos es un sismógrafo acoplado a geófonos y en el presente caso se empleó uno de marca GEOMETRICS modelo ES 3000 con posibilidad de medir hasta 16 llegadas del frente de onda simultáneamente.

En este tipo de investigaciones, el método de sísmica de refracción es el adecuado para alcanzar resultados que nos permitan conocer mejor la realidad litológica subsuperficial de las diferentes masas de suelo que conforman el talud en análisis.

Resistividad eléctrica:

Este método de investigación subsuperficial se basa en la variación de la resistividad eléctrica de las capas subyacentes y ésta es una propiedad física que caracteriza a los materiales, como su densidad o susceptibilidad magnética; debido a esto, el poder medir la resistividad de los materiales en su estado natural permite diferenciar un material de otro.

El fundamento teórico de la resistividad eléctrica es el de crear un campo eléctrico artificial en el terreno, mediante la emisión de una corriente alterna o continua a través de dos electrodos de corriente denominados A y B, midiendo posteriormente la diferencia de potencial creada en el campo eléctrico por medio de dos electrodos de potencial denominados M y N.

El sondeo eléctrico vertical (SEV), es un método que sirve para recibir información sobre el cambio en forma vertical de la conductividad o su inversa (resistividad eléctrica) correlacionable con el cambio de algunas propiedades físicas de los materiales de subsuperficie como su mineralogía, estado de saturación, transmisibilidad hidráulica, salinidad de las aguas freáticas, etc.

El arreglo empleado en la realización de los SEV es el tipo Schlumberger, en el cual la distancia entre los electrodos AM y NB son iguales y MN menos a 1/3 de AB. Todos los electrodos se encuentran en la misma línea y la resistividad aparente se calcula mediante la fórmula:

$$Rho(a) = K \cdot \Delta V / I$$

Donde:

Rho (a) = Resistividad aparente

K = Coeficiente del dispositivo Schlumberger

ΔV = Diferencia de Potencial

I = Intensidad de corriente eléctrica

La unidad de medida de la resistividad eléctrica es: ohm – m (Ω –m).

Los Sondeos Eléctricos Verticales SEV, fueron ejecutados como ya se indicó con el método Schlumberger, el cual mantiene una configuración simétrica y lineal, emplea dos electrodos de emisión de corriente (AB) y dos electrodos para recepción o lectura de la diferencia de potencial (MN).

El equipo utilizado para llevar a cabo estos trabajos es un resistivímetro marca AGI, modelo MINISTING que cuenta con todos sus accesorios correspondientes para llevar a cabo la investigación.

4.3.2. Cantidad y ubicación de las investigaciones geofísicas

Para obtener una información de las características litológicas de los perfiles transversales tipo, se realizaron 4 bases sísmicas y cuatro (4) sondajes eléctricos cuyo detalle se encuentran descritos en el Cuadro N° 1.

CUADRO N°1: CANTIDAD Y UBICACIÓN DE LÍNEAS SÍSMICAS Y SEV

TALUD N°	TRAMOS REPRESENTATIVOS	NOMBRE DEL PERFIL	FORMACIÓN GEOLÓGICA	LONGITUD	No. ENSAYOS SEV	ABSCISA DEL PERFIL SÍSMICO
D6	17+950 – 18+450 TI	LS-01	Grupo Zamora	90m	4	18+157
		LS-02		98m		
		LS-03		98m		
		LS-04		150m		

En el Anexo No. 1.6 se indican las ubicaciones de las investigaciones geofísicas.

4.3.3. Metodología de campo

- *Sísmica de Refracción:*

En el siguiente cuadro, se detalla el método de operación sísmica de campo:

CUADRO N°2: MÉTODO DE OPERACIÓN SÍSMICA DE CAMPO

ITEM	DESCRIPCIÓN	CONDICIÓN
Punto de recepción	Intervalo de Geófonos	Variable
	Tipo de Geófonos	Verticales 14 Hz
	Condición	Fijados al terreno
Punto de dispar	Fuente de energía	Dinamita Explogel III
	Fulminante	Eléctrico instantáneo
	Intervalo	Variable
Mediciones	Longitud de la base sísmica	Variable
	Número de disparos por base	Variable
	Filtros	No se utilizaron

- *Resistividad Eléctrica:*

El trabajo de campo se lo realiza de la siguiente manera: Una vez ubicado el sondeo, se procedió a la medición de las aberturas de los electrodos de lectura M y N en distancias previamente establecidas y luego se localizó los de corriente A y B de acuerdo a la distribución de electrodos elegida; a una orden del operador, se abrieron los electrodos de corriente para una misma separación de electrodos de potencial hasta que la operación de los valores leídos en el aparato sean mínimos o alcancen la precisión de medida del aparato; en este punto se incrementa la distancia entre M y N, manteniéndose la misma abertura entre A y B y así hasta la culminación de la investigación en función de la profundidad y detalles requeridos.

En el anexo No.2.5 del presente informe se presenta un registro fotográfico de los trabajos efectuados.

4.3.4. Interpretación

- *Sísmica de Refracción:*

Ondas Longitudinales o Primarias

La interpretación de los datos de campo se la realizó en dos etapas; la preliminar, en la que se determinó la correlación de las fases de las ondas y se midió el tiempo que tardaron en llegar las primeras señales de la onda sísmica a los geófonos o detectores desde el momento de la explosión, con estos datos se construyeron los diagramas de “Distancia -Tiempo”, también conocidos como “DROMOCRONAS”

En la etapa definitiva se ejecutaron los cálculos tendientes a conocer las velocidades longitudinales de las capas, para con este parámetro determinar los espesores de las diferentes fronteras sísmicas.

El cálculo de velocidades de las diferentes capas se lo realizó utilizando el método ABEM y plus-minus (más-menos), el cálculo y determinación de las profundidades de los diferentes estratos mediante el método del tiempo de retardo.

En el caso que nos ocupa se utilizaron procedimientos de interpretación asistido por computación y el software SeisImager.

Ondas Transversales o Secundarias

Las ondas transversales se generan simultáneamente que las ondas primarias durante la ejecución de las mediciones de campo. Estas son registradas por los geófonos verticales simultáneamente con las ondas P.

Para poder diferenciar las ondas S y las ondas P medidas en campo, se han desarrollado varias metodologías que varían desde una simple inspección visual de los sismogramas para determinar la pendiente de llegada de las ondas S hasta algoritmos mucho más completos como son el SASW (Análisis Espectral de Ondas de Superficie, Nazarian and Stokoe, 1984) y más recientemente el método MASW (Análisis Multicanal de Ondas de Superficie, Park et al., 1999).

El método utilizado en el presente proyecto está basado en el Análisis Multicanal de Ondas de

Superficie. Este método, desarrollado por los investigadores de la Universidad de Kansas, se incluye en paquetes informáticos que interactúan directamente con la información obtenida en campo. En el presente proyecto se utilizó el programa Seisimager/SW de Geometrics.

El método consiste en la inversión de las velocidades de onda S mediante el análisis de la dispersión de las ondas de superficie. Esto se debe a que éstas cuentan con un 98% de componente de onda S y menos del 2% de onda P. Las ondas de superficie tienen una velocidad de fase de significativamente menor mientras la frecuencia de las mismas aumenta. Por esto, la dispersión de la onda de superficie (o Rayleigh) ocurre por lo general entre 5Hz y 30Hz. Una vez que la onda de superficie ha sido correctamente identificada en el gráfico de velocidad de fase en el dominio de frecuencia (curva de dispersión), se procede a la inversión de la curva de dispersión. Para esto el programa utiliza una comprobación de RMSE (raíz del error cuadrado medio) para optimizar el modelo hasta lograr resultados satisfactorios.

En base al modelo de ondas de superficie obtenido se puede elaborar el perfil de velocidades transversales, y agruparlas tomando en cuenta las consideraciones de la inversión realizada para las velocidades P.

En el anexo No. 2.1 se puede observar los reportes de los trabajos de interpretación de los ensayos.

- *Resistividad Eléctrica:*

A partir de los datos de campo se elaboran las curvas del SEV en papel bilogarítmico de base 62.5 mm, además, se compara las curvas de campo con curvas patrón, obteniéndose la profundidad de las fronteras eléctricas y los valores de resistividad verdadera.

Esta interpretación preliminar nos proporciona un modelo el cual lo utilizamos para iniciar el tratamiento automático o computarizado que logra ajustar lo más posible la curva teórica a la de campo lográndose la mejor representación posible.

Muchos de los minerales que conforman las rocas son prácticamente aislantes, de tal manera que la resistividad de las rocas, y suelos son determinados por el contenido de los minerales conductivos y por el de agua más o menos mineralizada contenida en los poros e intersticios, muchas veces sucede que este es el factor dominante y la resistividad está dada únicamente por el contenido de agua.

Como uno de los objetivos de este reporte, es realizar una evaluación del contenido de humedad de los materiales presentes que serán afectados por el movimiento de tierras (cortes) y debido a que la resistividad de rocas y suelos varía dentro de rangos muy amplios, nos hemos impuesto de acuerdo a la información obtenida en el área, de las resistividades obtenidas en el campo, los siguientes rangos de resistividades que nos orientan a clasificar el contenido de humedad en los diferentes horizontes interpretados:

RESISTIVIDAD (Ohm-m)	CLASIFICACIÓN POR HUMEDAD	
0 – 10	muy mojado	Contiene agua suficiente para fluir como líquido del interior de los materiales
10 – 50	mojado	Contiene buena cantidad de agua que puede salir del material
50 – 100	húmedo	Contiene algo de agua pero no posee agua libre
Mayor 100	seco	Se refiere a que los materiales no contienen humedad

En el anexo No. 2.3 se puede observar los reportes de los trabajos de interpretación de los ensayos geoelectrónicos.

4.3.5. Equipos utilizados

- *Sísmica de Refracción:*

Las investigaciones se efectuaron utilizando un sismógrafo de refracción tipo: Geometrics, ES - 3000, de dieciséis canales; los datos se obtienen por lectura directa realizada en los sismogramas correspondientes, como también se emplearon sus respectivos accesorios de cables, geófonos, batería. En el Cuadro N°3 consta un detalle del equipo empleado:

CUADRO N°3: DETALLE DE EQUIPOS EMPLEADOS

NOMBRE	ESPECIFICACIÓN	FABRICANTE	CANTIDAD
Amplificador	Nº canales 16	GEOMETRICS	1
Tipo ES3000			1
Impresor	Incorporado		1
Geófonos	Verticales 14 Hz		16
Detonador	Gatillo sísmico		1
Cable geófonos	16 tomas c/10m		1
Registro digital			1
Batería	12 V		1
Equipo de comunicación		MOTOROLA	4

Resistividad eléctrica:

El equipo utilizado en este método de prospección geoelectrónica es:

CUADRO N°4: DETALLE DE EQUIPOS EMPLEADOS

NOMBRE	ESPECIFICACIÓN	FABRICANTE	CANTIDAD
Resistímetro	MINISTING	Advanced Geosys Inc.	1
Cables AB		Advanced Geosys Inc.	
Cables MN		Advanced Geosys Inc.	
Cables de conexión		Advanced Geosys Inc.	4 unidades
Electrodos de acero AB			2 unidades
Electrodos de acero MN			2 unidades
Herramientas, cargador de batería y repuestos			1 set

5.4 Resultados de las investigaciones geológico - geofísicas

En los tramos donde se efectuó el levantamiento geológico de superficie y la prospección geofísica de sísmica de refracción y resistividad eléctrica, se ha obtenido los siguientes resultados:

4.4.1. Características del talud

a.- Condiciones geométricas

- Ancho de la masa desplazada: 480 m
- Diferencia de altura corona a punta (m): 141m
- Longitud horizontal corona a punta (m): 51.3 m
- Pendiente de ladera en Pre Falla: 70°
- Pendiente de ladera en Post Falla: 60°
- Dirección del movimiento: 295°N

b.- Condiciones geológicas

Talud conformado por rocas metamórficas e intrusivas, coluviales con bloques de tamaño de hasta 2m de gneis y granito meta somático meteorizado.

La falla del talud se ha producido por procesos de meteorización, corte para la apertura de la vía y un mantenimiento deficiente en el sistema de drenaje.

El movimiento se encuentra estabilizado con un estilo único y su distribución se encuentra ensanchándose.

El material es de origen coluvial constituido por roca, suelos y detrito, estos distribuidos en bloques entre 1 a 2m de diámetro, cantos y arenas, y se encuentra ligeramente húmedo.

En el flanco derecho del talud se puede observar el macizo rocoso potente con un azimut de 260 y 85° de inclinación.

c.- Tipo de inestabilidad

En el flanco derecho presenta una inestabilidad el deslizamiento de tipo Flujo.

d.- Dimensionamiento

De los valores medidos en campo y de las observaciones realizadas se pueden definir los siguientes valores aproximados:

Volumen Inicial:	47,124 m ³
Volumen Desplazado:	115,200 m ³
Área Inicial:	45,000 m ²

e.- Interpretación sísmica.-

Para el sitio, tenemos la siguiente información:

CUADRO N°5: INTERPRETACIÓN DE INVESTIGACIÓN GEOFÍSICA

CAPA	VELOCIDAD SÍSMICA Vp (m/s)	VELOCIDAD SÍSMICA Vs (m/s)	RESISTIVIDAD ELECTRICA (ohm-m)	ESPEORES (m)	CONTENIDO DE HUMEDAD	TIPO DE MATERIAL ESTIMADO
1	351-551	175-180	650 - 1100	0.15 – 15.0	Seco	Material de cobertura
2	742-1289	435-620	1800 - 2000	0.20 – 20.0	Seco	Material coluvial, conformado por rocas metamórficas e intrusivas, detritos, matriz areno-limosa
3	2939-3618	1650	>3000	---	Seco	Roca volcánica meteorizada

Los resultados geológicos del Ítem 4, párrafos a, b, c y d fueron extraídos del informe geológico.

A continuación se da mayores detalles de cada una de las capas interpretadas:

CAPA SUPERFICIAL

Velocidad sísmica (Vp): 351 - 551 m/s

Velocidad sísmica (Vs): 175 - 180 m/s

Resistividad eléctrica: 650 - 1100 (ohm-m)

Corresponde a la capa vegetal conformada por arena limosa con gravilla \varnothing 2.0 - 3.0cm, color café claro, en la línea LS-01 posee una potencia variable desde 2.00 a 7.50m, la zona más delgada se ubica ubicada en la parte superior del perfil y la más potente en la zona de colinda con la vía, la forma que presenta es regular a lo largo de la capa.

En la LS-02 posee un espesor variable entre los 0.50m y 12.00m, presentándose la zona más potente en la parte superior del talud, disminuyendo hasta casi desaparecer en la parte baja del talud, donde

colinda con la vía actual, su forma es muy regular en toda la longitud de la línea sísmica.

En la línea sísmica LS-03 posee una potencia casi constante de 11.00m a lo largo de toda la línea sísmica.

En la línea sísmica LS-04 posee una potencia casi constante de 10.00m a lo largo de toda la línea sísmica.

De la investigación geoelectrica se encontró estratos secos, sin presencia de agua en la masa del suelo.

SEGUNDA CAPA

Velocidad sísmica (Vp):	742-1289 m/s
Velocidad sísmica (Vs):	435-620 m/s
Resistividad eléctrica:	1800 - 2000 (ohm-m)

Corresponde a depósitos coluviales, conformado por rocas metamórficas e intrusivas, detritos, matriz areno-limosa, en la línea LS-01 posee una potencia variable desde 0.00 a 20.0m, la zona más delgada se ubica en la parte baja del talud que colinda con la vía existente y la zona más potente entre las abscisas 30 y 70, es decir, en el cuerpo del talud, la forma que presenta es ondulada.

En la LS-02 esta capa posee una forma casi regular con una potencia variable entre 2.50m y 24.00m, los estratos más delgados se ubican entre las abscisas 60 y 95, y el más potente en la parte baja del talud.

En el perfil sísmico LS-03 posee una potencia casi constante de 19.00m a lo largo del talud, con una forma muy regular.

En la LS-04 aparece esta capa con una profundidad variable entre 10.00m y 18.00m, la zona más potente se ubica entre las abscisas 80 a 150 y la zona menos potente entre las abscisas 0.00 y 40.0, posee una forma bastante regular.

De la investigación geoelectrica se encontró estratos secos, sin presencia de agua en la masa del suelo.

TERCERA CAPA

Velocidad sísmica (V_p): 2939-3618 m/s

Velocidad sísmica (V_s): 1650 m/s

Resistividad eléctrica: >3000 (ohm-m)

Se trata de roca volcánica meteorizada, esta capa se extiende hasta la profundidad investigada.

De la investigación geoelectrica se encontró estratos muy resistentes y secos hasta la profundidad investigada.

5.5 Investigación Geotécnica

4.5.1. Trabajos de campo

Con el propósito de conocer las características del subsuelo del sector, se realizaron dos (2) sondeos mecánicos hasta distintas profundidades, con recuperación de muestras alteradas. En la siguiente tabla se indica la profundidad alcanzada en cada sondeo:

Profundidad de los sondeos

SONDEO	PROFUNDIDAD	NIVEL FREÁTICO
LZ-17 P-1	15.00	No se detecto
LZ-17 P-2	18.00	No se detecto

En el anexo No. 1.6 del presente informe, se muestra la ubicación de sondeos.

Los sondeos se realizaron con una máquina perforadora marca SONDE-Q modelo SS21. (Ver fotografías del Anexo N°1.1 del presente informe).

La profundidad de los sondeos fue medida desde el perfil natural del terreno.

Durante el avance de los sondeos se realizaron pruebas de penetración estándar SPT de acuerdo con la norma ASTM D-1586. Los resultados obtenidos de estas pruebas se indican en los registros de perforación adjuntos en el Anexo No. 1.2.

Las muestras fueron clasificadas en sitio por el Ingeniero Jefe de Campo, mediante el método de Clasificación Manual Visual propuesto por el SUCS.

Adicionalmente se obtuvieron muestras inalteradas, mediante la extracción de bloques del sector próximo donde se realizaron cada una de las perforaciones.

Con el fin de implementar un programa de monitoreo de las deformaciones y desplazamientos horizontales que podrían con el tiempo llegar a afectar la funcionalidad del vía. Este programa incluye la instalación de inclinómetros ubicados en los sitios donde se realizaron las perforaciones mecánicas, con ello detectar posible inestabilidades en el talud y así poder tomar acciones preventivas que sean rápidas y eficaces.

La tubería de los inclinómetros se instaló con un empotramiento apropiado en el estrato rocoso, en el cual no se esperan movimientos en la base del inclinómetro instalado.

Una vez terminadas las labores de perforación, se procedió a instalar la tubería de los inclinómetros y posteriormente se colocó la tapa metálica empotrada en una base hormigonada.

4.5.2. Trabajos de Laboratorio

Con las muestras alteradas recuperadas durante el avance de los sondeos se realizaron ensayos de laboratorio consistentes en:

- | | | |
|---|--------------------------|-------------|
| - | Contenido de humedad | ASTM D-2216 |
| - | Granulometría por lavado | ASTM D-422 |
| - | Límites de Atterberg | ASTM D-4318 |

Los resultados obtenidos en estos ensayos, sirvieron para clasificar a los suelos de acuerdo al Sistema Unificado SUCS, lo cual permitió conocer la secuencia estratigráfica del subsuelo.

Los ensayos se llevaron a cabo de acuerdo con los procesos y normas vigentes especificadas por el INEN y ASTM.

Con las muestras inalteradas se realizaron ensayos de compresión triaxial UU, con el fin de determinar las características geomecánicas del material encontrado.

En el Anexo No. 1.5 se presentan los reportes de los ensayos de laboratorio.

4.5.3. Características del terreno

Las observaciones realizadas durante los trabajos de campo, las muestras recuperadas durante la ejecución de los sondeos y de la interpretación del estudio geofísico, permiten definir perfiles geotécnicos y propiedades geomecánicas del subsuelo.

Las características predominantes de los diferentes tipos de suelos presentes en el sitio se detallan a continuación:

- La capa superficial es un relleno con profundidad máxima de 1.80m, conformada por limo arenoso, de color café amarillento con grumos blancos, muy húmedo.
- Depósitos coluviales, conformado por bloques de hasta 10cm, color amarilla, completamente meteorizada, extremadamente fracturada con óxidos ferrosos, matriz limo arenoso, de color café amarillento con grumos blancos. Consistencia muy firme.
- Depósitos coluviales conformada por bloques de hasta 10cm, color amarilla, completamente meteorizada, extremadamente fracturada con óxidos ferrosos, matriz arena pobremente gradada con grava $\varnothing=2.5\text{cm}$, color café amarillento, presencia de oxidaciones y grumos blancos. Compacidad relativa muy densa.
- Roca color crema, muy fracturada, planos de diaclasamiento 45° , altamente meteorizado, presencia de carbonatos de calcio y oxidaciones.

Cabe mencionar que no se detectó la presencia de nivel freático durante la ejecución de los sondeos hasta la profundidad investigada.

4.5.4. Características del geomecánicas de los materiales

De los ensayos de compresión triaxial UU, se han logrado determinar las características geomecánicas de los materiales recuperados mediante muestras inalteradas, cuyos valores son:

CUADRO N°6: PARÁMETROS ÍNDICE MECÁNICOS

Muestra	Prof. (m)	Peso Unitario (g/cm ³)	Angulo de fricción (°)	Cohesión (kPa)
LZ17 P-1	1.50	1.68	21.5	31.49
LZ17 P-2	1.50	1.70	20.0	24.83

4.5.5. Análisis de capacidad de carga

4.5.5.1. Capacidad de carga por asentamientos elásticos

En base a los valores "N" obtenidos en el ensayo SPT, y recurriendo a ecuaciones puede calcularse la capacidad de carga para asentamientos elásticos máximos permisibles de 2.5 cm, utilizando expresiones propuestas por Meyerhof.

Los resultados obtenidos se presentan de forma tabulada en el Anexo N° 1.3 y se muestran en resumen en la siguiente tabla:

Capacidades de carga por asentamientos elásticos inmediatos en función del N del SPT

PROF. (m)	P-1 qa (t/m ²)	P-2 qa (t/m ²)
0.00	12.05	41.62
1.00	65.61	19.44
2.00	98.52	31.37
3.00	96.25	81.04
4.00	90.60	81.82
5.00	88.09	61.76
6.00	82.05	30.17
7.00	65.69	24.82
8.00		

5.6 Análisis de Estabilidad y Diseño de taludes

4.6.1. Elaboración de modelos

Con el fin de analizar la estabilidad del talud se procedió a elaborar modelos tomando en cuenta las condiciones topográficas actuales y en base a los parámetros geomecánicos de resistencia al corte de los suelos. Estos modelos se elaboraron utilizando la topografía disponible del sitio, así como los resultados de las investigaciones geológicas, geofísicas, geotécnicas y de laboratorio. Los modelos se prepararon y analizaron en base a programas computacionales de análisis en base a los elementos finitos.

Para el presente caso se elaboró dos modelos en base a los perfiles transversales con respecto a los ejes de la vía, en las abscisas 18+156 (Corte A-A') y 18+345 (Corte B-B'), los que se indican en los planos y detalles adjuntos en el Anexo No. 1.4.

4.6.2. Selección de los Parámetros de Cálculo

Además de la geometría del talud, tres parámetros influyen en el análisis: los valores de resistencia al corte de los materiales, las condiciones del agua subterránea, y el coeficiente de aceleración sísmica utilizada en el análisis pseudoestático. A continuación se presenta un breve comentario de los criterios utilizados para seleccionar cada uno de los parámetros de cálculo.

a) *Resistencia al Esfuerzo Cortante*

El análisis pseudoestático no considera pérdida de resistencia al corte debido al incremento de presión hidrostática en el suelo a lo largo de la falla, que se estima provocarán las cargas de origen sísmico.

El análisis tiende a ser algo conservador cuando se trata de taludes con suelos en estado saturado y parcialmente saturados, sin embargo, cuando los suelos del talud se encuentran saturados o pueden llegar a saturarse en algún momento, se espera que la pérdida de resistencia al corte afecte la estabilidad del talud. Por lo expuesto, el análisis toma en cuenta esfuerzos totales.

Para los diferentes análisis se utilizaron valores de los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante, tales como ángulo de fricción y cohesión, obtenidos de la caracterización de los materiales y los resultados de la investigación realizada.

b) Aceleración Sísmica

En los análisis del presente estudio se considera la acción sísmica. Se adoptó un coeficiente de aceleración horizontal por sismo de 0.2g y un coeficiente vertical de 0.05g, para los cuales un factor de seguridad mayor a 1.0 puede considerarse aceptable.

c) Posición de la Superficie Piezométrica (agua subterránea)

Durante el análisis se debe tomar en cuenta la posición del agua subterránea, a fin de evaluar los efectos que esta provoca en la estabilidad de los taludes. En los modelos se debe ubicar la superficie piezométrica cuya profundidad es determinada durante las investigaciones de campo.

En el presente caso, en base a los resultados de los ensayos realizados, no se modeló presencia de nivel freático. Esto se confirma ya que no se aprecia ni afloramientos ni evidencias de acumulación de agua subterránea.

Adicionalmente la recomendación de obras de drenaje y subdrenaje ayudarán a evitar que el suelo llegue a estar sumergido evitando de este modo la pérdida de las propiedades de resistencia al corte de los suelos en esta condición.

4.6.3. Cálculo de los Factores de Seguridad

Utilizando software en base a elementos finitos se procedió con el análisis de la estabilidad del talud, en función de la geometría del sitio analizado, las condiciones de carga y las propiedades mecánicas de los suelos. El cálculo basado en la metodología de elementos finitos permite obtener por reducción de las condiciones de resistencia al corte del suelo el menor factor de seguridad para cada caso, asumiendo escenarios (modelos) en los cuales se toma en cuenta condiciones estáticas y pseudoestáticas con la aceleración del sismo.

Perfil Corte A-A' (ABS 18+156)

Se ha se realizado el modelado del talud en condiciones actuales, sin modificar su geometría, los resultados obtenidos fueron que el factor de seguridad al deslizamiento aceptables ante cargas estáticas es de $FS=1.30$ y del orden de $FS=>1.0$ para el caso de acción de cargas pseudoestáticas, de lo que se desprende que no es necesario modificar la geometría del talud para obtener mayor estabilidad del mismo. Con el fin de salvaguardar los efectos erosivos a los que está sometido el talud se instalaría una malla para este fin sujeta por medio de anclajes. El factor de seguridad modelado ante cargas sísmicas fue calculado con una aceleración $a_H=0.2g$.

Perfil Corte B-B' (ABS 18+3456)

Se ha se realizado el modelado del talud en condiciones actuales, sin modificar su geometría, los resultados obtenidos fueron que el factor de seguridad al deslizamiento aceptables ante cargas estáticas es de $FS=1.61$ y del orden de $FS=1.13$ para el caso de acción de cargas pseudoestáticas, de lo que se desprende que no es necesario modificar la geometría del talud para obtener mayor estabilidad del mismo, con el fin de salvaguardar la integridad del talud ante los efectos erosivos a los que está sometido, se instalaría una malla de acero para este fin sujeta por medio de clavos. El factor de seguridad modelado ante cargas sísmicas fue calculado con una aceleración $a_H=0.2g$.

En el Anexo No. 1.4 se presentan las memorias de cálculo de los factores de seguridad tomando en cuenta las propiedades de los suelos y la geometría recomendada para los taludes de corte.

5.7 Análisis Comparativo de Métodos Indirectos y Directos

Los contactos geológicos no necesariamente coinciden con los contactos sísmicos ya que los geofísicos identifican paquetes de comportamiento físicos similares.

En la naturaleza existe un cambio de velocidades y en la mayor parte de veces coincide con cambios geológicos, es decir en materiales más compactos la velocidad es lenta y en menos compactos la velocidad es alta.

Los sondeos en campo como método directo, evidencian el 100% de efectividad de las diferentes

capas de materiales adyacentes encontrados durante la investigación del subsuelo.

Para los sondeos efectuados en el presente trabajo, el porcentaje de efectividad de las fronteras sísmicas es del 80 % y en la respuesta geoelectrica la efectividad es de 40%.

En el Anexo No. 2.4 se presenta cuadro comparativo de métodos indirectos y directos para el presente trabajo.

5.8 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

4.8.1. Conclusiones

- El estudio geofísico fue desarrollado mediante la ejecución de 240 metros de tendido de sísmica de refracción distribuidos en 4 líneas sísmicas, además de 4 Sondeos Eléctricos Verticales (SEV).
- Del estudio con sísmica de refracción se identificaron las siguientes capas geofísicas:
 - Capa superficial, se trataría de la capa vegetal conformada por arena limosa y gravas, una potencia variable desde 0.00 a 15.00m, la forma de esta capa se presenta bastante regular a lo largo de la línea sísmica, con velocidades longitudinales (V_p) entre 351 - 551 m/s, velocidad cortante (V_s) de 175 a 180 m/s y resistividad eléctrica entre 650 a 1100 (ohm-m).
 - Segunda capa, se trataría de depósitos coluviales, conformados por arenas arcillosas con grava de grano medio, color café verdoso, muy húmeda, potencia variable entre 0.20 y 22.00m de espesor, la forma característica de esta capa se presenta ondulada, velocidad longitudinal (V_p) entre 742 a 1289 m/s, velocidad cortante (V_s) de 435 a 620 m/s y resistividad eléctrica entre 1800 a 2000 (ohm-m).
 - Tercera capa se trataría de depósitos coluviales, compuesto por material volcánico, presencia de minerales metálicos, cuarzos potásicos y biotitas, matriz arena arcillosa con

grava, la potencia de este estrato se extiende hasta la profundidad investiga, velocidad longitudinal (V_p) de 2939 - 3618 m/s, velocidad cortante (V_s) de 1650 m/s y resistividad eléctrica de 3000 (ohm-m).

- Los contactos geológicos no necesariamente coinciden con los contactos sísmicos ya que los geofísicos identifican paquetes de comportamiento físicos similares.
- Toda la información geofísica, han servido para observar la estratigrafía del talud adyacente al trazado vial actual, determinando los parámetros geotécnicos de cada capa litológica encontrada, los sondeos eléctricos verticales ayudaron a identificar la posible presencia de acuíferos, que para el presente caso no existen.
- En el estudio de las perforaciones mecánicas se encontró la siguientes características del subsuelo investigado, conformado por:
 - La capa superficial es un relleno con profundidad máxima de 1.80m, conformada por limo arenoso muy húmedo, del tipo ML.
 - Depósitos coluviales, conformado por bloques de hasta 10cm, color amarilla, matriz limo arenoso, de color café amarillento con grumos blancos.
 - Depósitos coluviales conformada por bloques de hasta 10cm, color amarilla, matriz arena pobremente gradada con grava $\phi=2.5$ cm, color café amarillento. Compacidad relativa muy densa.
 - Roca color crema, muy fracturada, planos de diaclasamiento 45° , altamente meteorizado, presencia de carbonatos de calcio y oxidaciones.
- No se detectó la presencia de nivel freático durante la ejecución de los sondeos hasta la profundidad investigada.
- En el presente talud se realizó el análisis en dos sectores del talud, el primero en la ABS 18+156 denominado como Perfil Corte A-A' y el segundo en la ABS 18+3456, denominado como Perfil Corte B-B'.

- El análisis de estabilidad del corte A-A' muestran que el talud en condiciones actuales se encuentra en condiciones estáticas estables ($FS=1.30$) y para condiciones pseudoestáticas ($FS \geq 1.00$).
- El análisis de estabilidad del corte B-B' muestran que el talud en condiciones actuales se encuentra en condiciones estáticas estables ($FS=1.61$) y para condiciones pseudoestáticas ($FS=1.13$). Con el fin de proteger la superficie del talud se colocaría un malla de acero sujeta con clavos.
- Con el fin de implementar un programa de monitoreo de las deformaciones y desplazamientos horizontales que podrían con el tiempo llegar a afectar la funcionalidad del vía, se realizó la instalación de dos inclinómetros ubicados cada uno en los sitios donde se realizaron las perforaciones mecánicas, con ello detectar posible inestabilidades en el talud y así poder tomar acciones preventivas que sean rápidas y eficaces, la tubería de los inclinómetros se instaló con un empotramiento apropiado en el estrato rocoso.
- Debido a que la gran parte de la investigación geotécnica fue realizada en materiales de tipo coluvial con tamaños de partículas del orden milimétrico en su mayoría, la determinación del parámetro RQD para este tipo de estratos no es aplicable o se puede definir como cero, ya que esta designación persigue dar una idea de la calidad de los estratos rocosos, calculándolo con la sumatoria de la longitud de los testigos extraídos con un tamaño mayor o igual a 10cm, versus la longitud de la maniobra en la que fueron extraídos, es por ello que en los estratos donde la litología del material permitió la determinación del RQD, fue reportado y calculado en campo, este valor se encuentra reflejado en los registros de perforación de cada pozo, tal como se muestra en el Anexo N° 1.2 del presente informe.

4.8.2. Recomendaciones

- Los materiales encontrados son susceptibles a procesos erosivos y a experimentar cambios en sus propiedades mecánicas por efectos de variaciones de humedad, razón por la cual es necesario realizar acciones complementarias mediante obras de drenaje superficial y obras de protección de superficies que permitan mantener la estabilidad del talud, como son cunetas de

coronación y en la vía, con el fin de interceptar las aguas provenientes de las escorrentías superficiales.

- La protección de la superficie Área 1 del talud se la realizará mediante la colocación de una malla de acero tipo Tecco sujeta por medio de clavos de acero hincados firmemente sobre el cuerpo del talud, los detalles constructivos se indican en el Anexo 1.6, del presente informe.
- La protección de la superficie Área 2 del talud se la realizará mediante la colocación de una malla contra erosión sujeta por medio de anclajes de acero D=25mm, los detalles constructivos se indican en el Anexo 1.6, del presente informe.
- Con el fin de continuar con el monitoreo del comportamiento del talud estabilizado se deberá seguir con las lecturas periódicas de la instrumentación geotécnica (inclinómetros) para observar el comportamiento que tendrían con el transcurso del tiempo.
- Las obras de drenaje son de especial importancia para complementar las obras de protección y estabilización, para el presente caso será En el anexo No. 1.6 se muestra el esquema de las obras de drenaje a implementarse, el dimensionamiento de las secciones deberá realizarlo el Especialista Hidráulico del proyecto.
- Durante la construcción de las obras en el talud se debe contar con asesoría geotécnica calificada que permita verificar las hipótesis usadas en el presente estudio y llevar a cabo acciones oportunas en cuanto a la estabilidad de taludes.
- Aunque en la ejecución de los sondeos mecánicos y geofísicos no se ha detectado la presencia de aguas subterráneas, en la topografía aparecen ojos de agua que deberán ser captados y conducidos, con el fin de que no afecte las condiciones geomecánicas de los suelos.

BIBLIOGRAFÍA

- Bowles, "Foundation análisis and desing", 5ª Ed. Mc Graw-Hill, 1997.
- Recomendaciones de Clouterre 1991 "French National Research Project on Soil Nailed Walls". English translation by the Federal Highway Administration.
- Rafael Colindres Selva, "Dinámica de Suelos y Estructuras Aplicadas a la Ingeniería Sísmica". Editorial Limusa, México 1983.
- Braja M. Das, "Principio de ingeniería de cimentaciones", 5ª. Ed. Thomson Editores S.A /Brooks/Cole 2004.
- Juárez Badillo, Alfonso Rico "Mecánica de Suelos". México, Limusa 2005.
- Manual de ingeniería de taludes, Instituto Geominero de España. 1ª Ed. 1987, 1ª Reimpresión 1991.
- Byrne, R.J., Cotton, D., Porterfield, J., Wolschlag, C., and Ueblacker, G. "Publication No. FHWA-SA-96-069R: Manual for Design and Construction Monitoring of Soil Nail Walls". (1998) FHWA, Washington D.C. Posted Electronically by FHWA.
- Yang H. Huang, University of Kentucky, "Stability Analysis of Earth Slopes". Copyright 1983 by Van Nostrand Reinhold Company Inc.
- Catálogo ANNY, "Tipos de Anclajes mecánicos y accesorios".
- Código Ecuatoriano de la Construcción, Parte 1, Capítulo 12, "Requisitos generales de diseño; Peligro Sísmico, Espectros de Diseño y Requisitos mínimos de cálculos para diseño sismoresistente".

- Dra. Anna Laura L; S Nunes COPPE – UFRJ, Dr. Alberto S.F y Sayao, PCU – RIO, Dr. Waldemar Hachich, USP, “Memoria Curso de Estabilidad de Taludes en Suelos y Rocas”. Universidad Católica del Ecuador – Guayaquil, Enero 2004.
- Jaime Suárez Díaz, “Deslizamientos y Estabilidad de Taludes en Zonas Tropicales”. Editor Ingeniería de Suelos Ltda. 1998.
- Aplicaciones Computacionales en Geotécnia de Carreteras, Seminario Técnico: Instituto Panamericano de Carreteras, marzo 2003. Quito – Ecuador.
- Carlos Lazarte, Víctor Elías, David Espinoza. Manual Técnico 2001-2002 de Ingeniería Geotécnica Circular No. 7 Muros Soil Nailing. Washington D.C, Estados Unidos de Norteamérica: FHWA Consultas Técnicas, 2003.
- Soil Strength and Slope Stability, J. Michael Duncan, Stephen G. Wright, Copyright 2005.
- USGS, Manual de Derrumbes: Una guía para entender todo sobre los derrumbes. Luynn M. Highland, Servicio Geológico de los Estados Unidos, Peter Bobrowsky, Servicio geológico de Canadá. Virginia 2008.
- Mejora de Suelos con la Técnica de Jet Grouting. Francisco J. Tsao Santín. Septiembre 2008. Escuela de Ingenieros de Caminos de la Universidad de Coruña.
- Tiebacks in Foundation Engineering and Construction, Harry Schnabel, Jr. Copyright 1982.
- Seminario Práctico de Plaxis. Ing. Dennis Waterman. Quito, Ecuador 2007
- Manual de referencia Plaxis, editado por R.B.J. Brinkgreve Delft University of Technology & PLAXIS b.v., Países Bajos
- ASTM C 109-02 “Standard Test Method for Compressive Strength of Hydraulic Cement Mortars (Using 2-in. or [50 mm] Cube Specimens)”, ASTM International.
- ASTM C 938-02 “Standard Practice for Proportioning Grout Mixtures for Preplaced- Aggregate Concrete”, ASTM International.
- ASTM C 939-02 “Standard Test Method for Flow of Grout for Preplaced-Aggregate Concrete (Flow Cone Method)”, ASTM International.
- ASTM C 940-R03 “Standard Test Method Expansion and Bleeding of Freshly Mixed Grout for Preplaced-Aggregate Concrete in the Laboratory”, ASTM International.

- ASTM C 941-02 “Standard Test Method for Water Retentivity of Grout Mixtures for Preplaced-Aggregate Concrete in the Laboratory”, ASTM International.
- ASTM C 942-R04 “Standard Test Method for Compressive Strength of Grout for Preplaced-Aggregate Concrete in the Laboratory”, ASTM International.
- ASTM C 943-02 “Standard Method for Making Test Cylinders for Determining Strength and Density of Preplaced-Aggregate Concrete in the Laboratory”, ASTM International.

ANEXOS

ANEXOS

Fotografías Investigación Geotécnica



FOTO No. 1.- Localización del sondeo LZ17-P1, tramo abs. 17+950 – 18+450



FOTO No. 2.- Abastecimiento de agua para perforación del sondeo LZ17-P1



FOTO No. 3.- Colocación de tubería inclinométrica sondeo LZ17-P1



FOTO No. 4.- Construcción de monumento, sondeo LZ17-P1



CAJA # 1
 sondeo LZ17-P1
 de: 0.00 m
 hasta: 3.00 m





CAJA # 2
 sondeo LZ17-P1
 de: 3.00 m
 hasta: 6.00 m





CAJA # 3
 sondeo LZ17-P1
 de: 6.00 m
 hasta: 9.00 m



CAJA # 4

sondeo LZ17-P1
de: 9.00 m
hasta: 12.00 m





CAJA # 5
 sondeo LZ17-P1
 de: 12.00 m
 hasta: 15.00 m





FOTO No. 1.- Localización del sondeo LZ17-P2, tramo abs. 17+950 – 18+450

FOTO No. 2.- Extracción de muestra inalterada tipo bloque. Sondeo LZ17-P2



FOTO No. 3.- Instalación de tubería inclinométrica en el sondeo LZ17-P2



CAJA # 1

sondeo LZ17-P2
 de: 0.00 m
 hasta: 3.00 m





CAJA # 2

sondeo LZ17-P2
de: 3.00 m
hasta: 6.00 m





CAJA # 3
 sondeo LZ17-P2
 de: 6.00 m
 hasta: 9.00 m





CAJA # 4

sondeo LZ17-P2
 de: 9.00 m
 hasta: 12.00 m





CAJA # 5

sondeo LZ17-P2
 de: 12.00 m
 hasta: 15.00 m





CAJA # 6
 sondeo LZ17-P2
 de: 15.00 m
 hasta: 18.00 m



Registros de Perforación



GEOSUELOS
CIA. LTDA. CONSULTORES

REGISTRO DE PERFORACIÓN
CARRETERA LOJA-EL TIRO- SAN FRANCISCO-ZAMORA / TRAMO II
IDROBO & ASOCIADOS
LOJA

HOJA 2 DE 2

SONDEO No.: LZ17-P-1
UBICACIÓN: TRAMO II (17+950-18+450)
DIAMETRO: NW = 76.2 mm
COORDENADAS:

REVESTIMIENTO NW: 14.00m

DIÁMETRO SONDEO: 3"
DIÁMETRO NÚCLEO: 2"

COTA: 1605.25 msnm

FECHA DE INICIO: 11 de Febrero de 2011
FECHA DE FINAL: 16 de Febrero de 2011

PROF COTA (m)	TIPO PERFOR	N.F	PERFIL	DESCRIPCIÓN	Recup (cm)	SPT N = GOL 30cm:	RQD	LÍMITES DE ATTERBERG			GRANULOMETRÍA			SUCS	
								W (%)	L.L. (%)	I.P.	G	S	F		
1595.25															
10.00	S			Arena limosa con gravilla ø 2.0 - 3.0cm, color café claro, dilatancia muy lenta, tenacidad ligera, resistencia seca media. Compacidad relativa suelta.	20	4	--								SM
11.00															
1594.25	S			Grava limosa con arena, color café claro.. Compacidad relativa densa.	15	5		20	-	NP	60	23	17		GM
12.00															
1593.25	S					20	7	--							
13.00															
1592.25	S			COLUVIAL Bloques de hasta 30 cm, color gris crema, con muestras de oxidación, medianamente meteorizada y abundantes minerales metalicos, matriz areno arcillosa, color café.	13,20	42									
14.00						20		40							
1591.25					20	--									SC
15.00															
1590.25				FIN DEL SONDEO											
16.00															
1589.25															
17.00															
1588.25															
18.00															
1587.25															
19.00															
1586.25															
20.00															

LEYENDA:

= Barril Simple

= SPT

=Revestimiento

= Barril Doble

= Nivel Freático

= Helicoidal



GEOSUELOS
CIA. LTDA. CONSULTORES

REGISTRO DE PERFORACIÓN
CARRETERA LOJA-EL TIRO- SAN FRANCISCO-ZAMORA / TRAMO II
IDROBO & ASOCIADOS
LOJA

HOJA 1 DE 2

SONDEO No.: LZ17-P-2
UBICACIÓN: TRAMO II (17+950-18+450)
DIAMETRO: NW = 76.2 mm
COORDENADAS:

REVESTIMIENTO NW: 5.70m

DIÁMETRO SONDEO: 3"
DIÁMETRO NÚCLEO: 2"

COTA: 1601.00 msnm

FECHA DE INICIO: 11 de Febrero de 2011
FECHA DE FINAL: 16 de Febrero de 2011

PROF COTA (m)	TIPO PERFOR	N.F	PERFIL	DESCRIPCIÓN	Recup(cm)	SPT N = GOL 30cm:	RQD	LÍMITES DE ATTERBERG			GRANULOMETRÍA			S U C S	
								W (%)	L.L. (%)	I.P.	G	S	F		
1601.00															
1.00															
1600.00	S			Limo Arenoso Ø 2.0 -3.0cm, color café, gris verdoso, dilatación lenta, tenacidad ligera, resistencia seca ligera. Consistencia variable entre muy firme y firme.	25	46									
2.00															
1599.00	S				25	16	--	29	-	NP	2	45	53	ML	
3.00															
1598.00	S				30	31									
4.00															
1597.00				COLUVIAL Bloques de hasta 30cm, muy fracturados y oxidados, presencia de minerales metálicos.	20	80									
5.00															
1596.00					10	--	15								
6.00															
1595.00					10	--									
7.00															
1594.00	S			COLUVIAL limosa con gravilla, color café, muy húmeda. Compacidad relativa densa a muy densa.	30	40		18	-	NP	1	67	31	SM	
8.00															
1593.00	S				30	31									
9.00															
1592.00	S				20	38									
10.00															

LEYENDA:

= Barril Simple

= SPT

= Revestimiento

= Barril Doble

= Nivel Freático

= Helicoidal



GEOSUELOS
CIA. LTDA. CONSULTORES

REGISTRO DE PERFORACIÓN
CARRETERA LOJA-EL TIRO- SAN FRANCISCO-ZAMORA / TRAMO II
IDROBO & ASOCIADOS
LOJA

HOJA 2 DE 2

SONDEO No.: LZ17-P-2
UBICACIÓN: TRAMO II (17+950-18+450)
DIAMETRO: NW = 76.2 mm
COORDENADAS:

REVESTIMIENTO NW: 5.70m

DIÁMETRO SONDEO: 3"
DIÁMETRO NÚCLEO: 2"

COTA: 1601.00 msnm

FECHA DE INICIO: 11 de Febrero de 2011
FECHA DE FINAL: 16 de Febrero de 2011

PROF COTA (m)	TIPO PERFOR	N.F	PERFIL	DESCRIPCIÓN	Recup(cm)	SPT N = GOL 30cm:	RQD	LÍMITES DE ATTERBERG			GRANULOMETRÍA			S U C S	
								W (%)	L.L. (%)	I.P.	G	S	F		
1591.00															
10.00	S				30	50									
11.00															
1590.00	S				30	90									
12.00															
1589.00	S			COLUVIAL limosa con gravilla, color café, muy húmeda. Compacidad relativa muy densa.	20	95	--								
13.00															
1588.00	S				20	100									
14.00															
1587.00	S				10	102		14	-	NP	13	53	34	SM	
15.00															
1586.00					10	--									
16.00															
1585.00				COLUVIAL Bloques color gris crema, de hasta 30cm, muy fracturados y oxidados, diaclasamientos 45°, presencia de minerales metalicos.	10	--	40								
17.00															
1584.00					10	--									
18.00															
1583.00				FIN DEL SONDEO											
19.00															
1582.00															
20.00															

LEYENDA:

= Barril Simple

= SPT

=Revestimiento

= Barril Doble

= Nivel Freático

= Helicoidal

Análisis de Capacidad de Carga



**ANÁLISIS DE LA CAPACIDAD DE CARGA
POR ASENTAMIENTOS EN FUNCION DE "N" (SPT)**

OBRA: CARRETERA LOJA-EL TIRO- SAN FRANCISCO-ZAMORA / TRAMO II
LOCALIZACIÓN: ABS: 17+950 - 18+450
FECHA: marzo-2011

SONDEO: LZ17- P1

$\gamma = 1.70 \text{ t/m}^3$

Nivel freático: m

Prof. (m)	N (SPT)	N' ₇₀	N N' ₅₅	zapatas y vigas		
				q _a (mey) (t/m ²) B= 2.00 m	q _a (mey) (t/m ²) B= 4.00 m	q _a (mey) (t/m ²) prom.
				0.00		
1.00	9	10.8	10.80	13.15	10.95	12.05
2.00	54	54.9	54.90	72.92	58.29	65.61
3.00	100	83.0	80.81	107.33	89.70	98.52
4.00	100	81.5	77.42	102.83	89.67	96.25
5.00	100	72.9	72.87	96.79	84.41	90.60
6.00	100	74.3	70.85	94.11	82.07	88.09
7.00	100	68.8	66.00	87.66	76.44	82.05
8.00	100	64.4	52.83	70.18	61.20	65.69
9.00	100	60.7	31.64	42.03	36.65	39.34
10.00	4	2.4	2.42	3.22	2.81	3.01
11.00	5	2.9	2.89	3.84	3.35	3.59
12.00	7	3.9	3.87	5.15	4.49	4.82
13.00	42	22.3	22.33	29.66	25.87	27.76
14.00	100	51.2	50.88	67.58	58.93	63.26
14.50	100	50.3	50.34	66.87	58.31	62.59

SONDEO: LZ17 - P2

$\gamma = 1.70 \text{ t/m}^3$

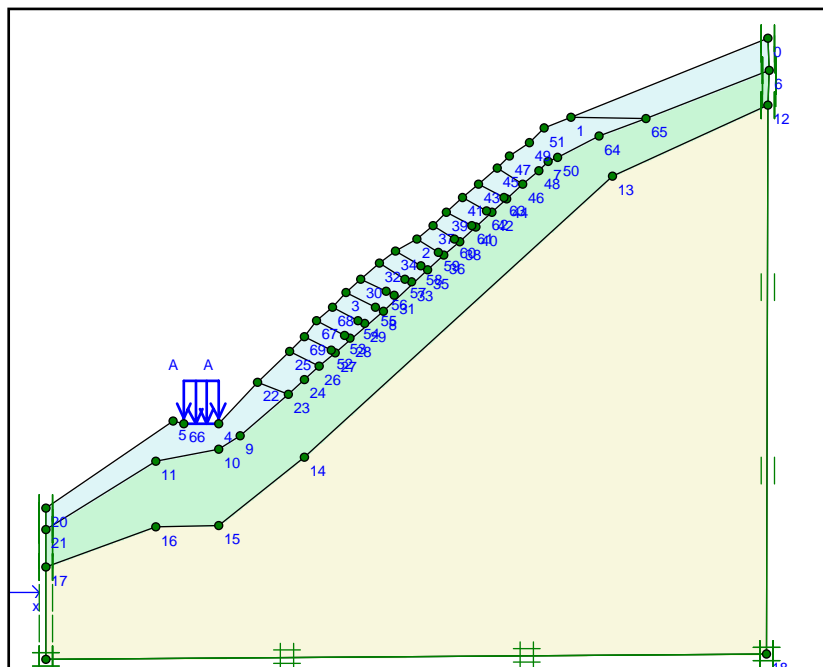
Nivel freático: m

Prof. (m)	N (SPT)	N' ₇₀	N (CORR)	zapatas y vigas		
				q _a (mey) (t/m ²) B= 2.00 m	q _a (mey) (t/m ²) B= 4.00 m	q _a (mey) (t/m ²) prom.
				0.00		
1.00	46	55.2	37.31	45.43	37.82	41.62
2.00	16	16.3	16.27	21.61	17.27	19.44
3.00	31	25.7	25.73	34.18	28.56	31.37
4.00	80	65.2	65.18	86.57	75.50	81.04
5.00	100	72.9	65.81	87.41	76.23	81.82
6.00	100	74.3	49.68	65.99	57.54	61.76
7.00	40	27.5	24.26	32.23	28.11	30.17
8.00	31	20.0	19.96	26.51	23.12	24.82
9.00	38	23.1	23.07	30.64	26.72	28.68
10.00	50	30.3	30.31	40.26	35.11	37.68
11.00	90	52.0	52.02	69.10	60.26	64.68
12.00	95	52.6	52.57	69.83	60.90	65.36
13.00	100	53.2	53.17	70.62	61.59	66.10
14.00	102	52.3	50.62	67.23	58.63	62.93
15.00	100	49.5	48.47	64.38	56.15	60.27
16.00	100	47.9	47.10	62.56	54.55	58.56
17.00	100	46.5	46.23	61.40	53.54	57.47
17.50	100	45.8	45.83	60.87	53.08	56.97




Análisis de Estabilidad de Taludes

ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES ABS 17+950 – 18+450 Corte A-A'

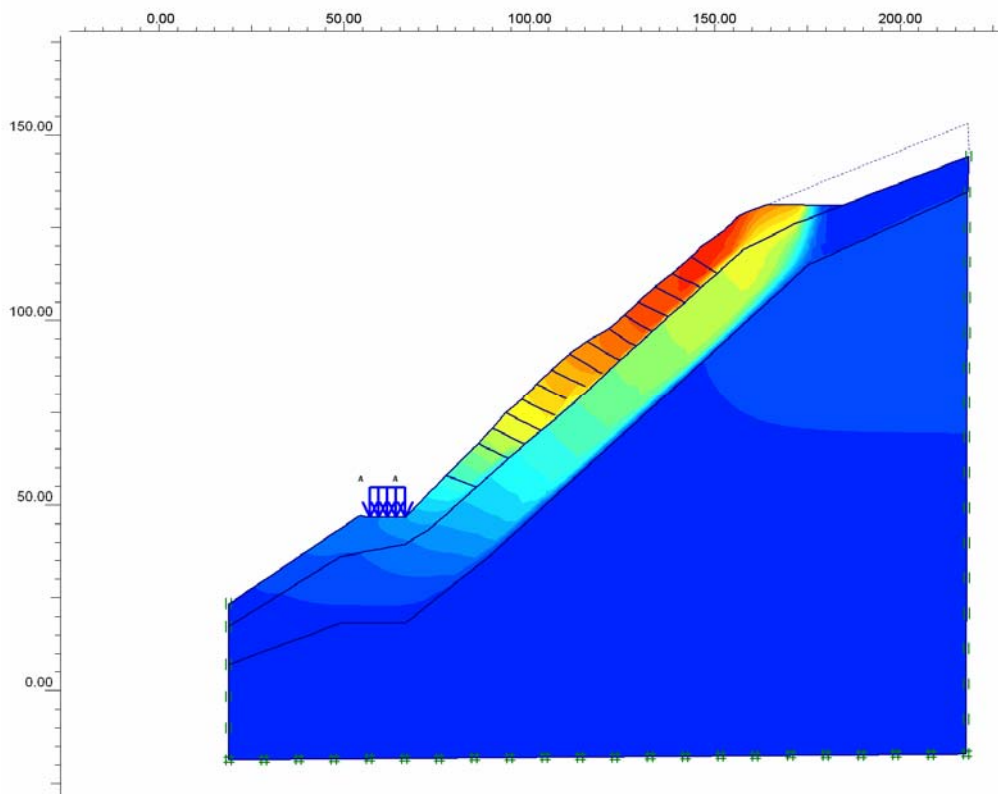
MODELO GEOTÉCNICO DE ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES



PERFIL GEOTECNICO

	
Suelos de Cobertura	Coluviales matriz arenosa
Vp = 400 m/s	Vp = 1150 m/s
$\gamma_{unsat} = 16.5 \text{ kN/m}^3$	$\gamma_{unsat} = 17.3 \text{ kN/m}^3$
$\gamma_{sat} = 18.0 \text{ kN/m}^3$	$\gamma_{sat} = 19.0 \text{ kN/m}^3$
E = 2.71E05 KN/m ²	E = 1.63E06 KN/m ²
c = 38 kN/m ²	c = 80 kN/m ²
$\phi = 36^\circ$	$\phi = 34^\circ$
	
Roca volcanica meteorizada	
Vp = 3444 m/s	
$\gamma_{unsat} = 21.1 \text{ kN/m}^3$	
$\gamma_{sat} = 23 \text{ kN/m}^3$	
E = 5,76E06 KN/m ²	
c = 200 kN/m ²	
$\phi = 40^\circ$	

CORRIDA METODO ELEMENTOS FINITOS



Factor de seguridad en condiciones estáticas = 1.30

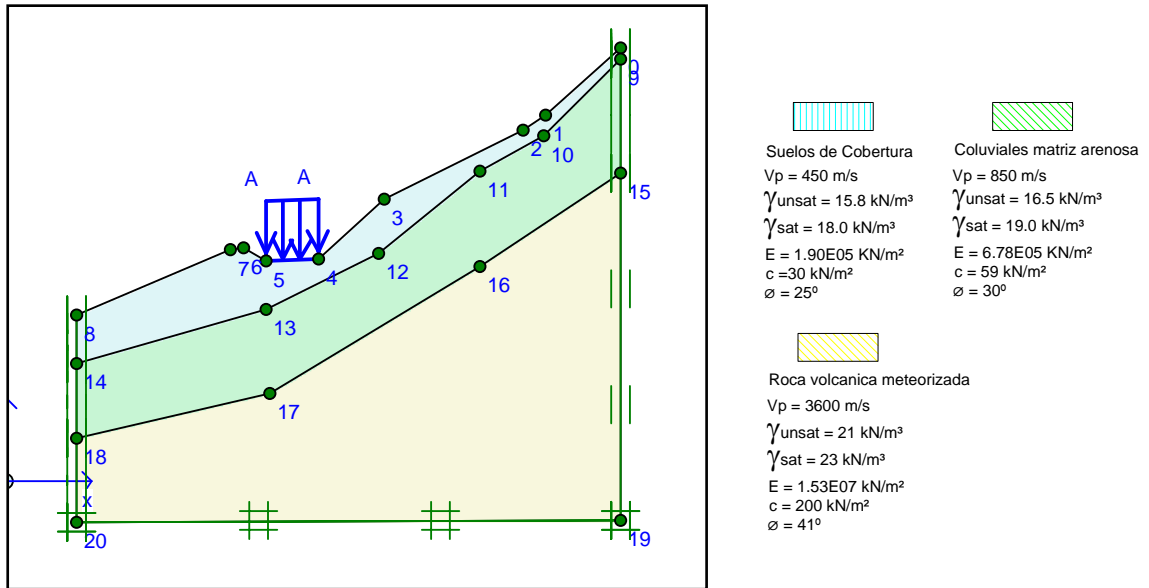
Factor de seguridad del talud con sismo $a_H=0.2g$, >1.00

ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES

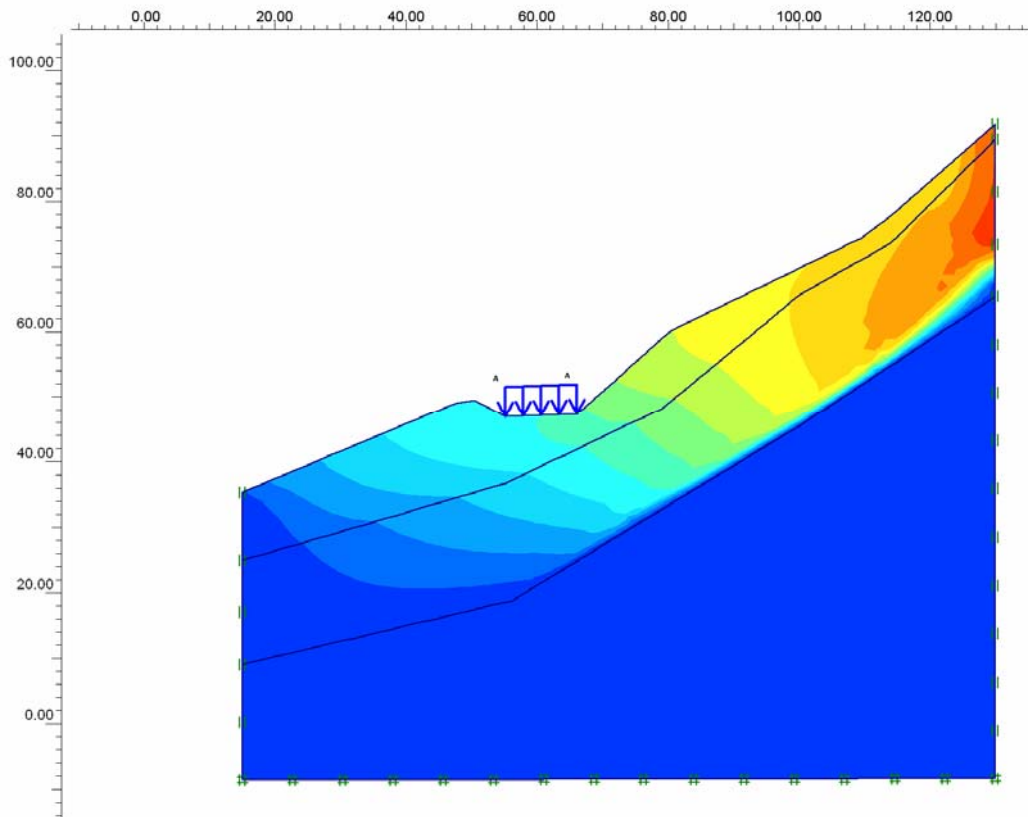
ABS 17+950 – 18+450

Corte B-B'

MODELO GEOTÉCNICO DE ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES



CORRIDA METODO ELEMENTOS FINITOS

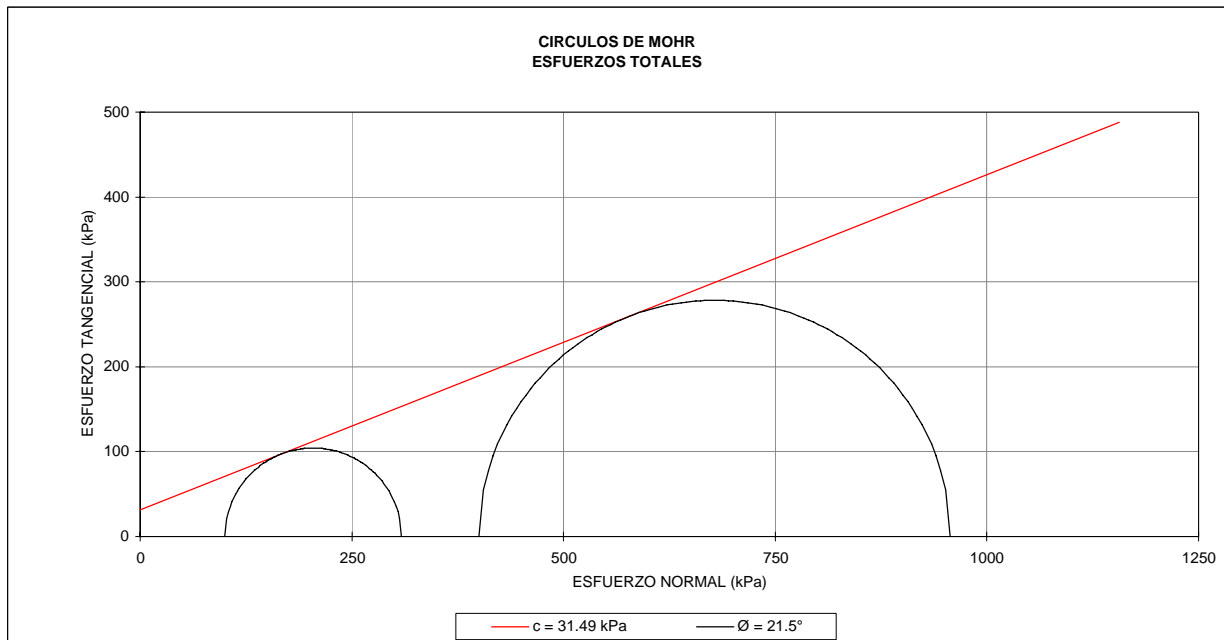
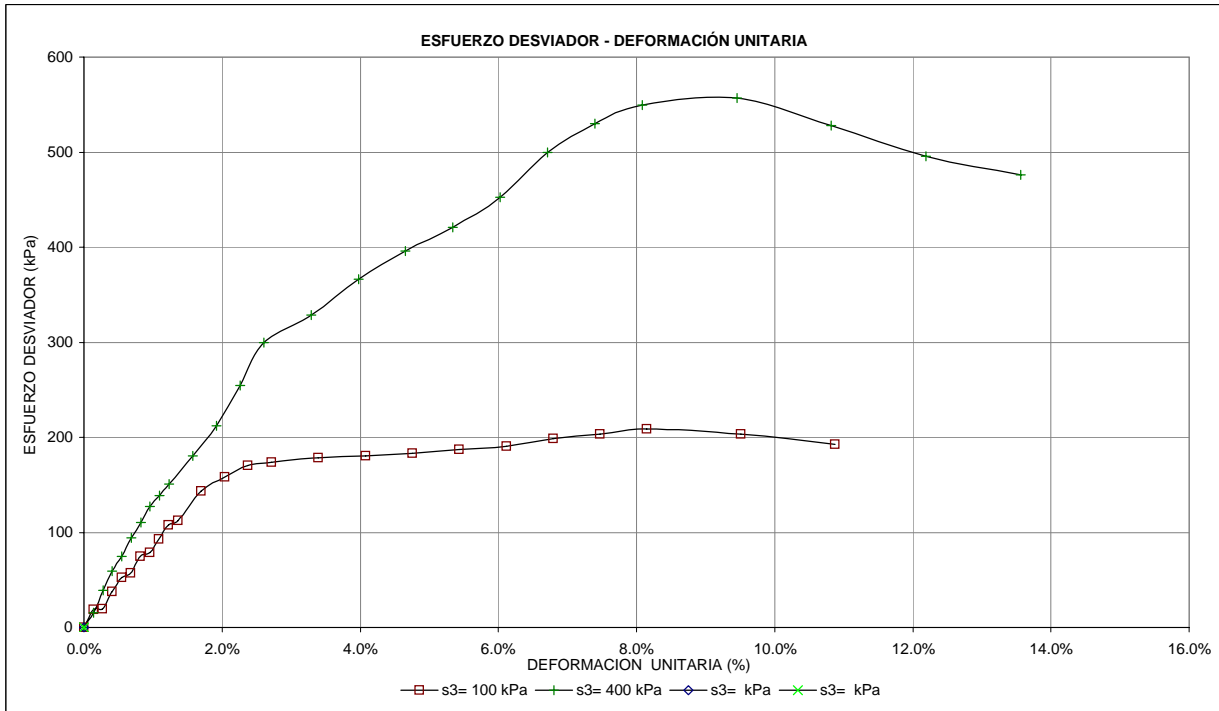


Factor de seguridad en condiciones estáticas = 1.61

Factor de seguridad del talud con sismo $a_H=0.2g$, >1.13

Ensayos de Laboratorio

PROYECTO:	PY 3122	DESCRIPCIÓN DE LA MUESTRA:	Limo arenoso color café
OBRA:	CARRETERA LOJA-ZAMORA	SUCS:	ML
LOCALIZ.:	ABS. 17+950-18+450	MUESTRA:	1.000
SONDEO:	BLOQUE LZ17-P1	CONDICIONES:	25/03/2011
PROF. (m):	1.5		
NORMA :	ASTM 4767-04		



PROYECTO: PY 3122	DESCRIPCIÓN DE LA MUESTRA: Limo arenoso color café
OBRA: CARRETERA LOJA-ZAMORA	SUCS: ML
LOCALIZ.: ABS. 17+950-18+450	MUESTRA: 1.000
SONDEO: BLOQUE LZ17-P1	CONDICIONES: 25/03/2011
PROF. (m): 1.5	
NORMA: ASTM 4767-04	

RESUMEN DE RESULTADOS (DATOS PROMEDIO):

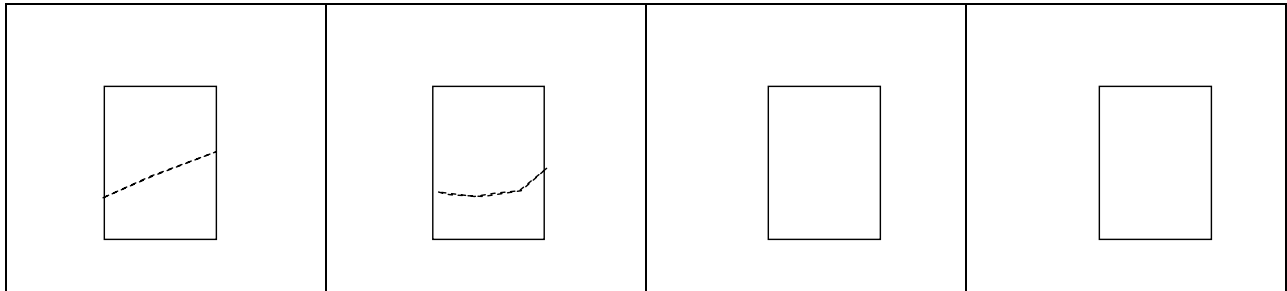
COHESIÓN, c = 31.49 kPa	HUMEDAD, w = 66.22%
ANGULO DE FRICIÓN, ϕ = 21.54 °	DENSIDAD HÚMEDA, γ_m = 16.86 kN/m ³
	DENSIDAD SECA, γ_d = 10.14 kN/m ³
	RELACIÓN DE VACÍOS, e = 1.54

RESULTADOS DE CADA PROBETA:

PROBETA 1		PROBETA 2		PROBETA 3		PROBETA 4	
$\sigma_3 =$	100.00 kPa	$\sigma_3 =$	400.00 kPa	$\sigma_3 =$		$\sigma_3 =$	
w =	66.07%	w =	66.38%	w =		w =	
$\gamma_m =$	16.06 kN/m ³	$\gamma_d =$	17.66 kN/m ³	$\gamma_d =$		$\gamma_d =$	
$\gamma_s =$	9.67 kN/m ³	$\gamma_s =$	10.61 kN/m ³	$\gamma_s =$		$\gamma_s =$	
e =	1.66	e =	1.42	e =		e =	

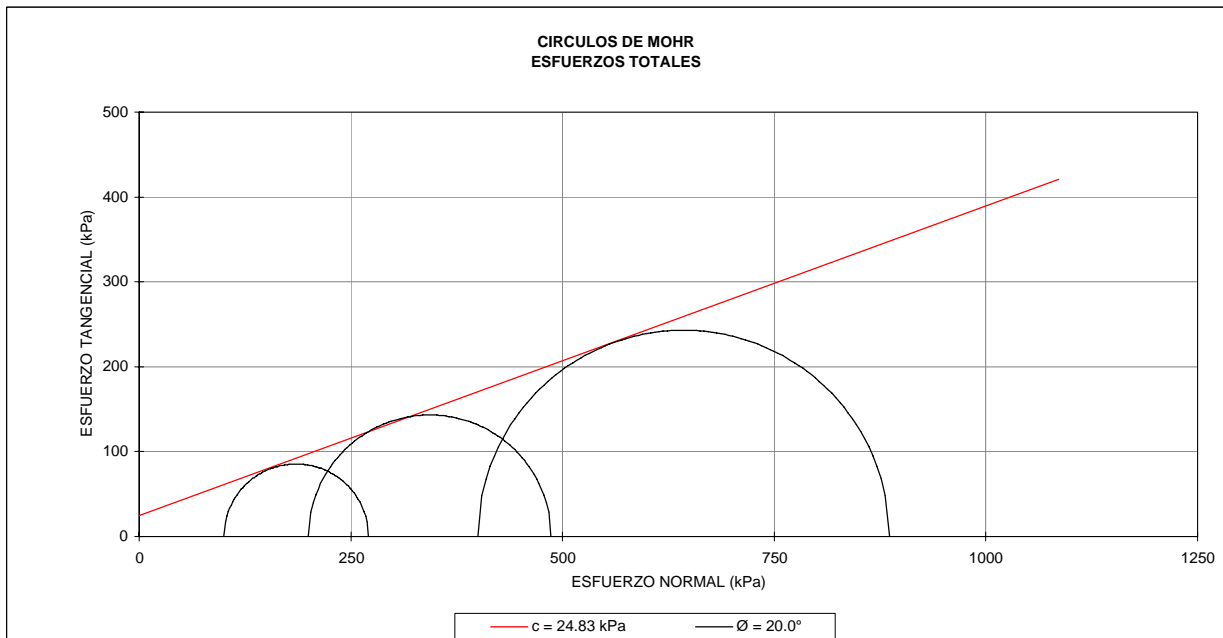
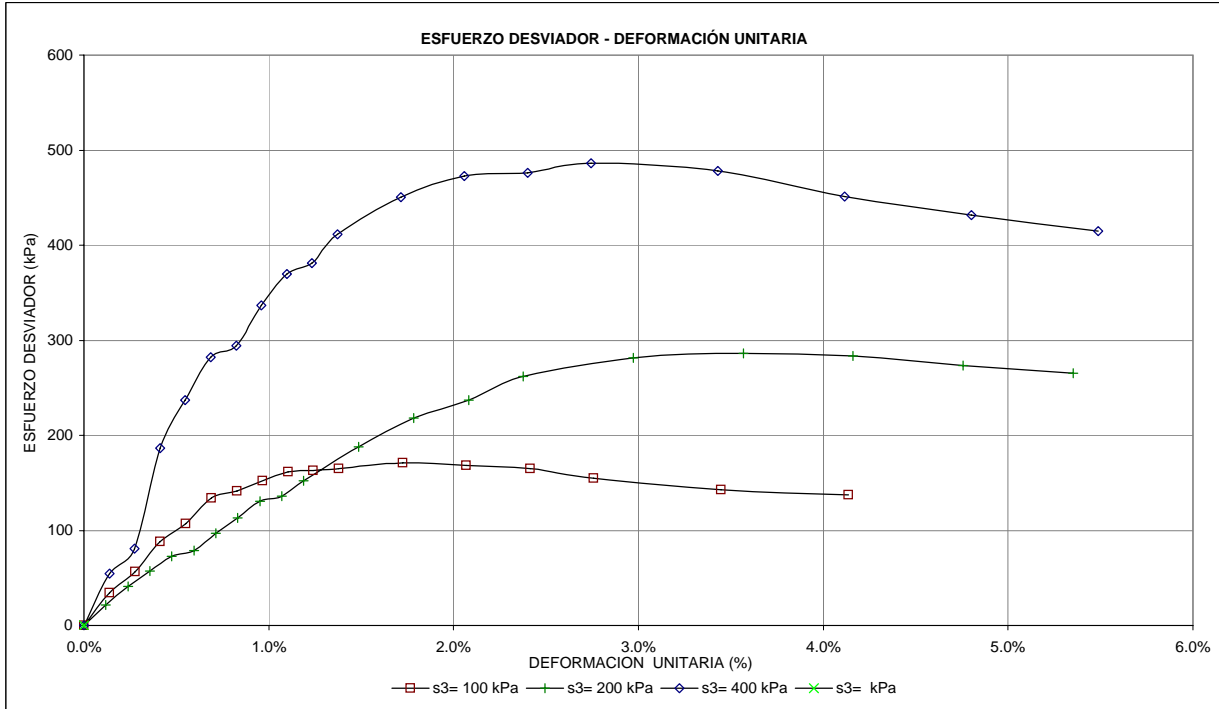
DEF. UNIT (%)	ESF. DESVIADOR (kPa)	DEF. UNIT (%)	ESF. DESVIADOR (kPa)	DEF. UNIT (%)	ESF. DESVIADOR (kPa)	DEF. UNIT (%)	ESF. DESVIADOR (kPa)
0.00%	0.00	0.00%	0.00				
0.14%	18.81	0.14%	15.64				
0.27%	19.78	0.27%	39.05				
0.41%	37.53	0.41%	59.46				
0.54%	52.27	0.55%	74.96				
0.68%	57.12	0.68%	94.29				
0.82%	74.75	0.82%	110.67				
0.95%	78.57	0.96%	126.99				
1.09%	93.18	1.10%	138.44				
1.22%	107.74	1.23%	150.81				
1.36%	112.48	1.58%	180.15				
1.70%	143.29	1.92%	212.17				
2.04%	158.34	2.26%	254.48				
2.38%	170.37	2.60%	299.35				
2.72%	173.64	3.29%	328.48				
3.40%	178.17	3.97%	366.57				
4.08%	180.72	4.66%	395.69				
4.76%	183.22	5.34%	420.64				
5.43%	187.54	6.03%	452.55				
6.11%	190.85	6.71%	499.47				
6.79%	198.71	7.40%	530.25				
7.47%	203.68	8.08%	549.72				
8.15%	208.56	9.45%	556.59				
9.51%	203.68	10.82%	528.09				
10.87%	192.67	12.19%	495.92				
		13.56%	476.34				

ESQUEMAS DE LA FALLA:



PROYECTO: PY 3122
OBRA: CARRETERA LOJA-ZAMORA
LOCALIZ.: ABS: 17+950 -18+450
SONDEO: BLOQUE LZ17-P2
PROF. (m): 1.5
NORMA : ASTM 4767-04

DESCRIPCIÓN DE LA MUESTRA:
Limo arenoso color café
SUCS: ML
MUESTRA: 1.000
CONDICIONES: 13/03/2011



PROYECTO:	PY 3122	DESCRIPCIÓN DE LA MUESTRA:	
OBRA:	CARRETERA LOJA-ZAMORA		Limo arenoso color café
LOCALIZ.:	ABS: 17+950 -18+450	SUCS:	ML
SONDEO:	BLOQUE LZ17-P2	MUESTRA:	1.000
PROF. (m):	1.5	CONDICIONES:	13/03/2011
NORMA :	ASTM 4767-04		

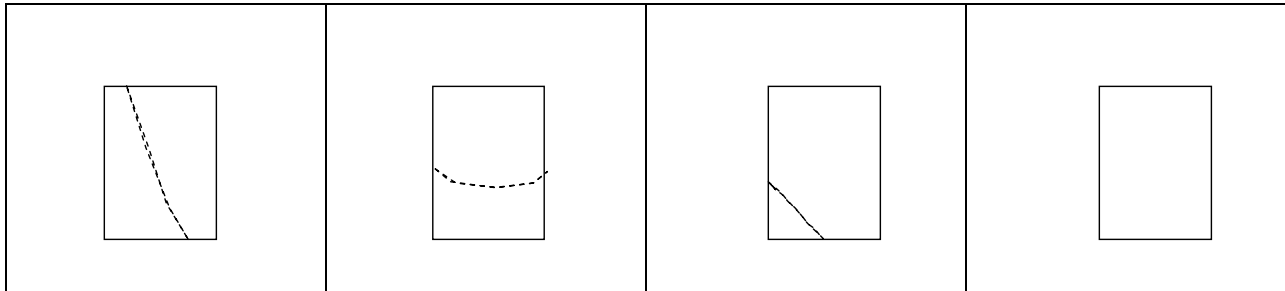
RESUMEN DE RESULTADOS (DATOS PROMEDIO):

COHESIÓN, c =	24.83	kPa	HUMEDAD, w =	32.75%
ANGULO DE FRICCIÓN, ϕ =	20.05	°	DENSIDAD HÚMEDA, γ_m =	17.09 kN/m ³
			DENSIDAD SECA, γ_d =	12.86 kN/m ³
			RELACIÓN DE VACÍOS, e =	1.00

RESULTADOS DE CADA PROBETA:

PROBETA 1		PROBETA 2		PROBETA 3		PROBETA 4	
$\sigma_3 =$	100.00 kPa	$\sigma_3 =$	200.00 kPa	$\sigma_3 =$	400.00 kPa	$\sigma_3 =$	
w =	32.52%	w =	32.21%	w =	33.51%	w =	
$\gamma_m =$	16.22 kN/m ³	$\gamma_d =$	17.85 kN/m ³	$\gamma_d =$	17.20 kN/m ³	$\gamma_d =$	
$\gamma_d =$	12.19 kN/m ³	$\gamma_s =$	13.50 kN/m ³	$\gamma_s =$	12.88 kN/m ³	$\gamma_s =$	
e =	1.11	e =	0.90	e =	1.00	e =	
DEF. UNIT (%)	ESF. DESVIADOR (kPa)	DEF. UNIT (%)	ESF. DESVIADOR (kPa)	DEF. UNIT (%)	ESF. DESVIADOR (kPa)	DEF. UNIT (%)	ESF. DESVIADOR (kPa)
0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00		
0.14%	34.15	0.12%	21.42	0.14%	54.38		
0.28%	56.51	0.24%	41.21	0.27%	80.85		
0.41%	88.54	0.36%	56.99	0.41%	186.79		
0.55%	106.88	0.48%	72.73	0.55%	237.07		
0.69%	133.90	0.59%	78.96	0.69%	282.41		
0.83%	141.46	0.71%	97.01	0.82%	294.02		
0.97%	151.91	0.83%	113.44	0.96%	336.76		
1.10%	161.36	0.95%	130.61	1.10%	369.80		
1.24%	163.06	1.07%	135.95	1.23%	381.24		
1.38%	164.76	1.19%	152.27	1.37%	411.74		
1.72%	170.91	1.49%	187.81	1.71%	450.75		
2.07%	168.39	1.78%	218.45	2.06%	472.88		
2.41%	164.94	2.08%	237.24	2.40%	475.95		
2.76%	154.86	2.38%	262.11	2.74%	486.04		
3.45%	142.44	2.97%	281.32	3.43%	477.94		
4.14%	137.68	3.57%	286.49	4.12%	451.34		
		4.16%	283.20	4.80%	431.98		
		4.76%	273.13	5.49%	415.15		
		5.35%	265.41				

ESQUEMAS DE LA FALLA:





**ENSAYOS DE CLASIFICACIÓN
NORMA ASTM D-2487**

CLIENTE: Idrobo & Asociados

UBICACIÓN: ABS: 17+950 - 18+450

PROYECTO: PY3122

PROYECTO: Carretera Loja-El Tiro- San Francisco- Zamora/Tramo II

SONDEO: LZ17-P1

FECHA: Marzo-2011

MUESTRA: Bloque

PROFUND.: 1.50 - 1.95 m

OPERADOR:

GOLPES	PES. HUM.	PES. SECO	CÁPSULA	W%	RESULTADOS
1.- CONTENIDO DE AGUA	63.27	44.98	18.58	69.28	
	61.70	42.92	17.34	73.42	71.35

2.- LÍMITE LÍQUIDO
La muestra no es plástica

3.- LÍMITE PLÁSTICO
La muestra no es plástica

4.- GRANULOMETRÍA

5.- CLASIFICACIÓN

PES. INICIAL 130.34 ENSAYO VIA: SECA
PESO INICIAL PARA CÁLCULOS = 130.34

GRAVA 0
ARENA 35
FINOS 65

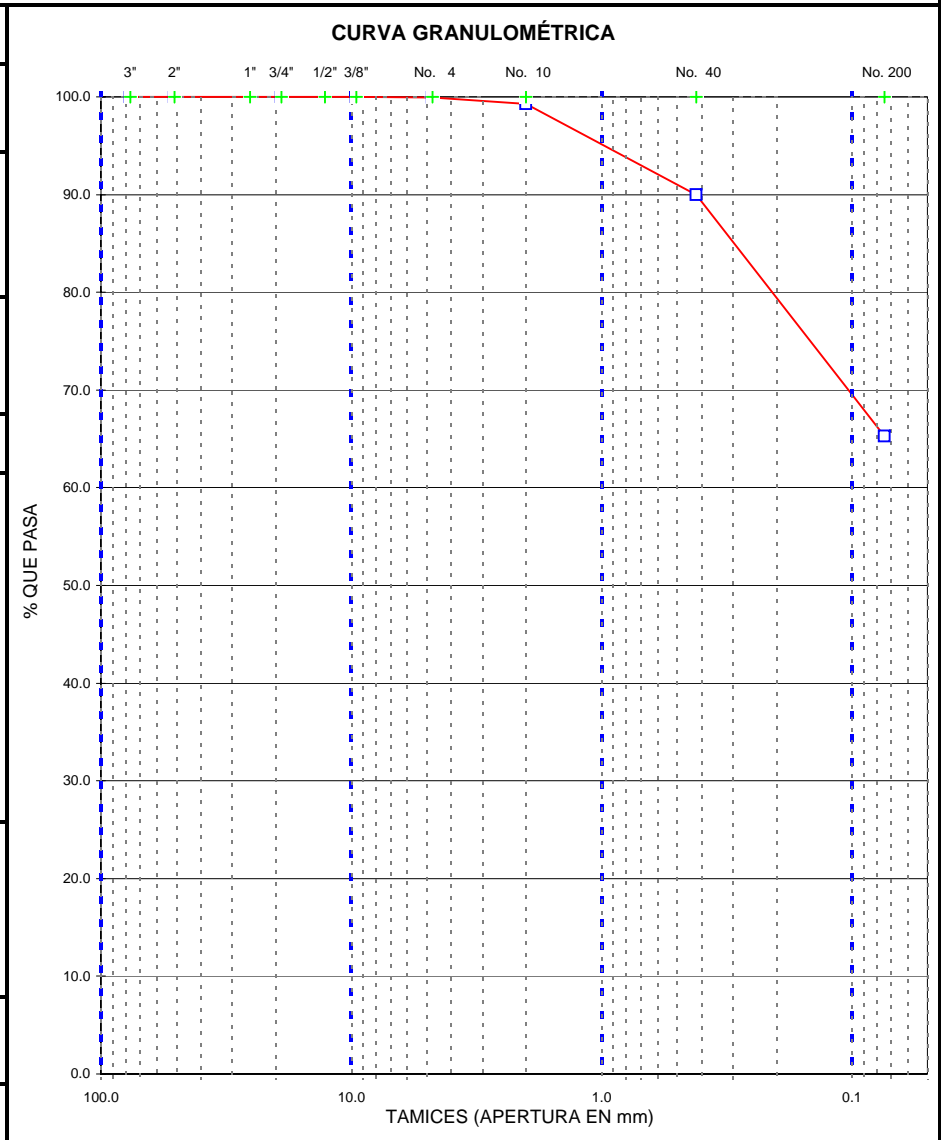
TAMIZ	PES. RET.	% RETEN.	% PASA
3"	0.00	0	100
2"	0.00	0	100
1"	0.00	0	100
3/4"	0.00	0	100
1/2"	0.00	0	100
3/8"	0.00	0	100
No. 4	0.12	0	100
No. 10	0.98	1	99
No. 40	13.07	10	90
No. 200	45.23	35	65

Cu = 34
Cc = 0

RESUMEN
SUCS: ML
AASHTO: A-4
IG(86): 6
IG(45): 6

Nombre de Grupo: Limo arenoso
Descripción Particular: Color Café Oscuro

Observaciones:





**ENSAYOS DE CLASIFICACIÓN
NORMA ASTM D-2487**

CLIENTE: Idrobo & Asociados

UBICACIÓN: ABS: 17+950 - 18+450

PROYECTO: PY3122

PROYECTO: Carretera Loja-El Tiro- San Francisco- Zamora/Tramo II

SONDEO: LZ17-P2

FECHA: Marzo-2011

MUESTRA: Bloque

PROFUND.: 1.50 - 1.95 m

OPERADOR:

GOLPES	PES. HUM.	PES. SECO	CÁPSULA	W%	RESULTADOS
1.- CONTENIDO DE AGUA	66.88	55.44	19.55	31.88	
	70.70	57.85	17.55	31.89	31.88

2.- LÍMITE LÍQUIDO
La muestra no es plástica

3.- LÍMITE PLÁSTICO
La muestra no es plástica

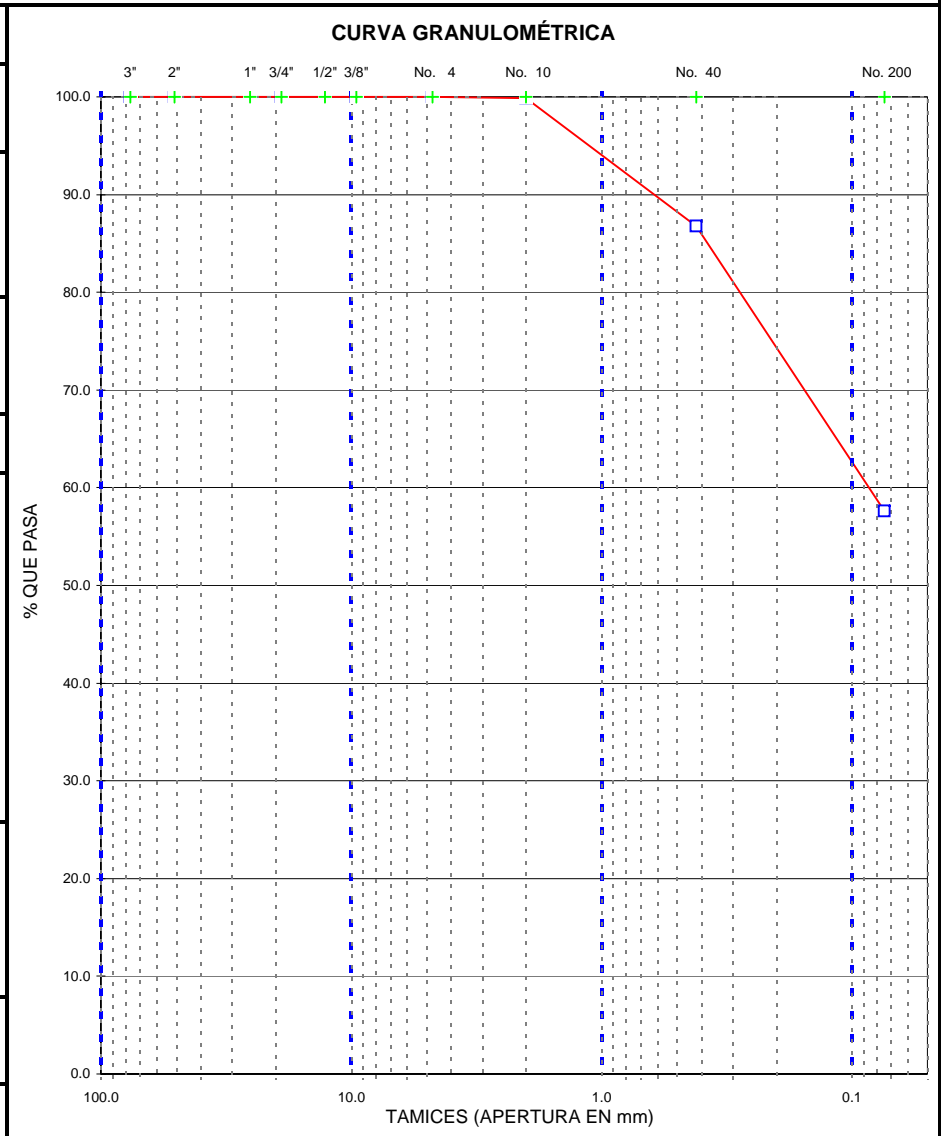
4.- GRANULOMETRÍA				5.- CLASIFICACIÓN	
PES. INICIAL	129.02	ENSAYO VIA:	SECA	GRAVA	0
PESO INICIAL PARA CÁLCULOS =	129.02			ARENA	42
				FINOS	58

TAMIZ	PES. RET.	% RETEN.	% PASA	Cu =	Cc =
3"	0.00	0	100	20	1
2"	0.00	0	100		
1"	0.00	0	100		
3/4"	0.00	0	100		
1/2"	0.00	0	100		
3/8"	0.00	0	100		
No. 4	0.00	0	100		
No. 10	0.14	0	100		
No. 40	17.11	13	87		
No. 200	54.68	42	58		

RESUMEN	
SUCS:	ML
AASHTO:	A-4
IG(86):	5
IG(45):	5

Nombre de Grupo: Limo arenoso
Descripción Particular: Color Café Claro

Observaciones:





**ENSAYOS DE CLASIFICACIÓN
NORMA ASTM D-2487**

CLIENTE: Idrobo & Asociados

UBICACIÓN: ABS: 17+850 -17+450

PROYECTO: PY 3122

PROYECTO: Carretera Loja-El Tiro- San Francisco- Zamora/Tramo II

SONDEO: LZ17 - P1

FECHA: Marzo-2011

MUESTRA: 2

PROFUND.: 2.00 - 2.45 m

OPERADOR:

	GOLPES	PES. HUM.	PES. SECO	CÁPSULA	W%	RESULTADOS
1.- CONTENIDO DE AGUA		69.11	63.03	19.18	13.87	
		69.03	60.55	18.05	19.95	16.91

2.- LÍMITE LÍQUIDO

La muestra no es plástica

3.- LÍMITE PLÁSTICO

La muestra no es plástica

4.- GRANULOMETRÍA

5.- CLASIFICACIÓN

PES. INICIAL 137.20 ENSAYO VIA: SECA
PESO INICIAL PARA CÁLCULOS = 137.20

GRAVA 19
ARENA 42
FINOS 39

TAMIZ	PES. RET.	% RETEN.	% PASA
3"	0.00	0	100
2"	0.00	0	100
1"	0.00	0	100
3/4"	0.00	0	100
1/2"	17.07	12	88
3/8"	20.29	15	85
No. 4	25.72	19	81
No. 10	32.35	24	76
No. 40	55.38	40	60
No. 200	83.94	61	39

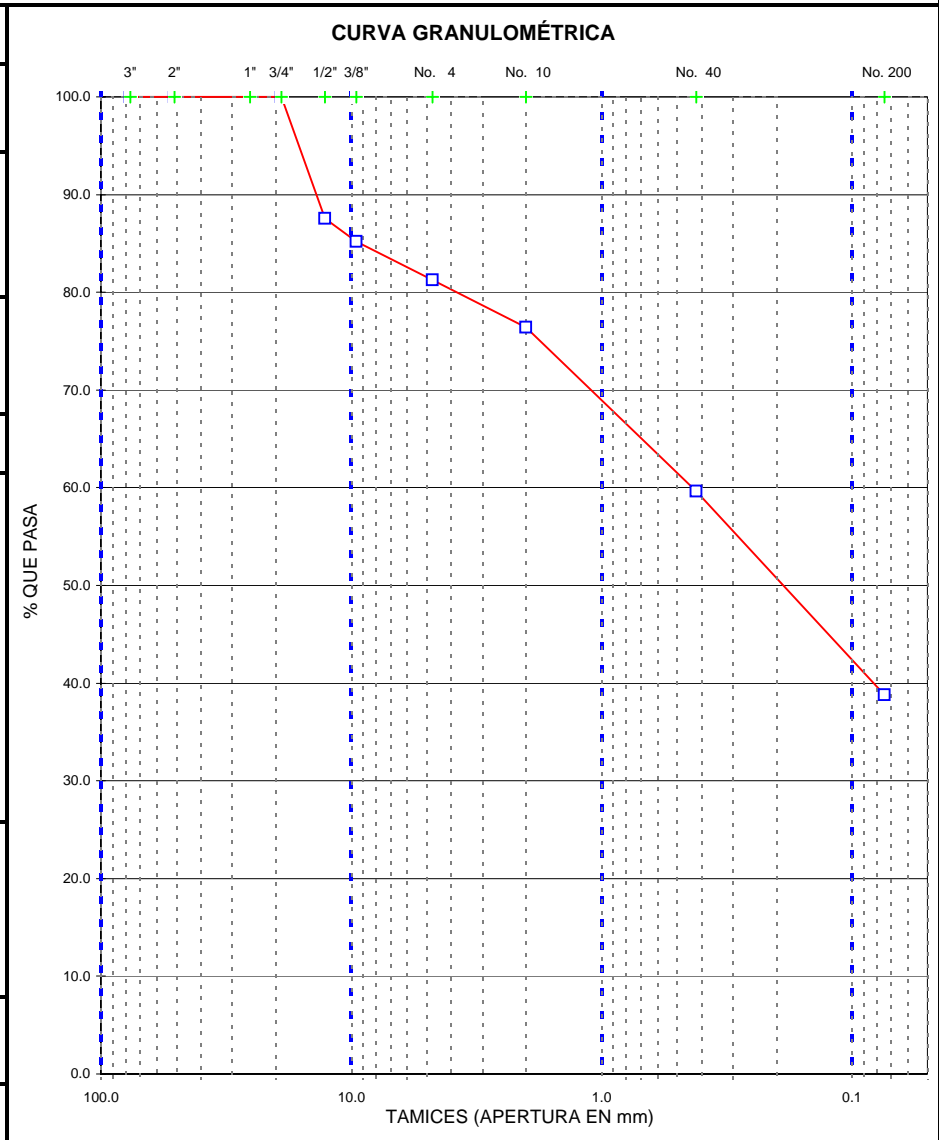
Cu = 65
Cc = 0

RESUMEN

SUCS: SM
AASHTO: A-4
IG(86): 1
IG(45): 1

Nombre de Grupo: Arena limosa con grava
Descripción Particular: Color Negro

Observaciones:





**ENSAYOS DE CLASIFICACIÓN
NORMA ASTM D-2487**

CLIENTE: Idrobo & Asociados

UBICACIÓN: ABS: 17+850 -17+450

PROYECTO: PY 3122

PROYECTO: Carretera Loja-El Tiro- San Francisco- Zamora/Tramo II

SONDEO: LZ17 - P1

FECHA: Marzo-2011

MUESTRA: 11

PROFUND.: 11.00 - 11.45 m

OPERADOR:

	GOLPES	PES. HUM.	PES. SECO	CÁPSULA	W%	RESULTADOS
1.- CONTENIDO DE AGUA		60.05	53.31	19.21	19.77	
		69.21	60.78	18.25	19.82	19.79

2.- LÍMITE LÍQUIDO

La muestra no es plástica

3.- LÍMITE PLÁSTICO

La muestra no es plástica

4.- GRANULOMETRÍA

PES. INICIAL	146.93	ENSAYO VIA:	SECA
PESO INICIAL PARA CÁLCULOS =			146.93

5.- CLASIFICACIÓN

GRAVA	60
ARENA	23
FINOS	17
Cu =	-
Cc =	1

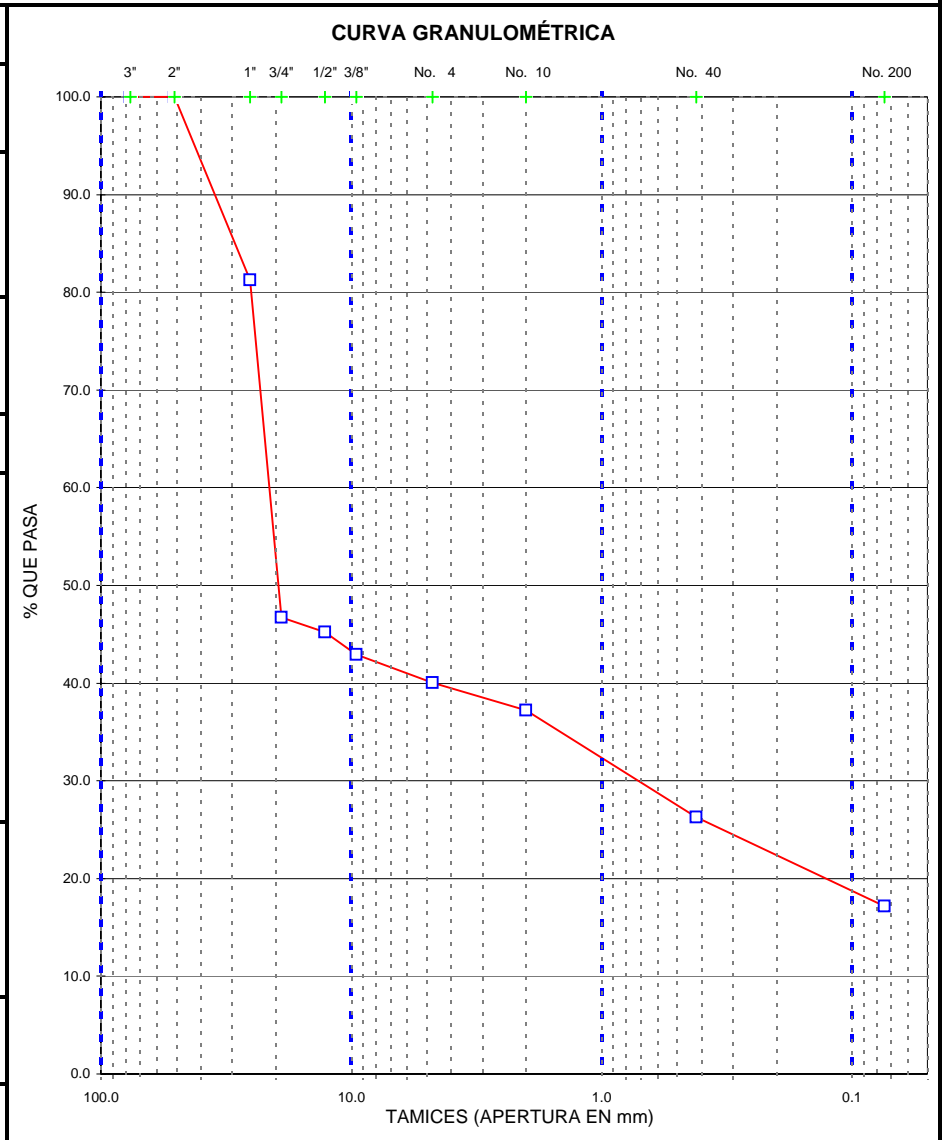
TAMIZ	PES. RET.	% RETEN.	% PASA
3"	0.00	0	100
2"	0.00	0	100
1"	27.52	19	81
3/4"	78.25	53	47
1/2"	80.50	55	45
3/8"	83.88	57	43
No. 4	88.12	60	40
No. 10	92.25	63	37
No. 40	108.33	74	26
No. 200	121.67	83	17

RESUMEN

SUCS:	GM
AASHTO:	A-1-b
IG(86):	0
IG(45):	0

Nombre de Grupo: Grava limosa con arena
Descripción Particular: Color Café

Observaciones:





**ENSAYOS DE CLASIFICACIÓN
NORMA ASTM D-2487**

CLIENTE: Idrobo & Asociados

UBICACIÓN: ABS: 17+850 -17+450

PROYECTO: PY 3122

PROYECTO: Carretera Loja-El Tiro- San Francisco- Zamora/Tramo II

SONDEO: LZ17 - P2

FECHA: Marzo-2011

MUESTRA: 2

PROFUND.: 2.00 - 2.45 m

OPERADOR:

	GOLPES	PES. HUM.	PES. SECO	CÁPSULA	W%	RESULTADOS
1.- CONTENIDO DE AGUA		79.43	65.45	19.08	30.15	
		75.45	62.79	18.58	28.64	29.39

2.- LÍMITE LÍQUIDO

La muestra no es plástica

3.- LÍMITE PLÁSTICO

La muestra no es plástica

4.- GRANULOMETRÍA

PES. INICIAL	136.25	ENSAYO VIA:	SECA
PESO INICIAL PARA CÁLCULOS =			136.25

5.- CLASIFICACIÓN

GRAVA	2
ARENA	45
FINOS	53
Cu =	24
Cc =	1

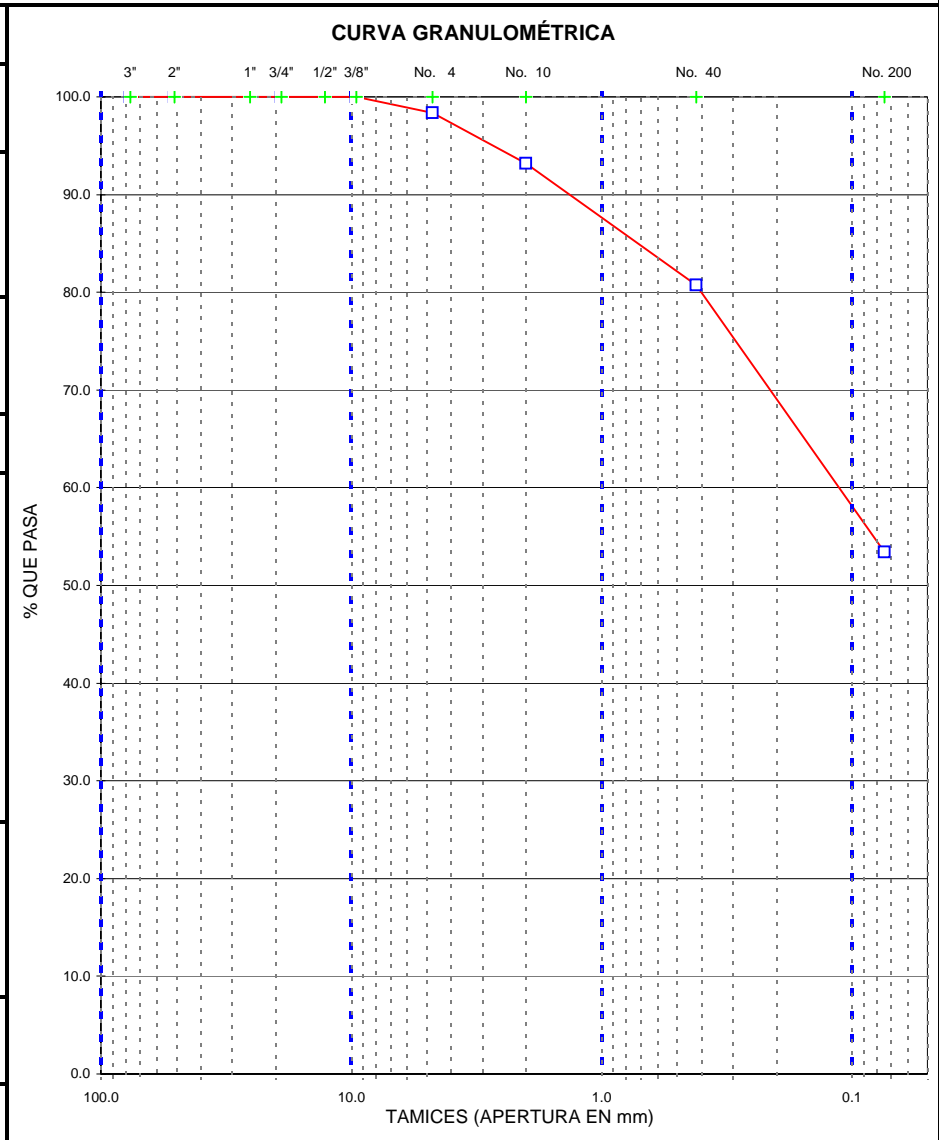
TAMIZ	PES. RET.	% RETEN.	% PASA
3"	0.00	0	100
2"	0.00	0	100
1"	0.00	0	100
3/4"	0.00	0	100
1/2"	0.00	0	100
3/8"	0.00	0	100
No. 4	2.25	2	98
No. 10	9.30	7	93
No. 40	26.23	19	81
No. 200	63.44	47	53

RESUMEN

SUCS:	ML
AASHTO:	A-4
IG(86):	4
IG(45):	4

Nombre de Grupo: Limo arenoso
Descripción Particular: Color Café Claro

Observaciones:





**ENSAYOS DE CLASIFICACIÓN
NORMA ASTM D-2487**

CLIENTE: Idrobo & Asociados

UBICACIÓN: ABS: 17+850 -17+450

PROYECTO: PY 3122

PROYECTO: Carretera Loja-El Tiro- San Francisco- Zamora/Tramo II

SONDEO: LZ17 - P2

FECHA: Marzo-2011

MUESTRA: 8

PROFUND.: 8.00 - 8.45 m

OPERADOR:

	GOLPES	PES. HUM.	PES. SECO	CÁPSULA	W%	RESULTADOS
1.- CONTENIDO DE AGUA		79.55	70.73	18.17	16.78	
		82.96	72.14	18.10	20.02	18.40

2.- LÍMITE LÍQUIDO

La muestra no es plástica

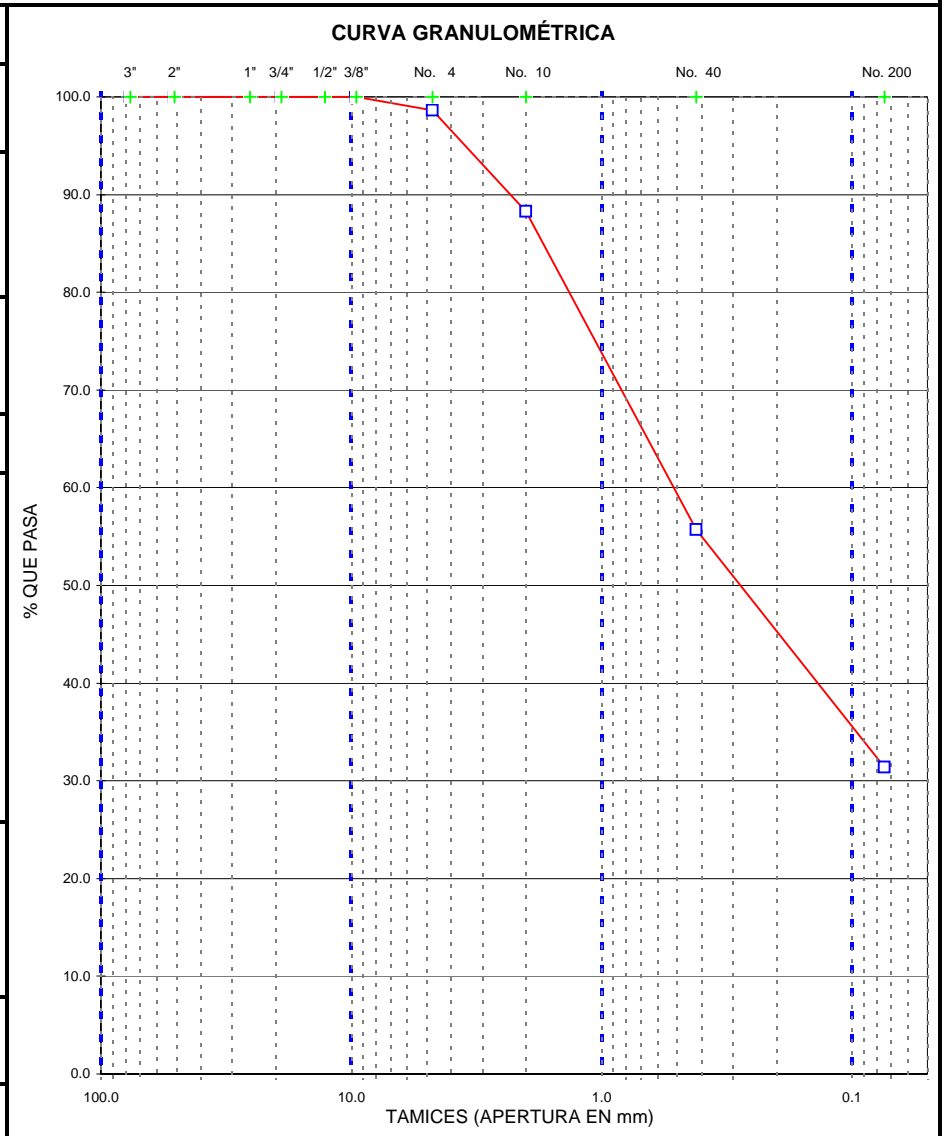
3.- LÍMITE PLÁSTICO

La muestra no es plástica

4.- GRANULOMETRÍA				5.- CLASIFICACIÓN	
PES. INICIAL	146.96	ENSAYO VIA:	SECA	GRAVA	1
PESO INICIAL PARA CÁLCULOS =			146.96	ARENA	67
				FINOS	31
				Cu =	32
				Cc =	1
TAMIZ	PES. RET.	% RETEN.	% PASA	RESUMEN	
3"	0.00	0	100	SUCS:	SM
2"	0.00	0	100	AASHTO:	A-2-4
1"	0.00	0	100	IG(86):	0
3/4"	0.00	0	100	IG(45):	0
1/2"	0.00	0	100		
3/8"	0.00	0	100		
No. 4	2.07	1	99		
No. 10	17.20	12	88		
No. 40	65.09	44	56		
No. 200	100.83	69	31		

Nombre de Grupo: Arena limosa
Descripción Particular: Color Café

Observaciones:





**ENSAYOS DE CLASIFICACIÓN
NORMA ASTM D-2487**

CLIENTE: Idrobo & Asociados

UBICACIÓN: ABS: 17+850 -17+450

PROYECTO: PY 3122

PROYECTO: Carretera Loja-El Tiro- San Francisco- Zamora/Tramo II

SONDEO: LZ17 - P2

FECHA: Marzo-2011

MUESTRA: 14

PROFUND.: 14.00 - 14.45 m

OPERADOR:

	GOLPES	PES. HUM.	PES. SECO	CÁPSULA	W%	RESULTADOS
1.- CONTENIDO DE AGUA		49.12	44.91	18.58	15.99	
		51.93	48.14	17.08	12.20	14.10

2.- LÍMITE LÍQUIDO

La muestra no es plástica

3.- LÍMITE PLÁSTICO

La muestra no es plástica

4.- GRANULOMETRÍA

PES. INICIAL	78.35	ENSAYO VIA:	SECA
PESO INICIAL PARA CÁLCULOS =			78.35

5.- CLASIFICACIÓN

GRAVA	13
ARENA	53
FINOS	34
Cu =	23
Cc =	1

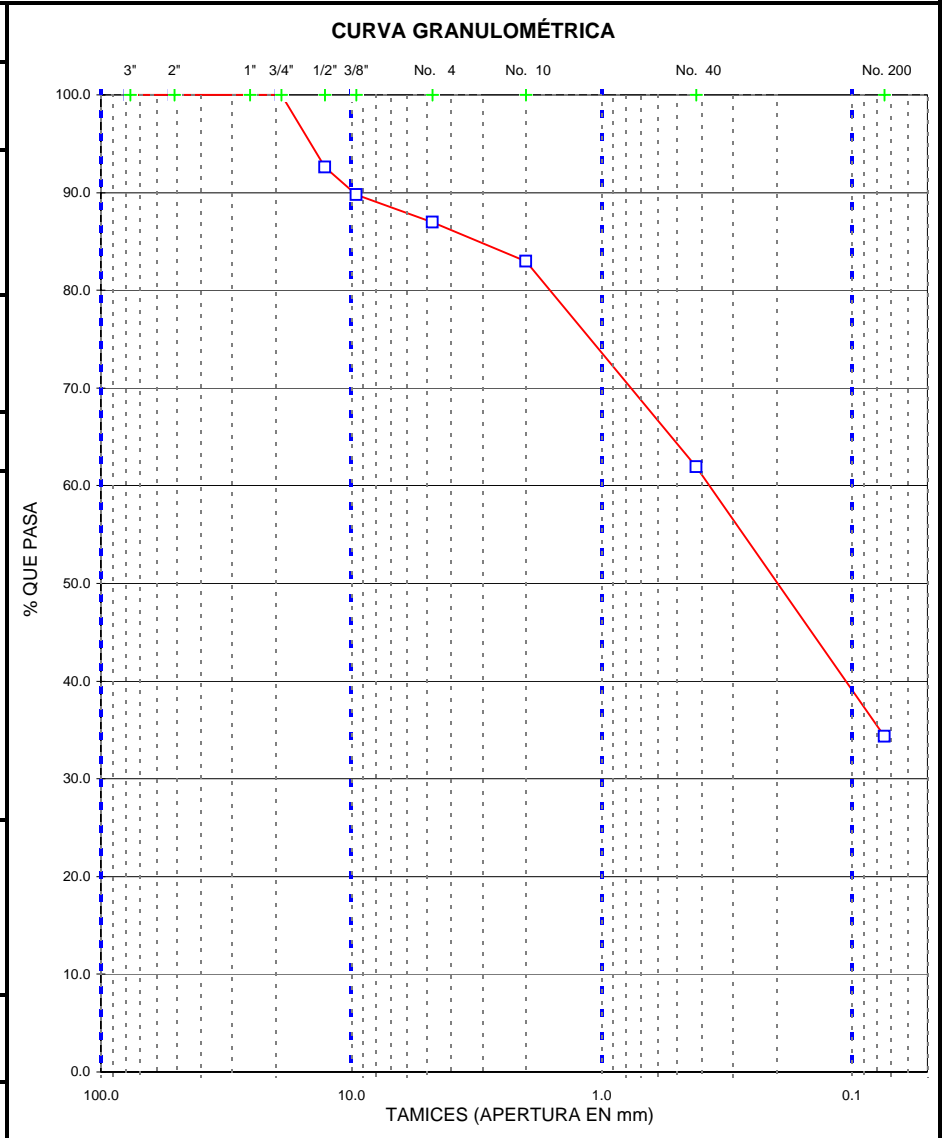
TAMIZ	PES. RET.	% RETEN.	% PASA
3"	0.00	0	100
2"	0.00	0	100
1"	0.00	0	100
3/4"	0.00	0	100
1/2"	5.79	7	93
3/8"	8.03	10	90
No. 4	10.20	13	87
No. 10	13.37	17	83
No. 40	29.82	38	62
No. 200	51.46	66	34

RESUMEN

SUCS:	SM
AASHTO:	A-2-4
IG(86):	0
IG(45):	0

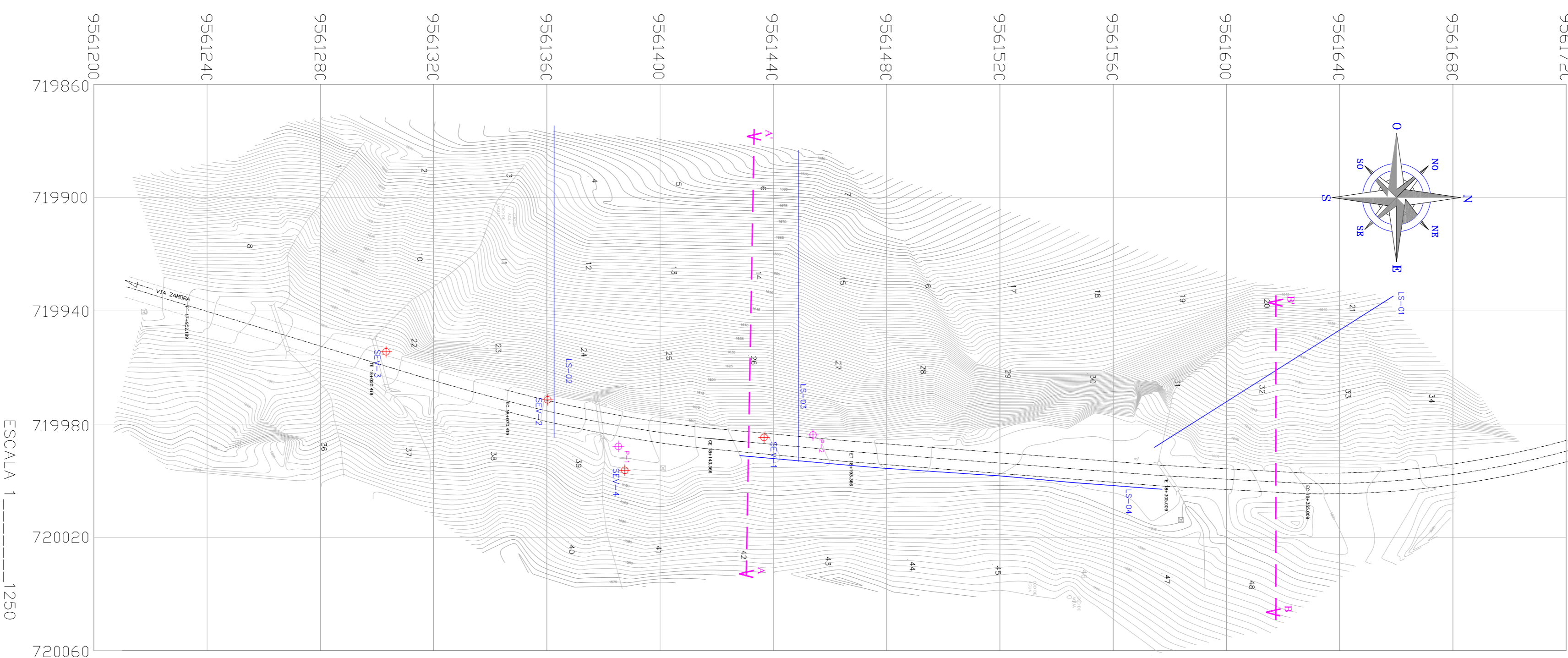
Nombre de Grupo: Arena limosa
Descripción Particular: Color Gris

Observaciones:



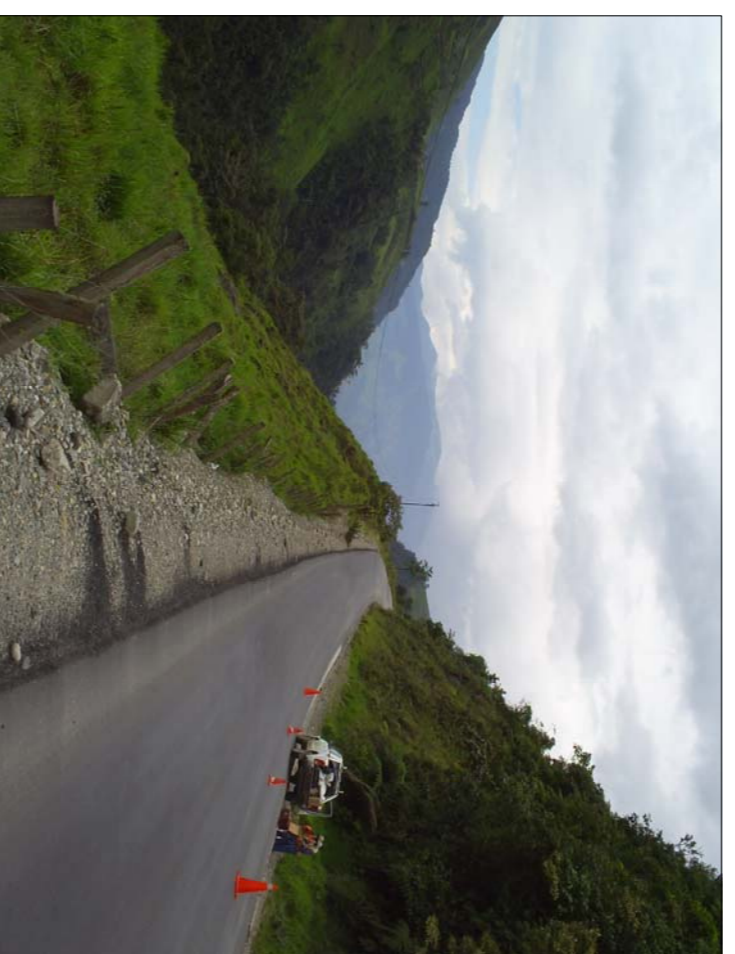
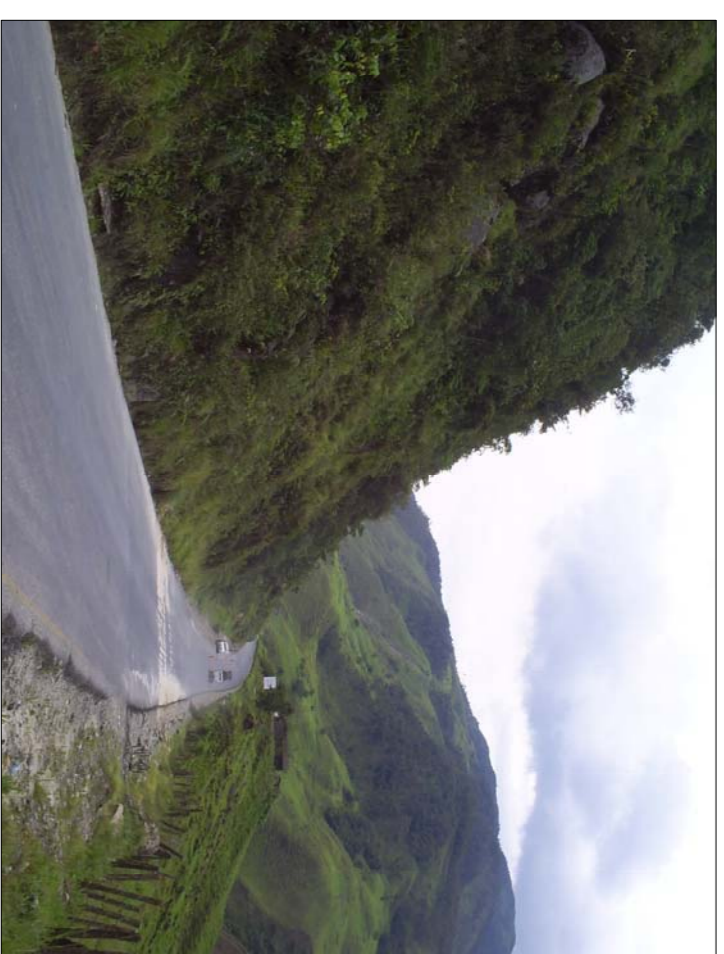
Ubicación de Sondeos, Planos y Detalles

UBICACIÓN DE SONDEOS



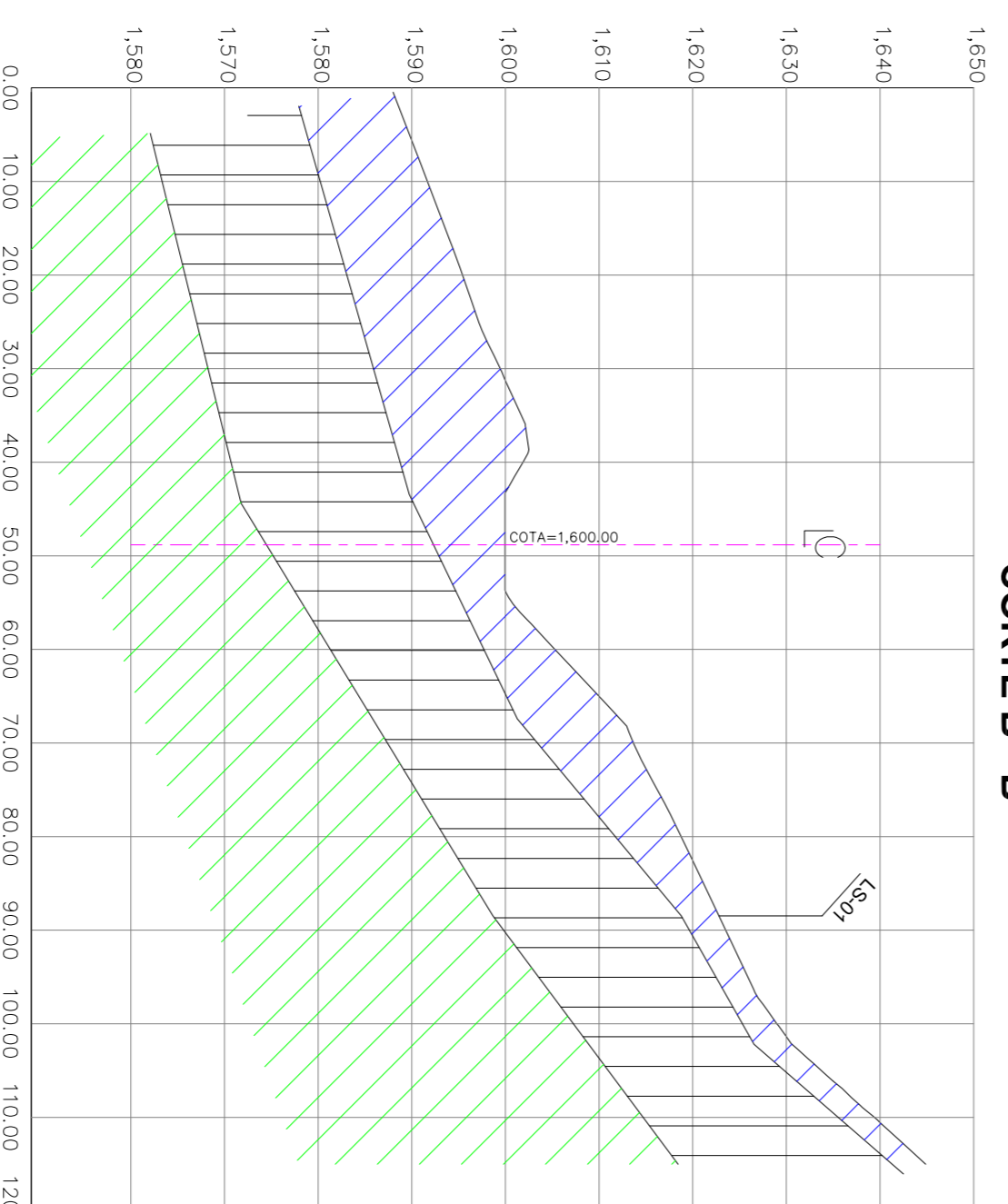
SIMBOLOGIA	
	Líneo Sísmico
	Sondeo Eléctrico Vertical
	Perforación mecánica e Inductorero
	Resistividad (Ohm.m)

ESCALA 1:1250



FOTOGRAFÍAS DEL TALUD

CORTE B - B'

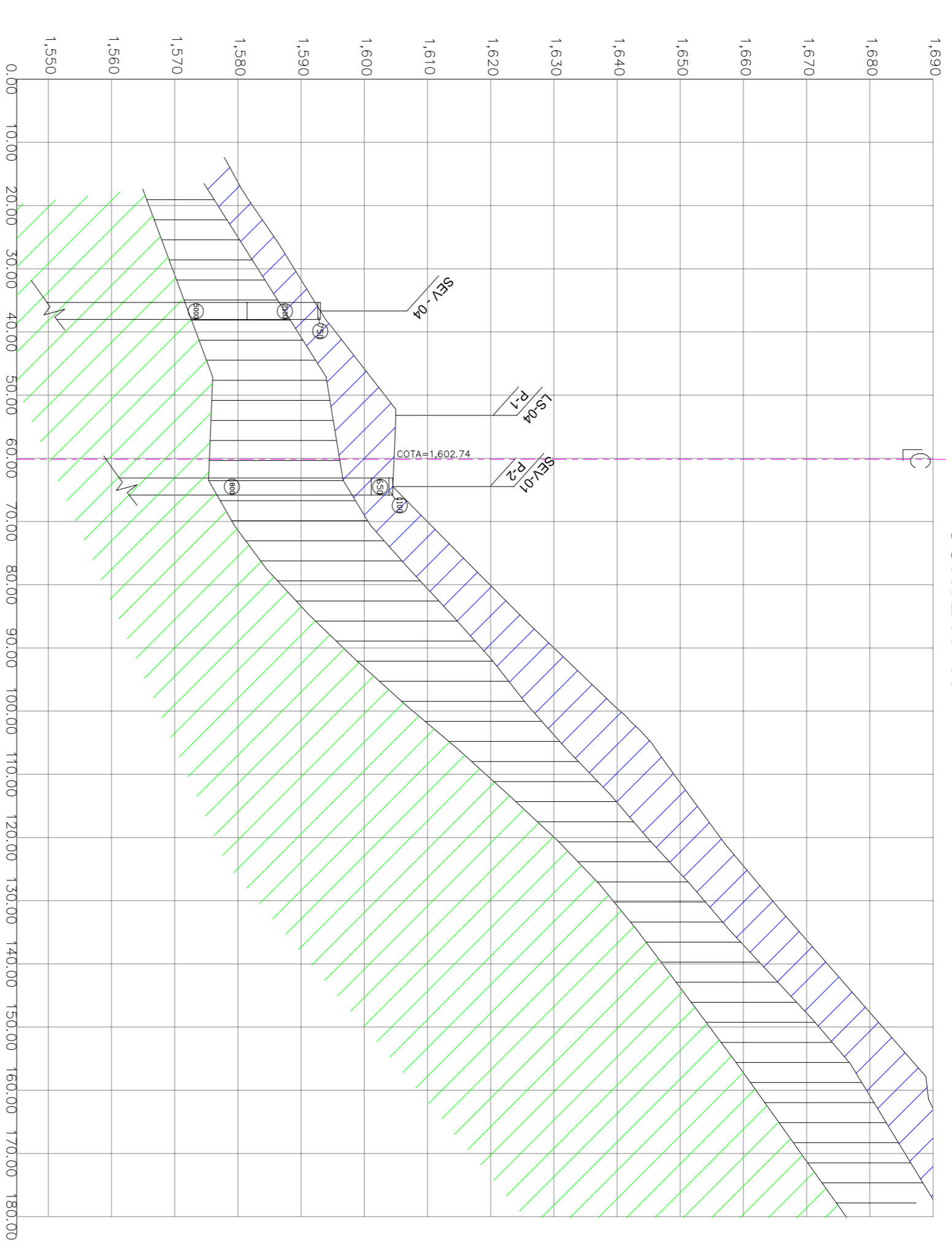


ESCALA 1:750

PERFIL GEOTECNICO

	Suelo de Cobertura Vp = 450 m/s γ _{unsat} = 11.6 kN/m ³ γ _{sat} = 18.0 kN/m ³ E = 1.38205 kN/m ² c = 93 kN/m ² φ = 29°
	Colindas matriz arenosa Vp = 850 m/s γ _{unsat} = 16.5 kN/m ³ γ _{sat} = 19.0 kN/m ³ E = 6.28258 kN/m ² c = 93 kN/m ² φ = 30°
	Roca volcánica meteorizada Vp = 3600 m/s γ _{unsat} = 21 kN/m ³ γ _{sat} = 23 kN/m ³ E = 1.3587 kN/m ² c = 200 kN/m ² φ = 41°

CORTE A - A'

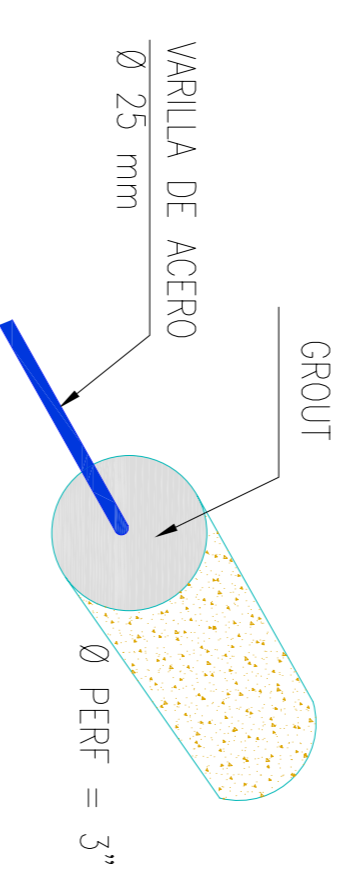
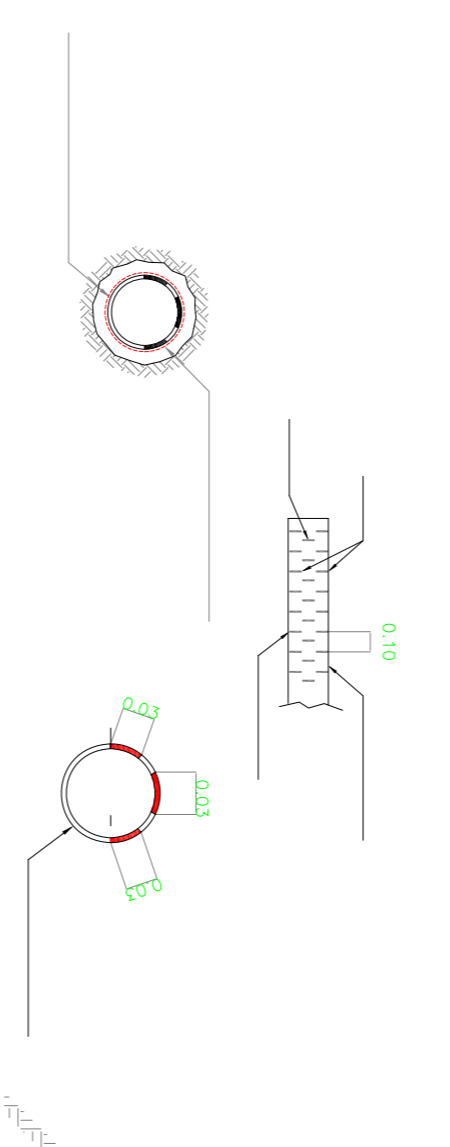
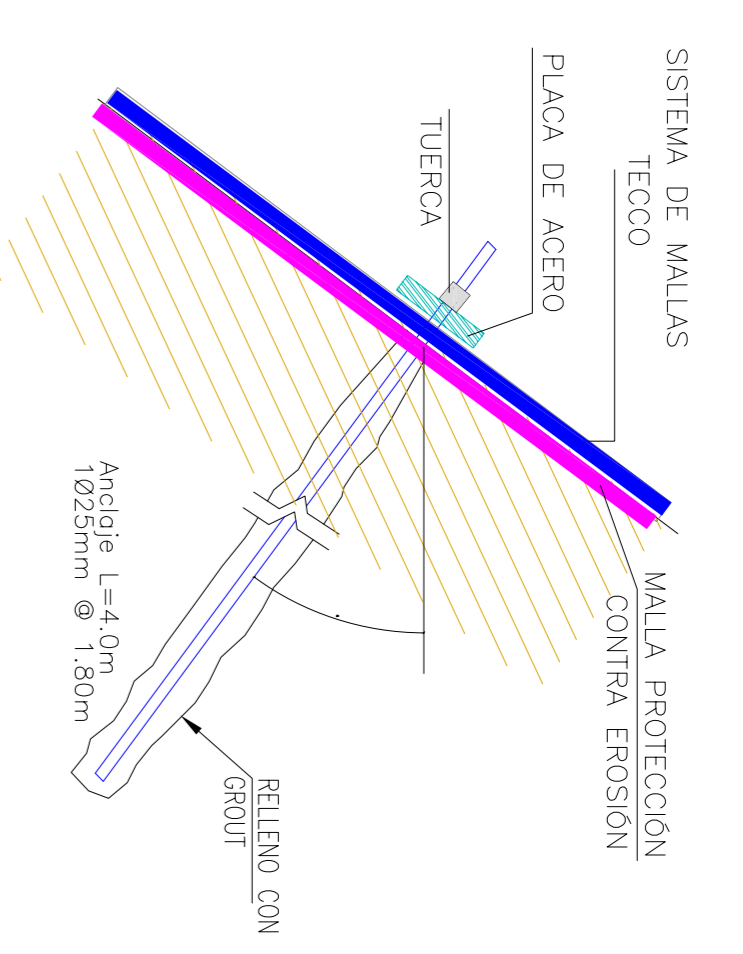
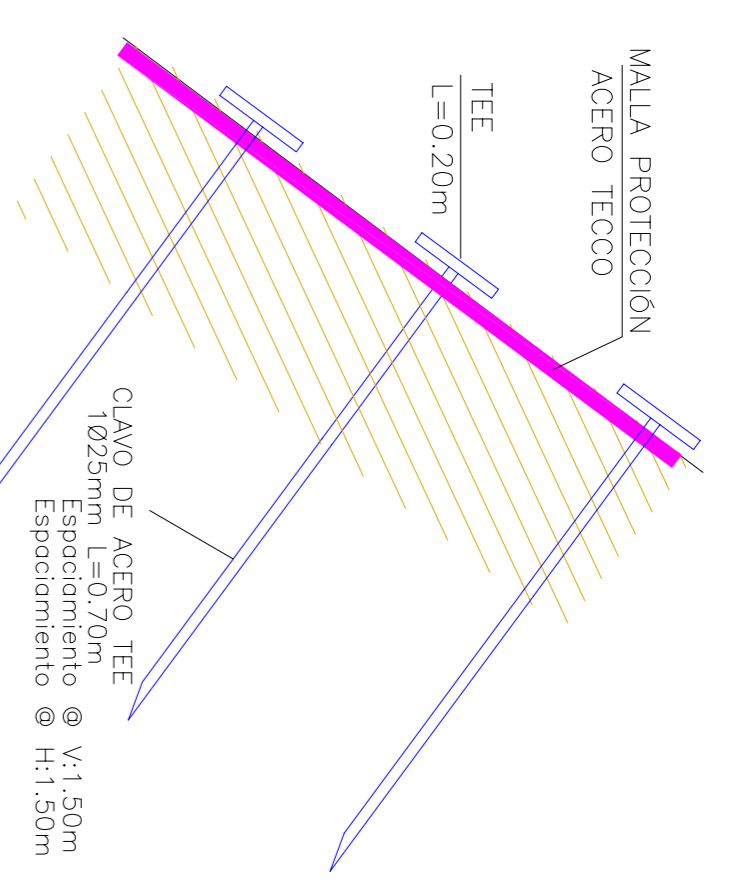
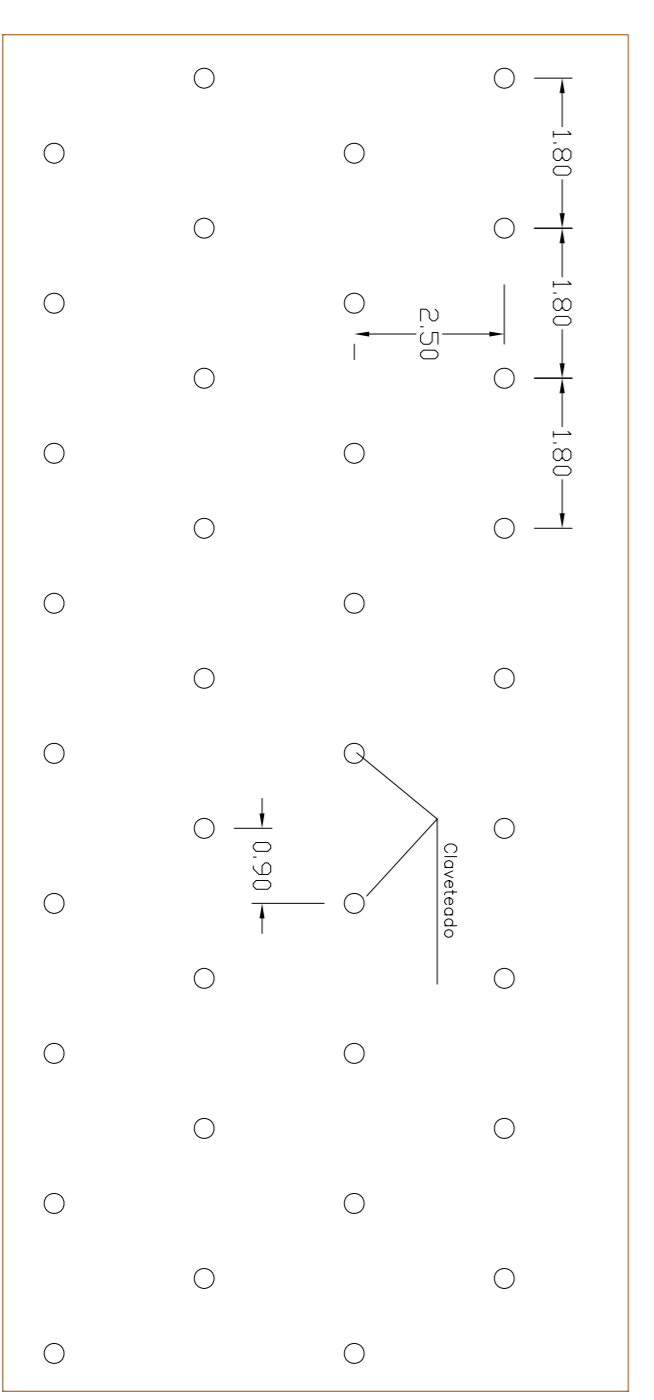
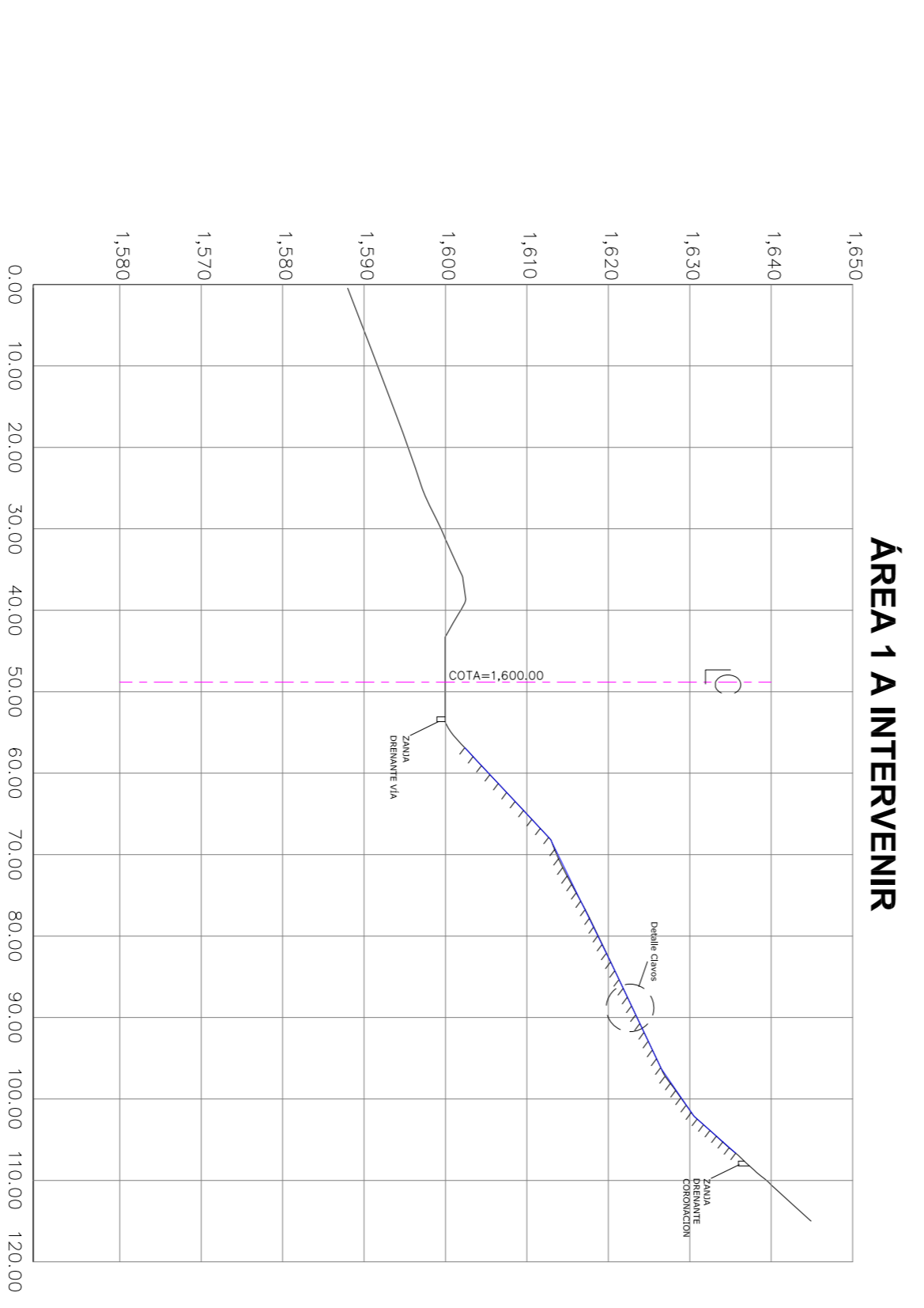
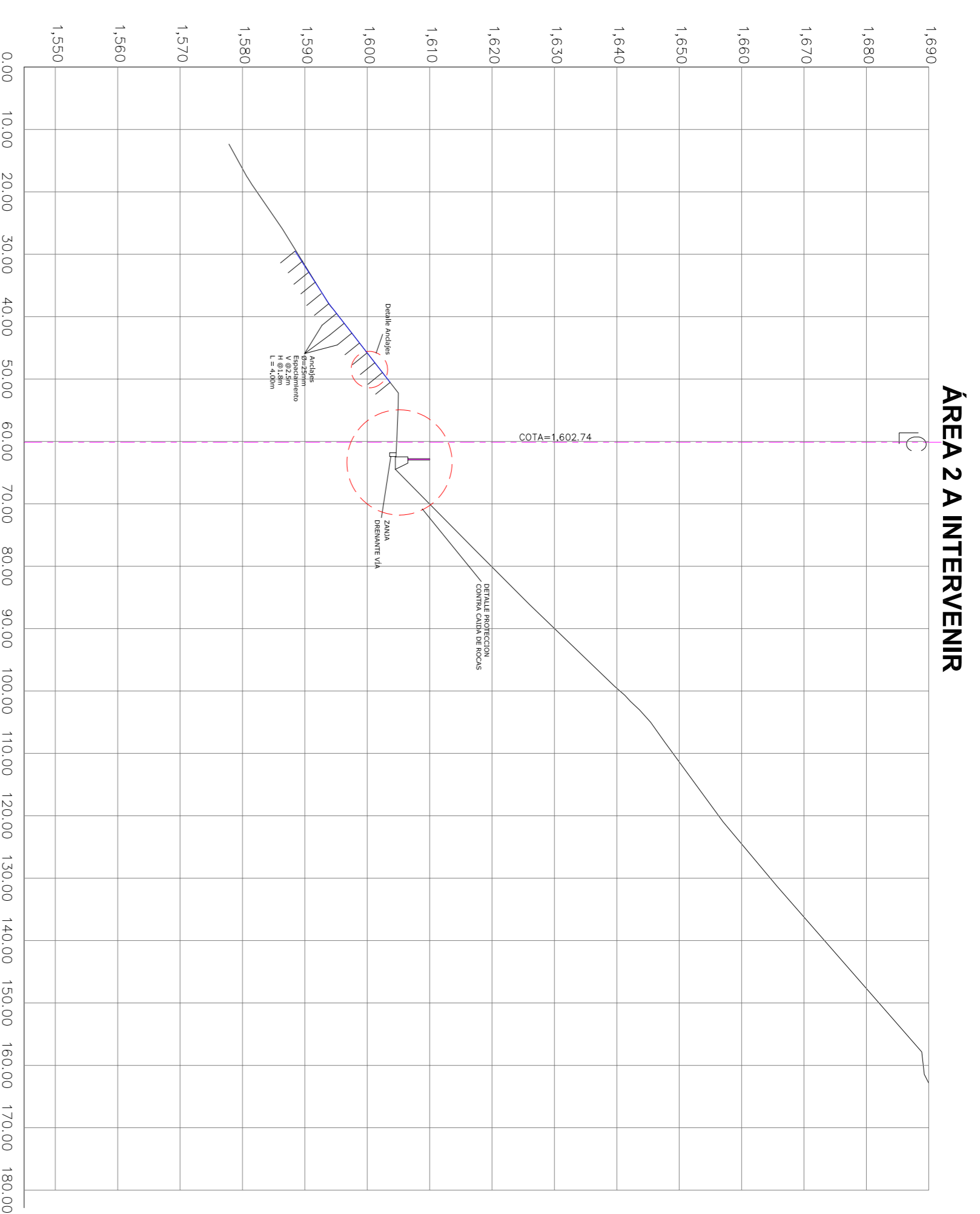
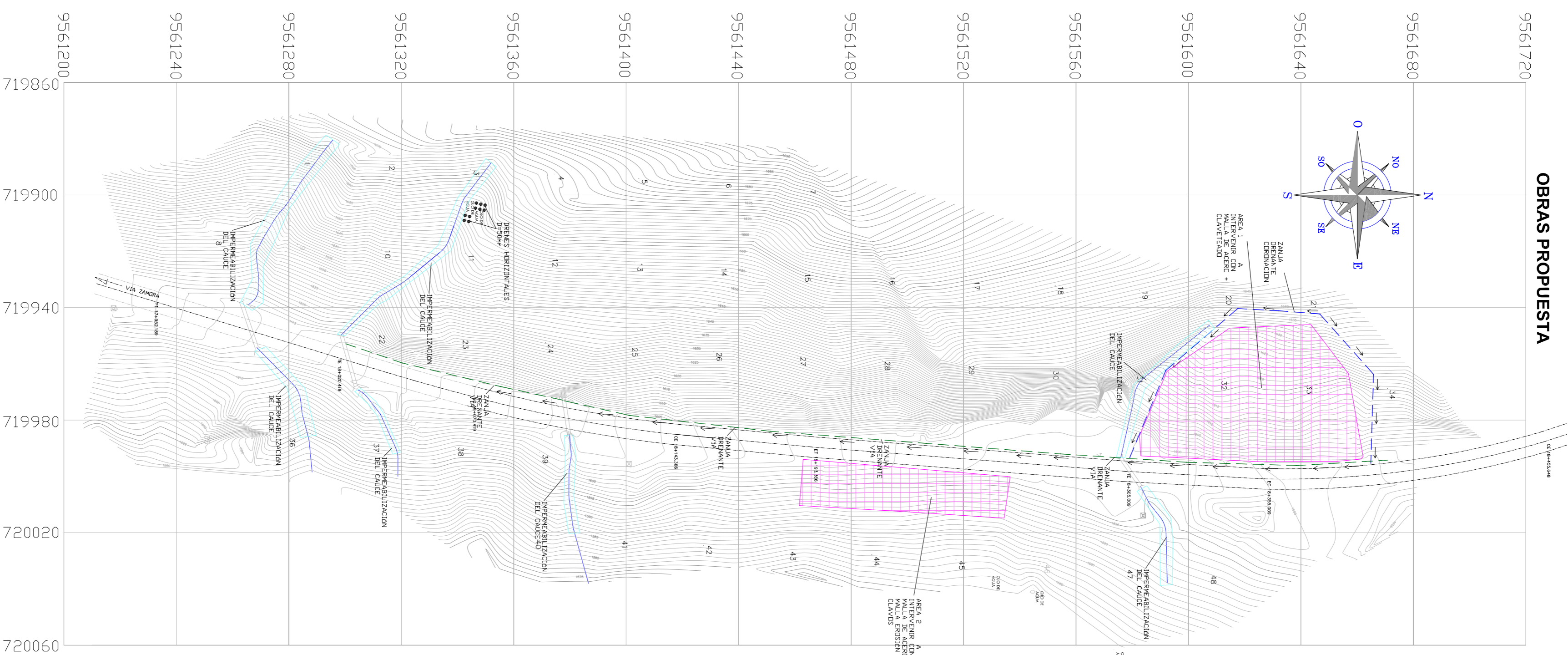


ESCALA 1:750

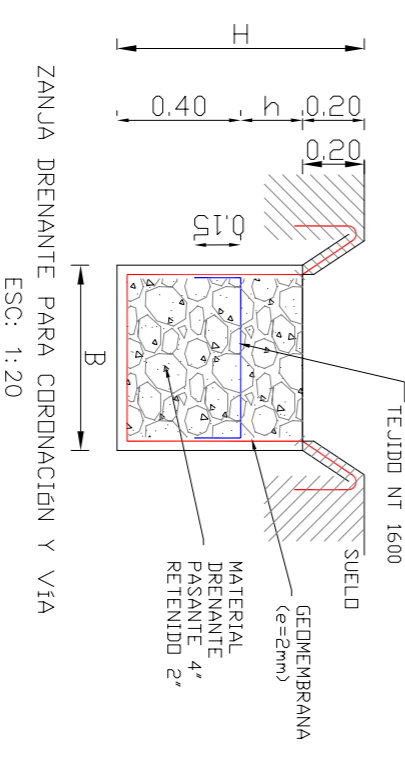
PERFIL GEOTECNICO

	Suelo de Cobertura Vp = 450 m/s γ _{unsat} = 11.6 kN/m ³ γ _{sat} = 18.0 kN/m ³ E = 1.38205 kN/m ² c = 93 kN/m ² φ = 29°
	Colindas matriz arenosa Vp = 1150 m/s γ _{unsat} = 16.5 kN/m ³ γ _{sat} = 19.0 kN/m ³ E = 2.7125 kN/m ² c = 93 kN/m ² φ = 30°
	Roca volcánica meteorizada Vp = 3444 m/s γ _{unsat} = 21.1 kN/m ³ γ _{sat} = 23 kN/m ³ E = 5.7808 kN/m ² c = 200 kN/m ² φ = 40°

		MINISTERIO DE TRANSPORTE Y OBRAS PÚBLICAS SUBSECRETARÍA DE LA INFRAESTRUCTURA DEL TRANSPORTE DIRECCIÓN DE ESTUDIOS DEL TRANSPORTE	
		PROYECTO: Terminación de la Carretera - ZAMORA LOJA - EL TIRO - SAN FRANCISCO - ZAMORA	CONTRATO N°: 1 de 2
CONTENIDO: UBICACIÓN DE SONDEOS Y PERFILES PROVINCIAS: AZUAGAS - TUNGURAHUO - BOLÍVAR		ESCALA INDICADAS: FECHA: Mayo - 2011 MAPA:	
CLASE: III LONGITUD: 57,895 km ESTUDIO DEFINITIVO ZAMORA CHANCHIFE LOJA Y CHUNCHIFE		REPRESENTANTE LEGAL:	
ING. ESTROCIJAL		ING. DIRECTOR DEL PROYECTO:	
ING. CARLOS GAZDAN GAZDAN ING. GELCOCO		ING. JONATHAN BRAVO GARCIA ING. DE DISEÑO:	
ING. PABLO TORRES BALDIN		ING. CESAR LANZARINI SOTO ING. GUSTAVO GÓMEZ ACUÑE	
1- REVISADO		2- REVISADO	
ING. SUPERVISOR DE CEMENTO		ING. COMPROBADOR DE AREA ING. COMPROBADOR ADMINISTRACION ESTUDIOS ING. DIRECTOR DE ESTUDIOS DEL TRANSPORTE	
COMPROBADO		APROBADO	



ITEM	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD
1	Malla de protección rotable	m ²	3720
2	Malla de acero Tecco	m ²	1872
3	Anclajes L=4.0m Ø25mm	U	416
4	Clavos Ø25mm	U	1900
5	Zanja drenante con conexión	m	185
6	Zanja drenante vía	m	296
7	Diversos superficies D=50mm	U	10



VOLUMENES DE OBRA	
-------------------	--

PROYECTO:	Terminación de la Carretera - SAN FRANCISCO - ZAMORA
CONTIENE:	OBRAS PROPUESTAS Y DETALLES
DIRECCIONES PROVINCIALES:	LOJA Y ZAMORA
CLASE:	ESTUDIO DEFINITIVO
PROYECTOS:	LOJA Y ZAMORA
FECHA:	Mayo - 2011
ESTADO:	DEFINITIVO
PROYECTOS:	LOJA Y ZAMORA
FECHA:	Mayo - 2011
ESTADO:	DEFINITIVO

PROYECTO:	Terminación de la Carretera - SAN FRANCISCO - ZAMORA
CONTIENE:	OBRAS PROPUESTAS Y DETALLES
DIRECCIONES PROVINCIALES:	LOJA Y ZAMORA
CLASE:	ESTUDIO DEFINITIVO
PROYECTOS:	LOJA Y ZAMORA
FECHA:	Mayo - 2011
ESTADO:	DEFINITIVO

1- REVISADO	2- REVISADO	COMPROBADO	APROBADO
ING. SUPERVISOR DE CALIDAD	ING. COORDINADOR DE OBRA	ING. COORDINADOR ADMINISTRATIVO ESTUDIOS	ING. DIRECTOR DE ESTUDIOS DEL TRANSPORTE
ING. CARLOS GARCIA GONZALEZ	ING. JOHANA BRAYO GARCIA	ING. FERNANDO GONZALEZ ESPINOZA	ING. DE DISEÑO
ING. PABLO TORRES BARRON	ING. OSCAR LANDOLINI SOTO	ING. GUSTAVO GOMEZ AGUIRRE	

NOTA: El dimensionamiento de la zanja drenante, deberá realizarlo el encargado del drenaje superficial de la vía, detalle únicamente esquemático

Domocronas y Sismogramas



**PERFIL TOPOGRÀFICO
LÍNEAS GEOFÍSICAS**

OBRA: ANALISIS ESTABILIDAD DE TALUDES CARRETERA LOJA-ZAMORA
LOCALIZACIÓN: ABS: 17+950 - 18+450
FECHA: Agosto del 2010

LINEA SISMICA Nº1

Geòfono #	X (m)	COTA
1	0.0	1598.00
2	6.0	1603.06
3	12.0	1608.43
4	18.0	1611.05
5	24.0	1614.61
6	30.0	1617.73
7	36.0	1620.19
8	42.0	1621.16
9	48.0	1622.81
10	54.0	1625.18
11	60.0	1627.94
12	66.0	1631.13
13	72.0	1634.32
14	78.0	1637.47
15	84.0	1638.97
16	90.0	1640.39

LINEA SISMICA Nº2

Geòfono #	X (m)	COTA
1	0.0	1608.00
2	7.0	1616.93
3	14.0	1624.29
4	21.0	1631.55
5	28.0	1637.22
6	35.0	1643.19
7	42.0	1649.21
8	49.0	1654.70
9	56.0	1659.54
10	63.0	1664.07
11	70.0	1666.59
12	77.0	1668.74
13	84.0	1671.98
14	91.0	1676.74
15	98.0	1683.00

LINEA SISMICA Nº3

Geòfono #	X (m)	COTA
1	0.0	1602.00
2	7.0	1609.73
3	14.0	1617.81
4	21.0	1624.85
5	28.0	1631.96
6	35.0	1638.70
7	42.0	1644.00
8	49.0	1650.27
9	56.0	1656.15
10	63.0	1661.88
11	70.0	1666.52
12	77.0	1672.35
13	84.0	1678.60
14	91.0	1684.39
15	98.0	1689.54

LINEA SISMICA Nº4

Geòfono #	X (m)	COTA
1	0.0	1612.00
2	10.0	1611.10
3	20.0	1610.68
4	30.0	1609.71
5	40.0	1609.00
6	50.0	1608.00
7	60.0	1607.24
8	70.0	1606.00
9	80.0	1606.16
10	90.0	1605.69
11	100.0	1604.91
12	110.0	1604.84
13	120.0	1602.62
14	130.0	1602.00
15	140.0	1601.97
16	150.0	1601.00



GEOSUELOS
CIA. LTDA. CONSULTORES

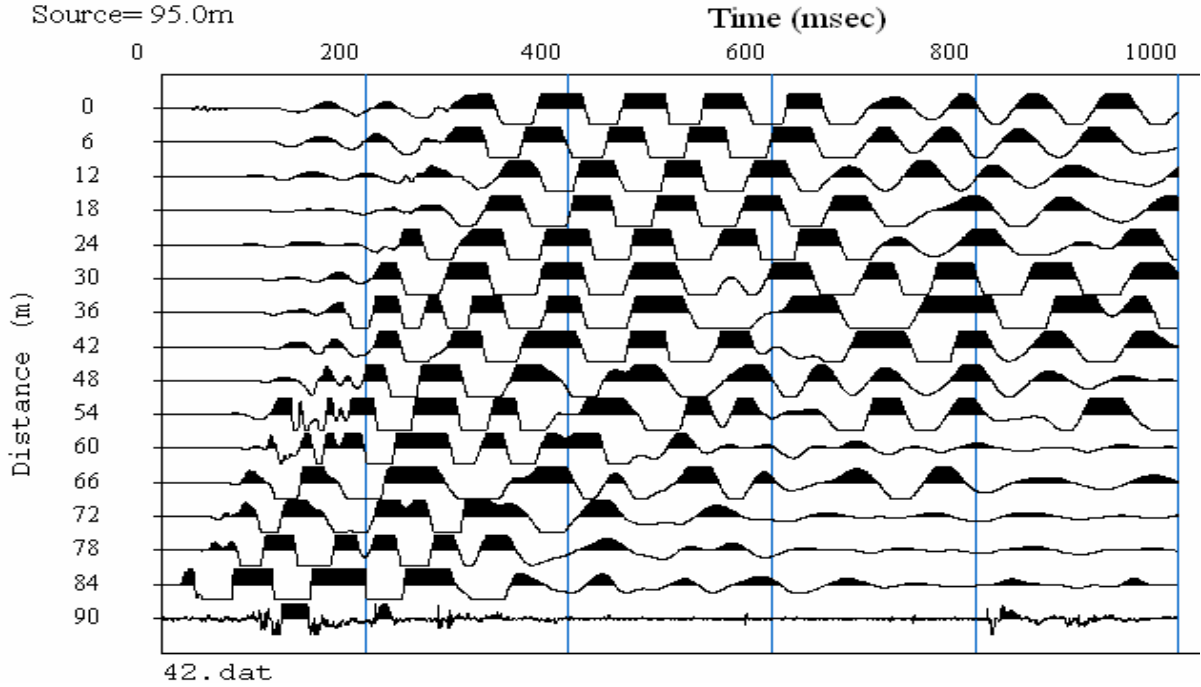
SÍSMICA DE REFRACCIÓN PRIMERAS LLEGADAS

OBRA: ANALISIS ESTABILIDAD DE TALUDES CARRETERA LOJA-ZAMORA
LOCALIZACIÓN: ABS: 17+950 - 18+450
FECHA: Agosto del 2010

LÍNEA SÍSMICA Nº 1

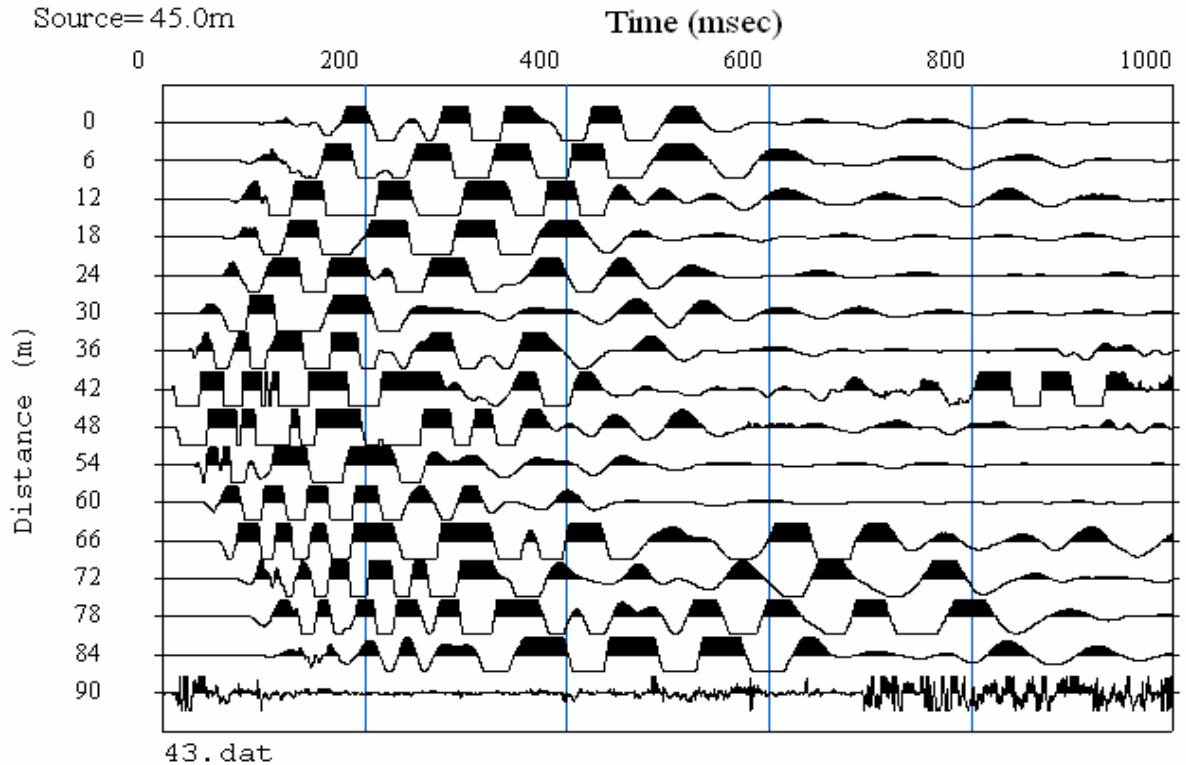
DISPARO # 1

Source= 95.0m



DISPARO # 2

Source= 45.0m

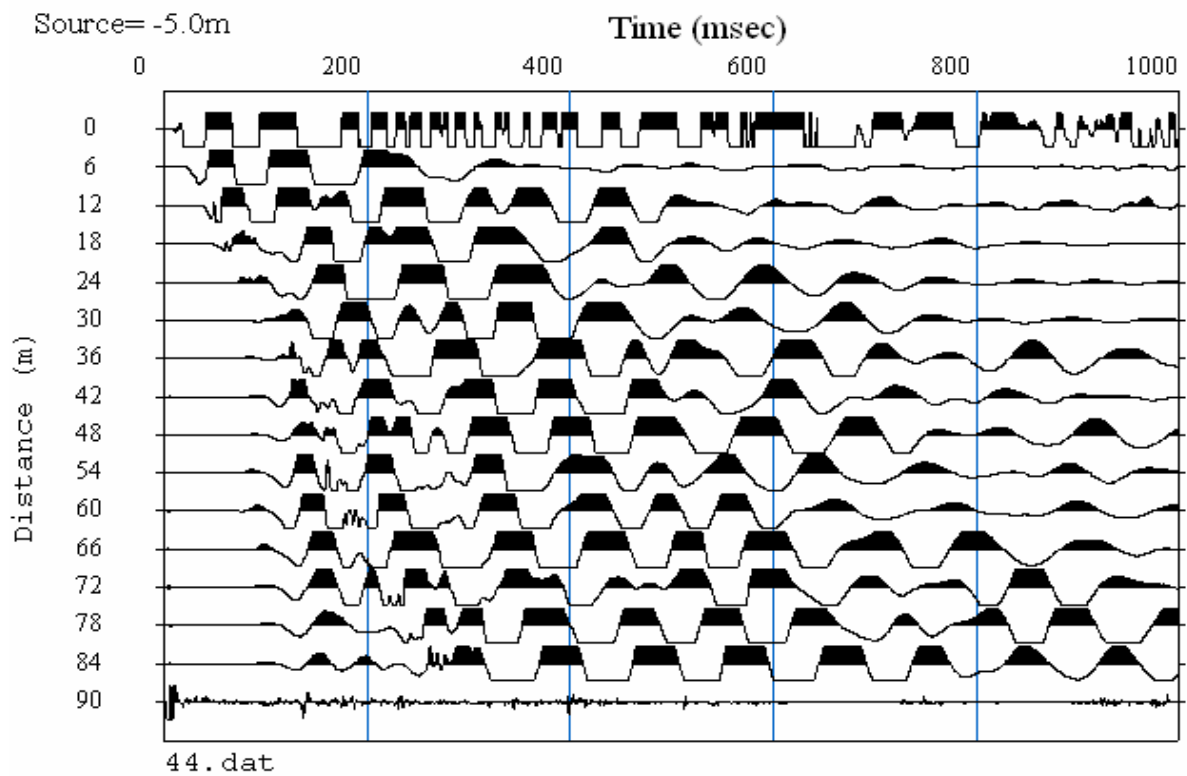




SÍSMICA DE REFRACCIÓN PRIMERAS LLEGADAS

OBRA: ANALISIS ESTABILIDAD DE TALUDES CARRETERA LOJA-ZAMORA
LOCALIZACIÓN: ABS: 17+950 - 18+450
FECHA: Agosto del 2010

LÍNEA SÍSMICA N° 1
DISPARO # 3





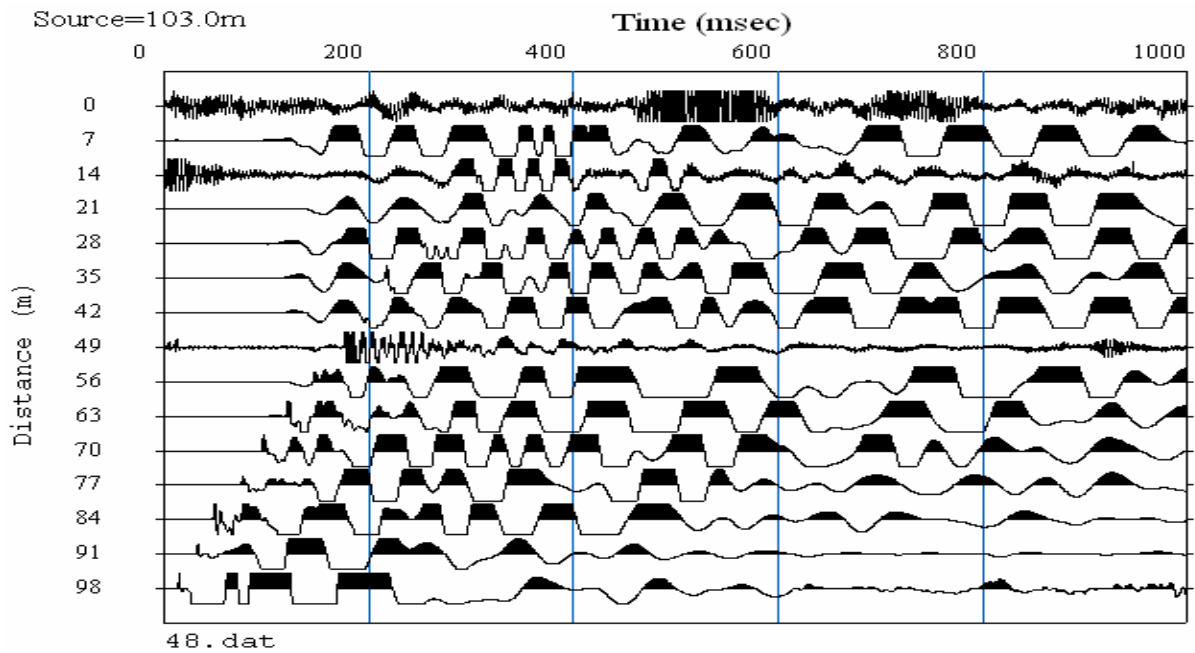
GEOSUELOS
CIA. LTDA. CONSULTORES

SÍSMICA DE REFRACCIÓN PRIMERAS LLEGADAS

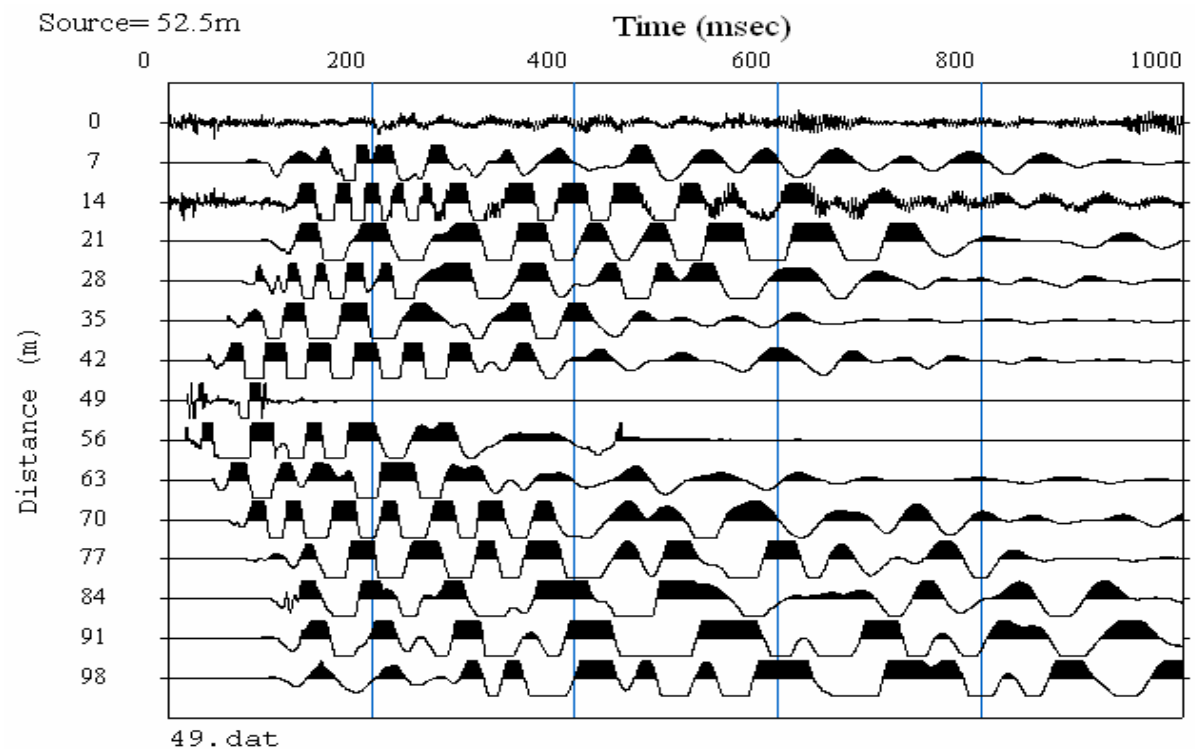
OBRA: ANALISIS ESTABILIDAD DE TALUDES CARRETERA LOJA-ZAMORA
LOCALIZACIÓN: ABS: 17+950 - 18+450
FECHA: Agosto del 2010

LÍNEA SÍSMICA Nº 2

DISPARO # 1



DISPARO # 2





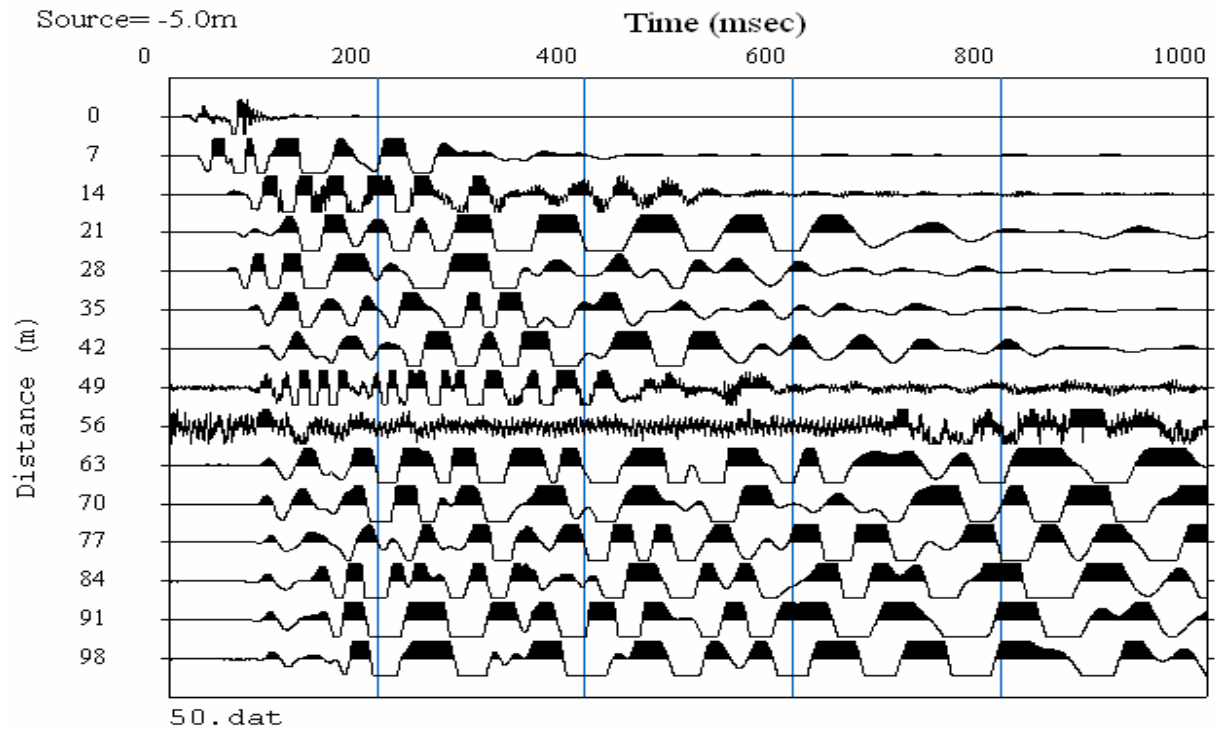
GEOSUELOS
CIA. LTDA. CONSULTORES

SÍSMICA DE REFRACCIÓN PRIMERAS LLEGADAS

OBRA: ANALISIS ESTABILIDAD DE TALUDES CARRETERA LOJA-ZAMORA
LOCALIZACIÓN: ABS: 17+950 - 18+450
FECHA: Agosto del 2010

LÍNEA SÍSMICA Nº 2

DISPARO # 3





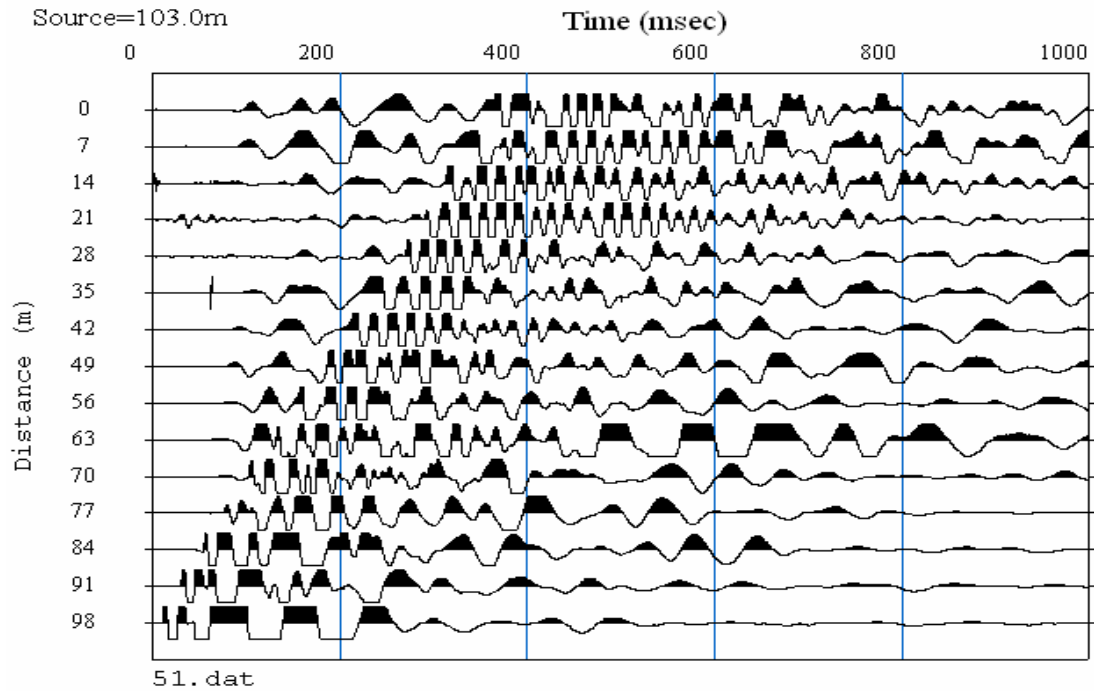
GEOSUELOS
CIA. LTDA. CONSULTORES

SÍSMICA DE REFRACCIÓN PRIMERAS LLEGADAS

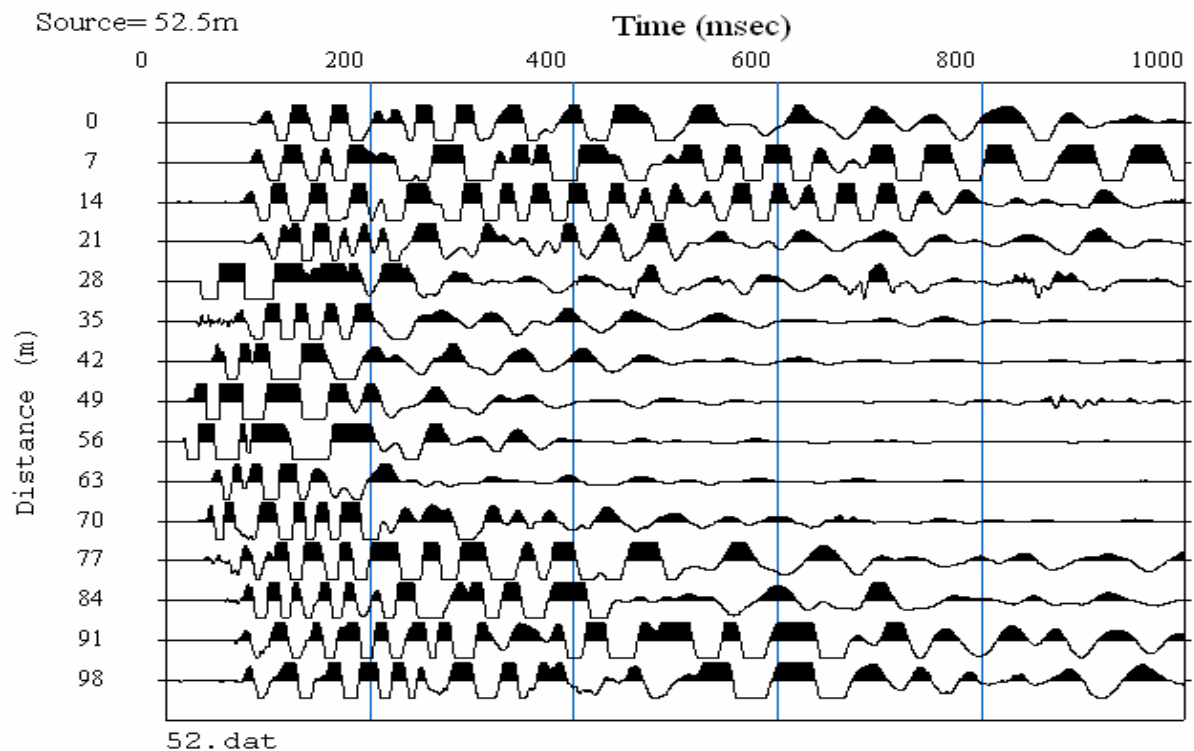
OBRA: ANALISIS ESTABILIDAD DE TALUDES CARRETERA LOJA-ZAMORA
LOCALIZACIÓN: ABS: 17+950 - 18+450
FECHA: Agosto del 2010

LÍNEA SÍSMICA Nº 3

DISPARO # 1



DISPARO # 2





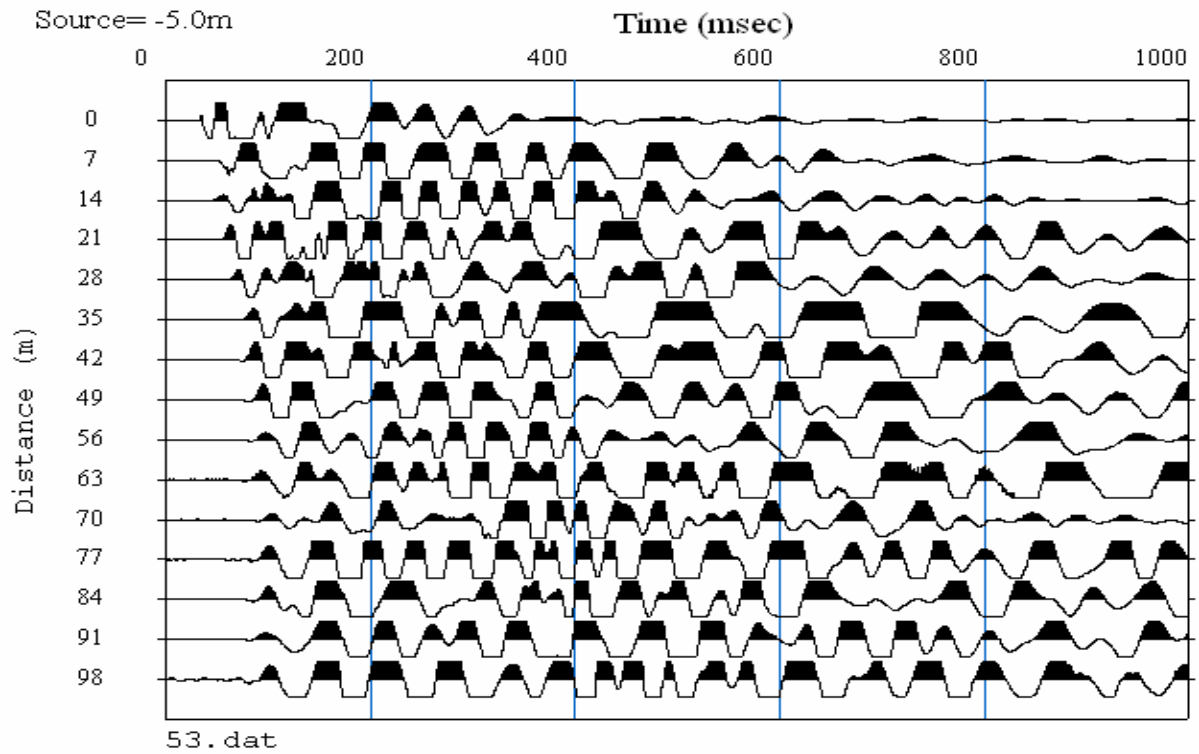
GEOSUELOS
CIA. LTDA. CONSULTORES

SÍSMICA DE REFRACCIÓN PRIMERAS LLEGADAS

OBRA: ANALISIS ESTABILIDAD DE TALUDES CARRETERA LOJA-ZAMORA
LOCALIZACIÓN: ABS: 17+950 - 18+450
FECHA: Agosto del 2010

LÍNEA SÍSMICA Nº 3

DISPARO # 3

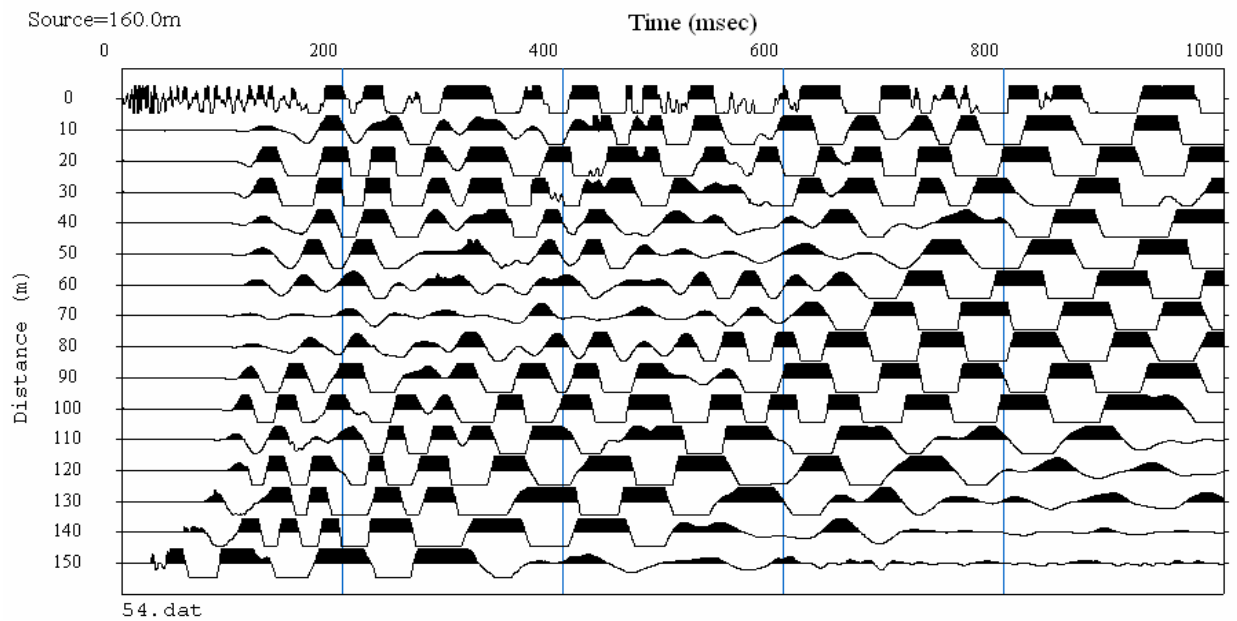




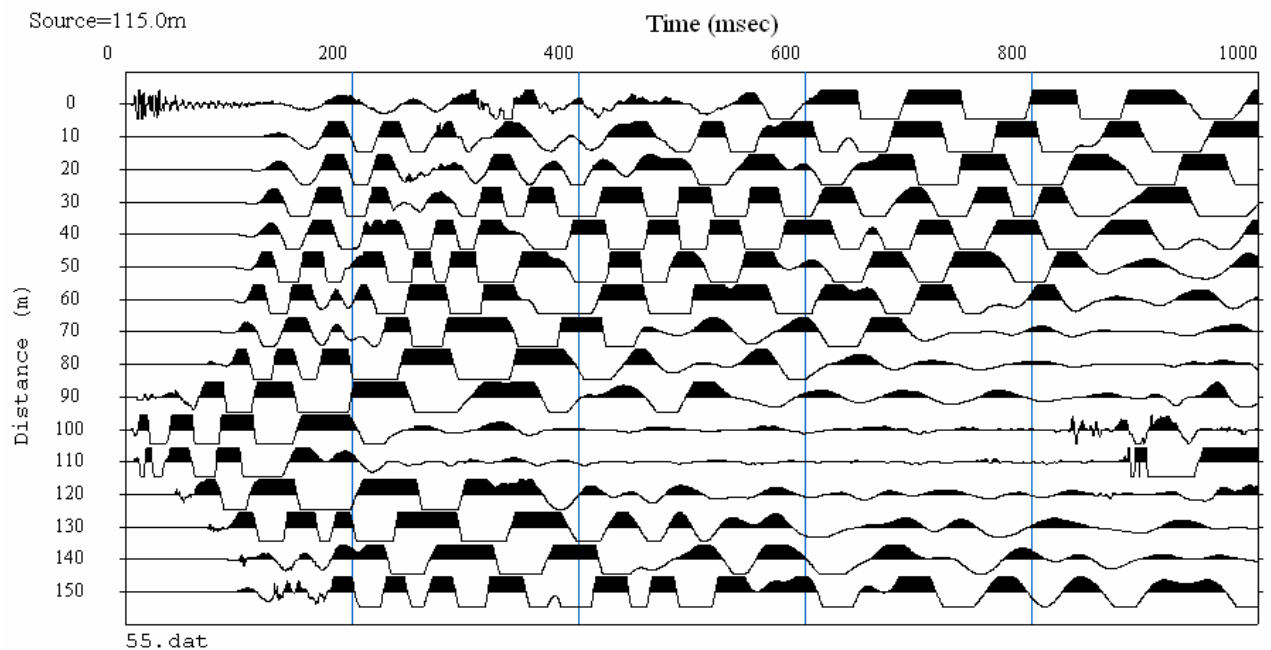
SÍSMICA DE REFRACCIÓN PRIMERAS LLEGADAS

OBRA: ANALISIS ESTABILIDAD DE TALUDES CARRETERA LOJA-ZAMORA
LOCALIZACIÓN: ABS: 17+950 - 18+450
FECHA: Agosto del 2010

LÍNEA SÍSMICA Nº 4
DISPARO # 1



DISPARO # 2





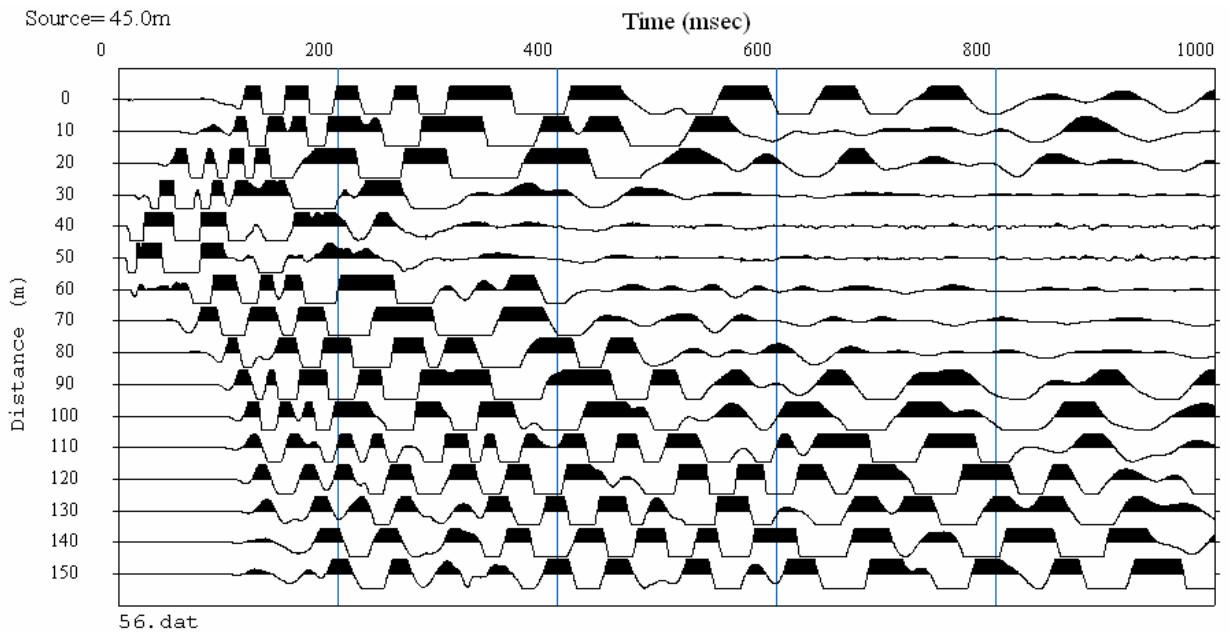
GEOSUELOS
CIA. LTDA. CONSULTORES

SÍSMICA DE REFRACCIÓN PRIMERAS LLEGADAS

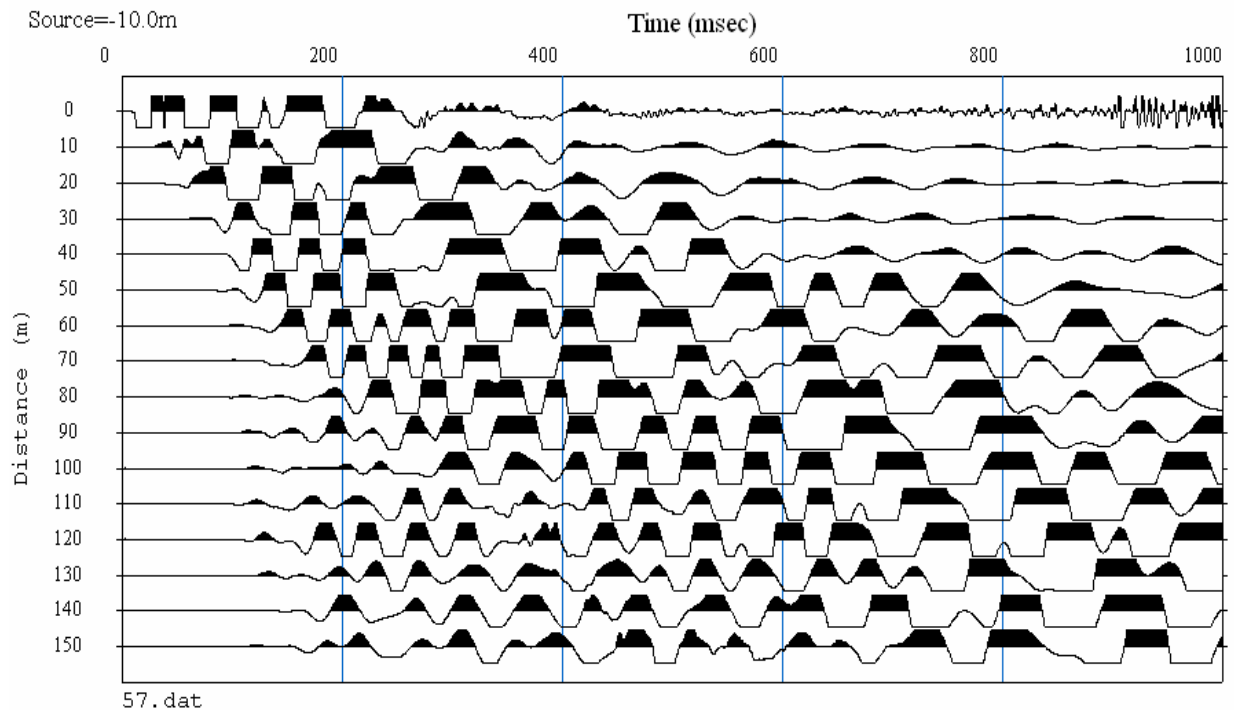
OBRA: ANALISIS ESTABILIDAD DE TALUDES CARRETERA LOJA-ZAMORA
LOCALIZACIÓN: ABS: 17+950 - 18+450
FECHA: Agosto del 2010

LÍNEA SÍSMICA Nº 4

DISPARO # 3



DISPARO # 4

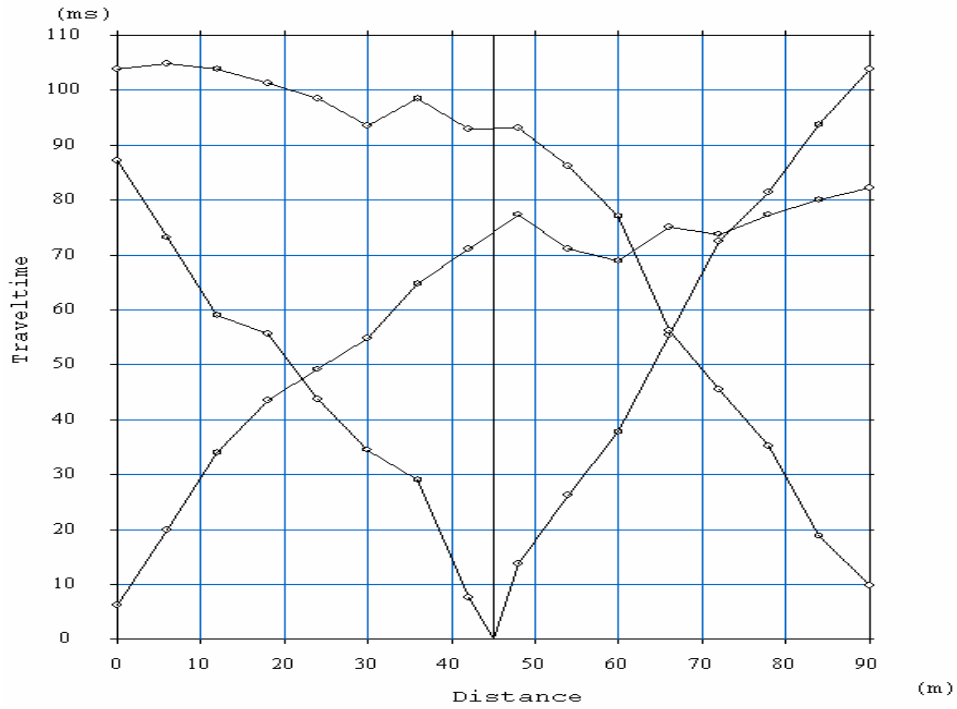




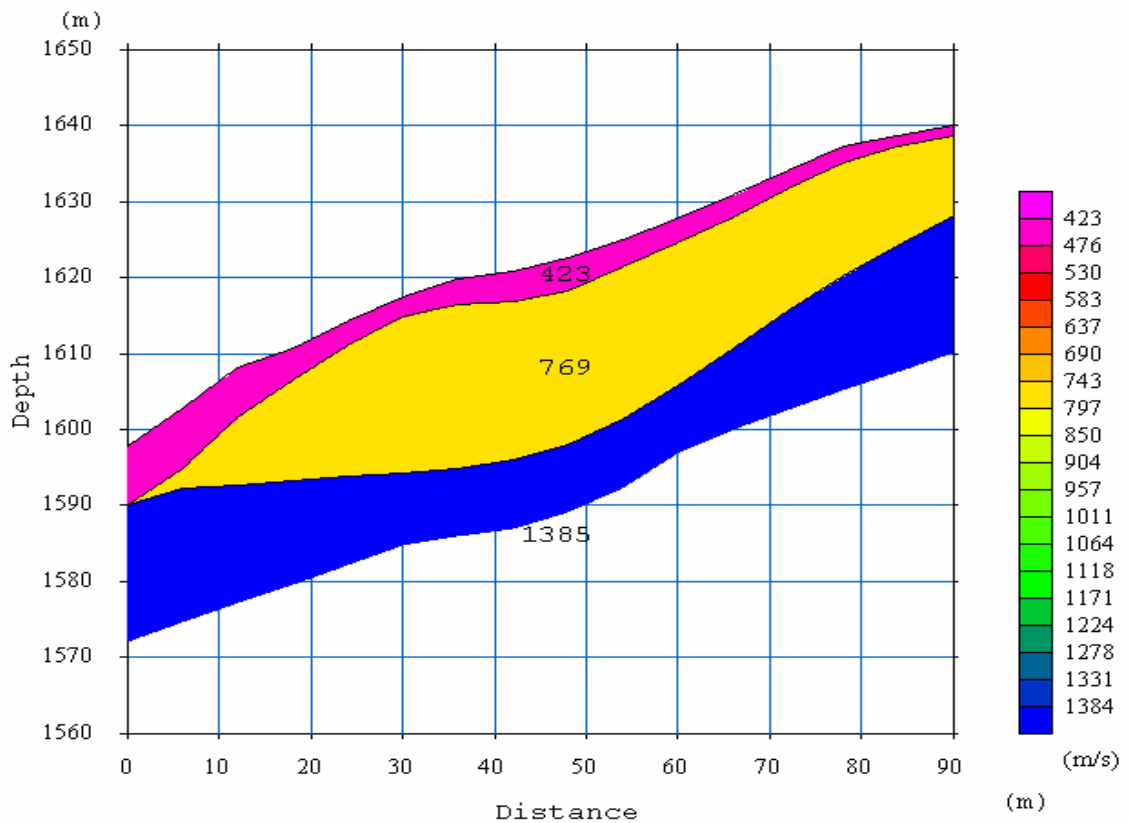
SÍSMICA DE REFRACCIÓN PERFIL GEOFÍSICO

OBRA: ANALISIS ESTABILIDAD DE TALUDES CARRETERA LOJA-ZAMORA
LOCALIZACIÓN: ABS: 17+950 - 18+450
FECHA: agosto-2009

LÍNEA SÍSMICA N°1 DOMOCROMA



PERFIL GEOFISICO

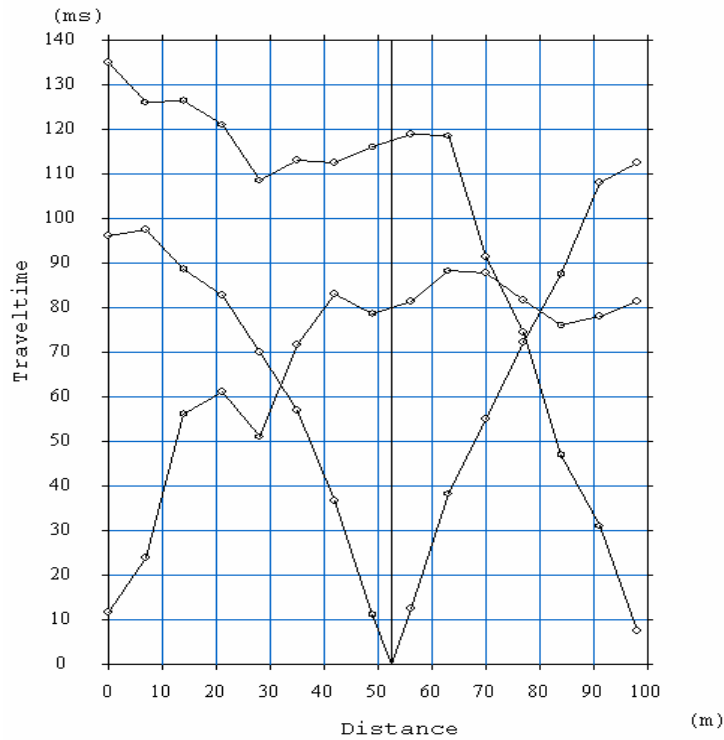




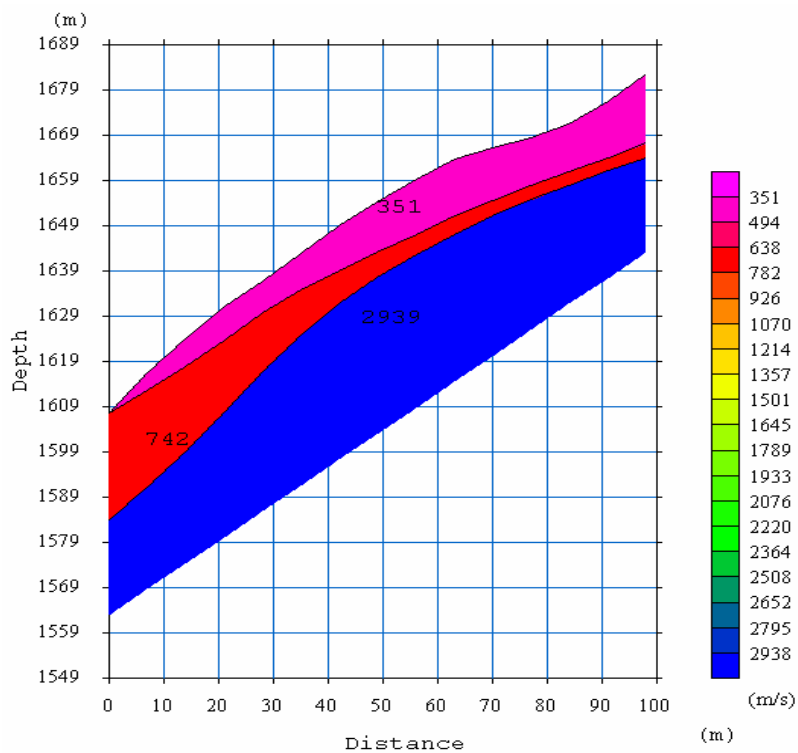
SÍSMICA DE REFRACCIÓN PERFIL GEOFÍSICO

OBRA: ANALISIS ESTABILIDAD DE TALUDES CARRETERA LOJA-ZAMORA
LOCALIZACIÓN: ABS: 17+950 - 18+450
FECHA: agosto-2010

LÍNEA SÍSMICA Nº2 DOMOCROMA



PERFIL GEOFÍSICO

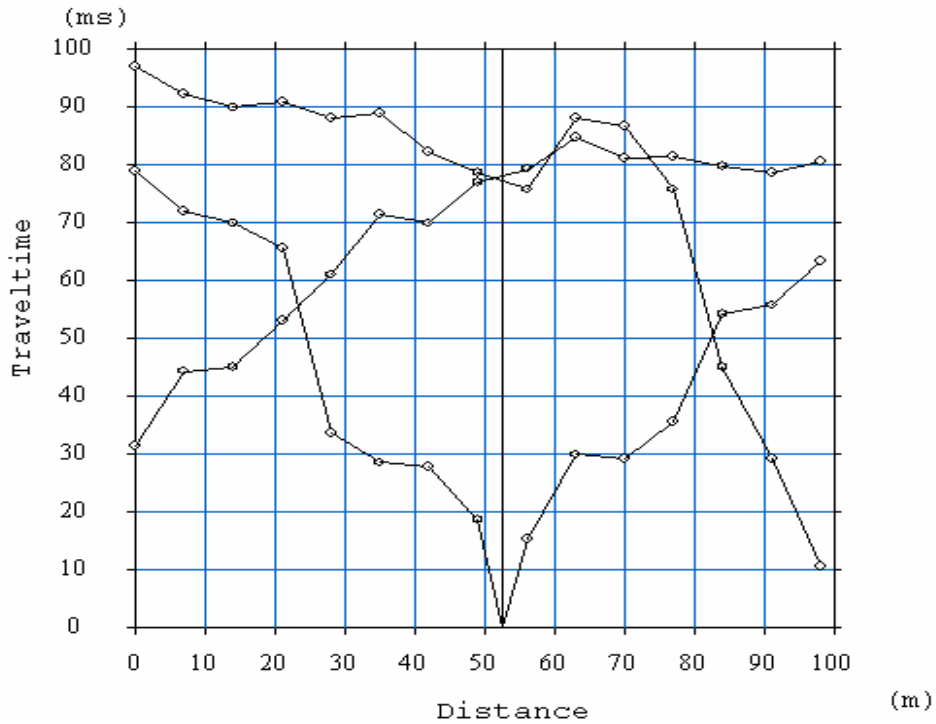




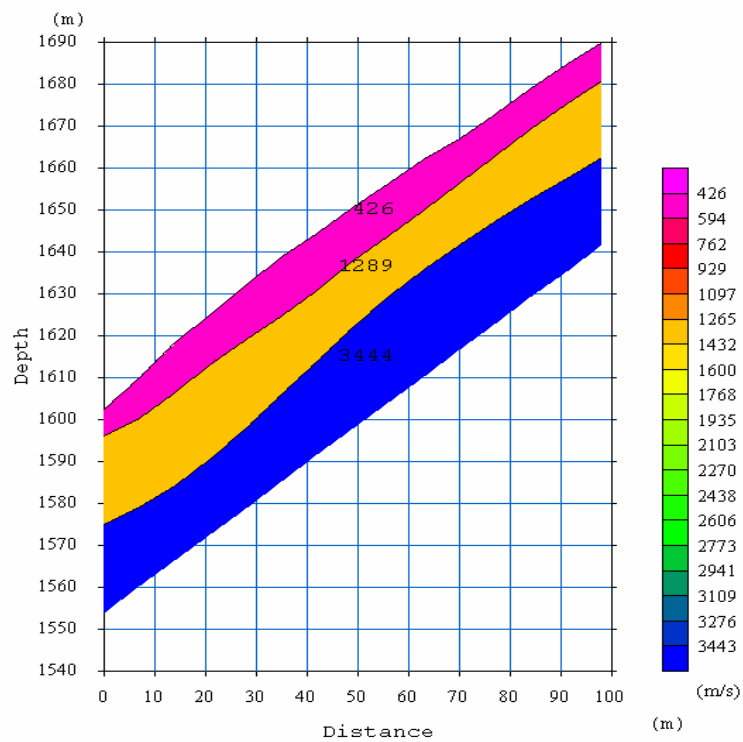
SÍSMICA DE REFRACCIÓN PERFIL GEOFÍSICO

OBRA: ANALISIS ESTABILIDAD DE TALUDES CARRETERA LOJA-ZAMORA
LOCALIZACIÓN: ABS: 17+950 - 18+450
FECHA: agosto-2009

LÍNEA SÍSMICA Nº3 DOMOCROMA



PERFIL GEOFISICO



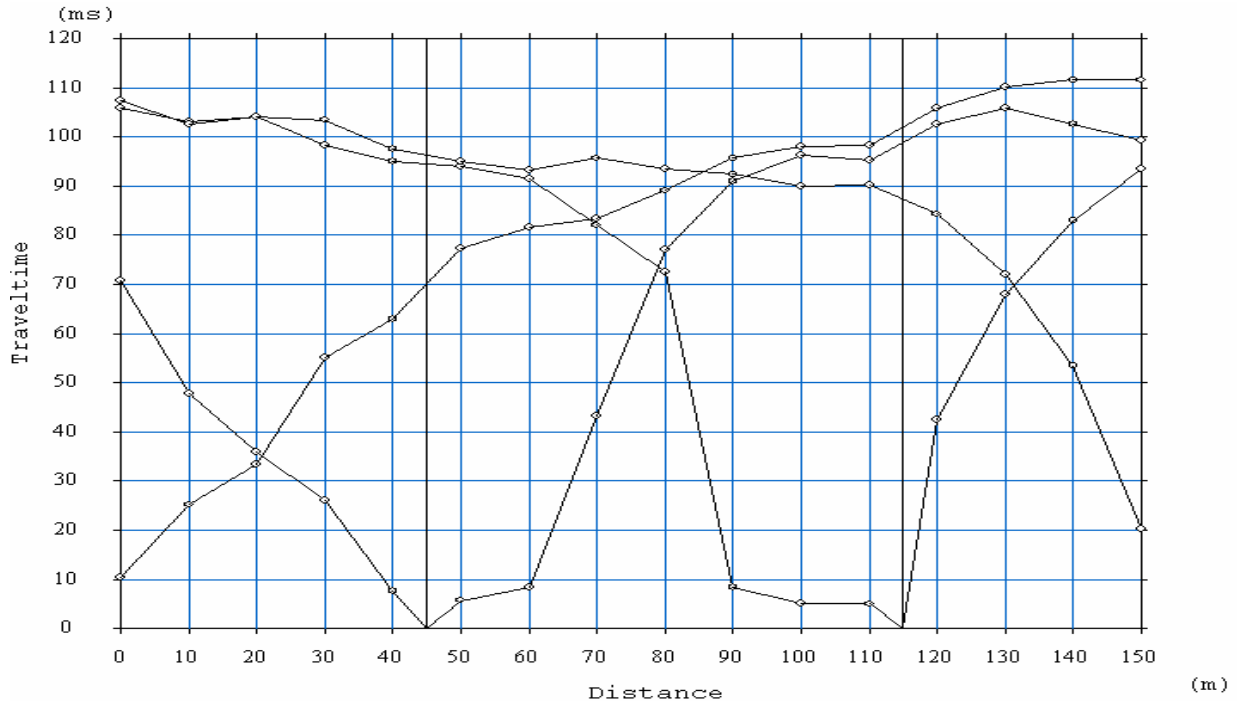


SÍSMICA DE REFRACCIÓN PERFIL GEOFÍSICO

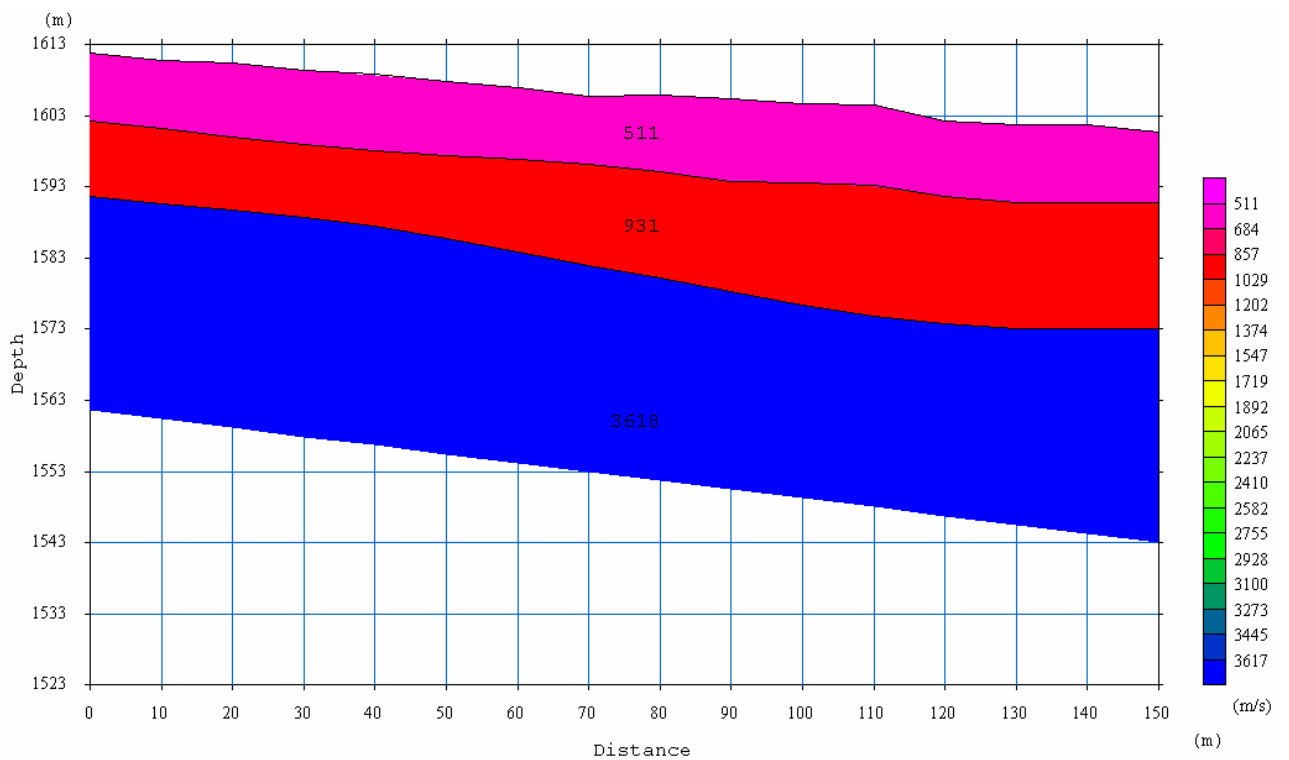
OBRA: ANALISIS ESTABILIDAD DE TALUDES CARRETERA LOJA-ZAMORA
LOCALIZACIÓN: ABS: 17+950 - 18+450
FECHA: agosto-2010

LÍNEA SÍSMICA N°4

DOMOCROMA



PEFIL GEOFISICO

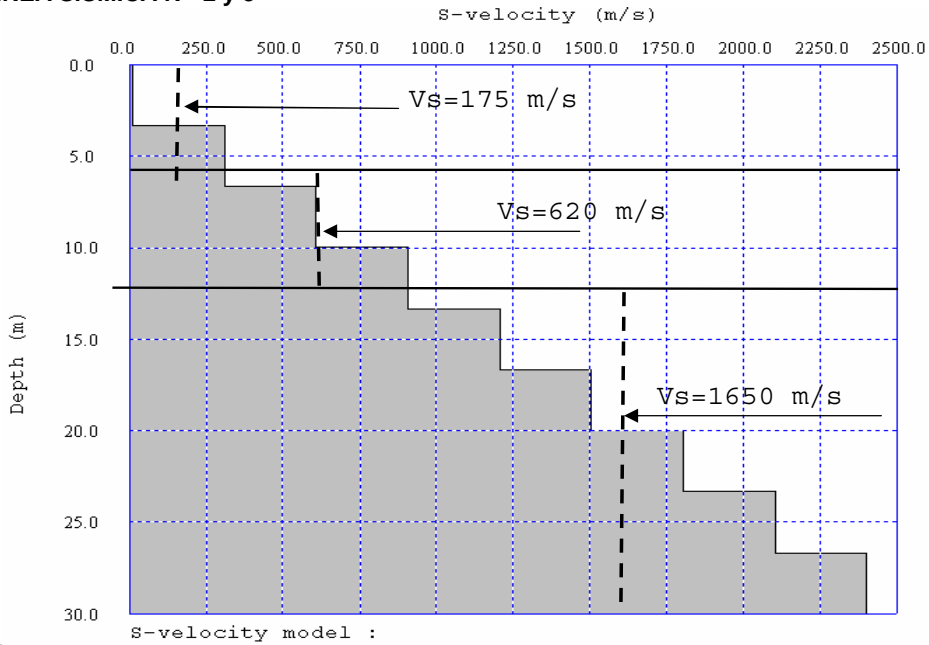




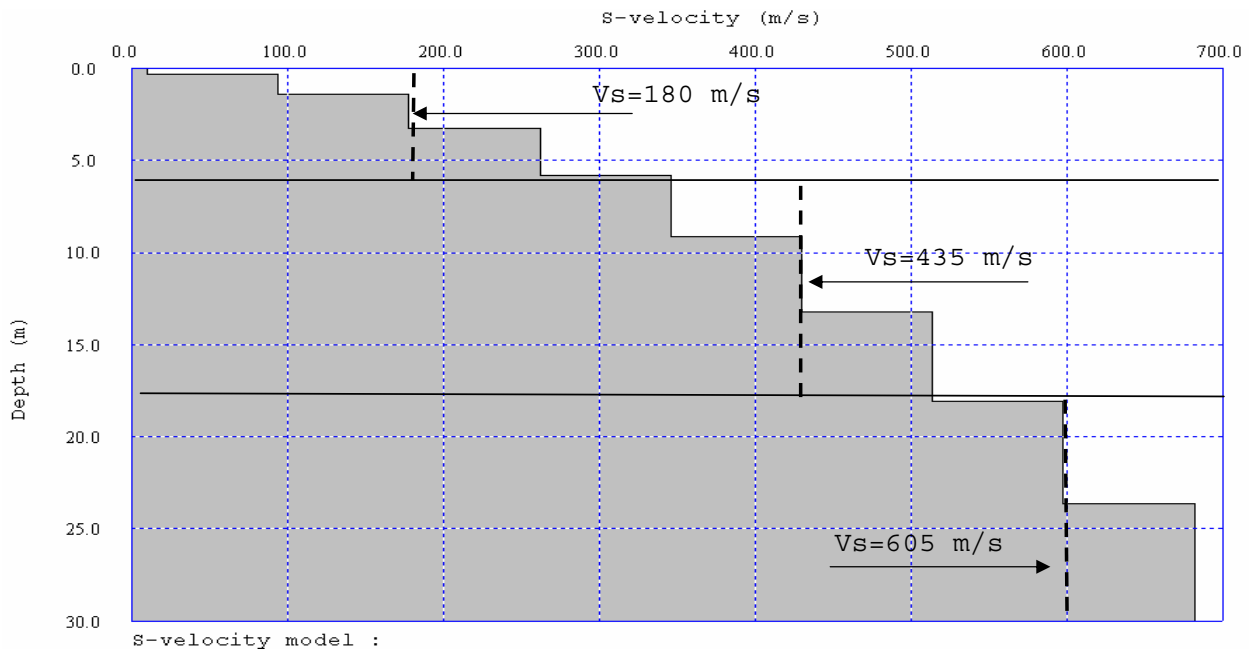
SÍSMICA DE REFRACCIÓN
VELOCIDAD Vs

OBRA: ANALISIS ESTABILIDAD DE TALUDES CARRETERA LOJA-ZAMORA
LOCALIZACIÓN: ABS: 17+950 - 18+450
FECHA: Agosto del 2010

LÍNEA SÍSMICA N° 2 y 3



LÍNEA SÍSMICA N° 1



Parámetros Geotécnicos



ANÁLISIS DE LA CAPACIDAD DE CARGA EN FUNCION DE PARAMETROS ELASTICOS

OBRA: CARRETERA LOJA - ZAMORA
LOCALIZACIÓN: ABS: 17+950 - 18+450
FECHA: MAYO DEL 2011

Prof. (m)	ν Poisson	Vp (m/s)	Vs (m/s)	γ T/m ³	g m ² /s	E din Kg/cm ²	E din max Kg/cm ²	E est Kg/cm ²	E def Kg/cm ²	Cimentación Superficial		
										q _a (t/m ²) B= 1.00 m	q _a (t/m ²) B= 2.00 m	q _a (t/m ²) prom.
1.00	0.42	460	175	1.58	9.80	1398.95	1300000	517.69	93.30	28.19	14.09	21.14
5.00	0.35	1289	620	1.73	9.80	18295.49	1300001	9728.37	507.78	28.19	76.71	52.45
16.00	0.35	3444	1650	2.11	9.80	158357.67	1300002	114154.71	5206.96	1484.70	786.60	1135.65

La capacidad de carga se ha calculado utilizando los parametros elasticos E y μ (Modulo de deformacion y Poisson) definidos en la sismica, conjuntamente con el asentamiento inmediato de 2.50 cm.



**ANÁLISIS DE LA CAPACIDAD DE CARGA
EN FUNCION DE CORRELACIONES "N" (SPT) - Vp**

OBRA: CARRETERA LOJA - ZAMORA
LOCALIZACIÓN: ABS: 17+950 - 18+450
FECHA: MAYO DEL 2011

PERFIL B - B'

Nivel freático: _____ **m**

Prof. (m)	Vp (m/s)	Vs (m/s)	ν Poisson	DENSIDAD t/m ³	N Aguilar-Serrano	N Ohta y Goto (1978)	N (SPT) esc.	N ₇₀	φ	c kN/m ²	Cimentación Superficial		
											q _a (mey) (t/m ²) B= 1.00 m	q _a (mey) (t/m ²) B= 2.00 m	q _a (mey) (t/m ²) prom.
5.00	460	207	0.37	1.58	11.30	13.66	11.30	8.54	29.62	31.64	12.81	11.34	12.07
15.00	850	383	0.37	1.65	21.30	46.65	21.30	12.30	30.71	59.64	18.46	16.34	17.40
25.00	3600	1620	0.37	2.14	105.50	836.86	105.50	53.24	41.54	295.40	79.85	70.71	75.28



ANÁLISIS DE LA CAPACIDAD DE CARGA EN FUNCION DE PARAMETROS ELASTICOS

OBRA: CARRETERA LOJA - ZAMORA
LOCALIZACIÓN: ABS: 17+950 - 18+450
FECHA: MAYO DEL 2011

PERFIL B - B'

Prof. (m)	ν Poisson	Vp (m/s)	Vs (m/s)	γ T/m ³	g m ² /s	E din Kg/cm ²	E din max Kg/cm ²	E est Kg/cm ²	E def Kg/cm ²	Cimentación Superficial		
										q _a (t/m ²) B= 1.00 m	q _a (t/m ²) B= 2.00 m	q _a (t/m ²) prom.
5.00	0.37	460	207	1.58	9.80	1898.78	1300000	733.58	103.01	29.92	14.96	22.44
15.00	0.37	850	383	1.65	9.80	6766.32	1300001	3127.07	210.72	29.92	30.60	30.26
25.00	0.37	3600	1620	2.14	9.80	157167.43	1300002	113176.25	5162.93	1499.39	749.69	1124.54

La capacidad de carga se ha calculado utilizando los parametros elasticos E y μ (Modulo de deformacion y Poisson) definidos en la sismica, conjuntamente con el asentamiento inmediato de 2.50 cm.



**ANÁLISIS DE LA CAPACIDAD DE CARGA
EN FUNCION DE CORRELACIONES "N" (SPT) - Vp**

OBRA: CARRETERA LOJA - ZAMORA
LOCALIZACIÓN: ABS: 17+950 - 18+450
FECHA: MAYO DEL 2011

Nivel freático: m

Prof. (m)	Vp (m/s)	Vs (m/s)	ν Poisson	DENSIDAD t/m ³	N Aguilar-Serrano	N Ohta y Goto (1978)	N (SPT) esc.	N ₇₀	φ	c kN/m ²	Cimentación Superficial		
											q _a (mey) (t/m ²) B= 1.00 m	q _a (mey) (t/m ²) B= 2.00 m	q _a (mey) (t/m ²) prom.
1.00	460	175	0.42	1.58	11.30	9.77	11.30	16.85	32.00	31.64	25.27	20.51	22.89
5.00	1289	620	0.35	1.73	33.59	122.58	33.59	25.38	34.37	94.06	38.07	33.71	35.89
16.00	3444	1650	0.35	2.11	100.82	868.14	100.82	57.36	42.53	282.30	86.04	76.19	81.11

Resultados Resistividad Eléctrica

PROYECTO: ESTABILIDAD DE TALUDES
 OBRA: CARRETERA LOJA-ZAMORA FECHA: 27-jul-2010
 UBICACION: LOJA
 Localización: ABS:17+950 OPERADOR AF CALCULÓ:

DATOS DEL PUNTO:

SEV-1

DISTANCIAS AB/2 (m)	MN/2*	N	Error σ (%)	I (mA)	$\Delta\psi$ (ohm)	pa (ohm-m)
1.50	0.50	2	0.0	10	123.89	778.40
		2	0.0	10	123.76	777.60
		2	0.1	10	123.57	776.40
		2	0.1	10	123.57	776.40
						776.40
2.20	0.50	2	0.1	10	46.31	667.80
		2	0.1	10	46.20	666.20
		2	0.1	10	46.17	665.70
		2	0.1	10	46.17	665.70
						665.70
3.23	0.50	2	0.1	10	25.27	808.40
		2	0.3	10	25.35	810.90
		2	0.1	10	25.41	813.00
		2	0.0	10	25.38	811.90
						811.05
4.74	0.50	2	0.2	10	12.69	885.60
		2	0.0	10	12.75	890.10
		2	0.1	10	13.08	912.70
		2	0.1	10	13.08	912.80
						912.80
6.96	0.50	2	0.0	10	7.13	1 079.00
		2	0.2	10	7.15	1 083.00
		2	0.0	10	7.22	1 093.00
		2	0.0	10	7.21	1 092.00
						1 092.50
10.21	0.50	2	0.6	2	5.546	1 812.00
		2	0.2	2	5.329	1 741.00
		2	0.3	2	5.268	1 721.00
		2	0.3	2	5.338	1 744.00
						1 732.50
10.21	1.50	2	0.6	2	13.173	1 407.00
		2	0.6	2	12.424	1 327.00
		2	0.6	2	12.246	1 308.00
		2	0.1	2	12.181	1 301.00
						1 304.50
15.00	0.50	2	0.9	20	2.130	1 504.00
		2	0.5	20	2.195	1 550.00
		2	0.2	20	2.180	1 539.00
		2	0.1	20	2.201	1 554.00
						1 536.75
15.00	1.50	2	0.5	20	1.752	1 237.00
		2	0.2	20	1.779	1 256.00
		2	0.0	20	1.783	1 259.00
		2	0.3	20	5.432	1 267.00
						1 254.75
22.01	1.50	2	0.0	20	2.674	1 350.00
		2	0.1	20	2.664	1 345.00
		2	0.2	20	2.614	1 320.00
		2	2.0	20	2.658	1 342.00
						1 339.25

PROYECTO: ESTABILIDAD DE TALUDES
 OBRA: CARRETERA LOJA-ZAMORA FECHA: 27-jul-2010
 UBICACION: LOJA
 Localización: ABS:17+950 OPERADOR AF CALCULÓ:

DATOS DEL PUNTO:

SEV-1

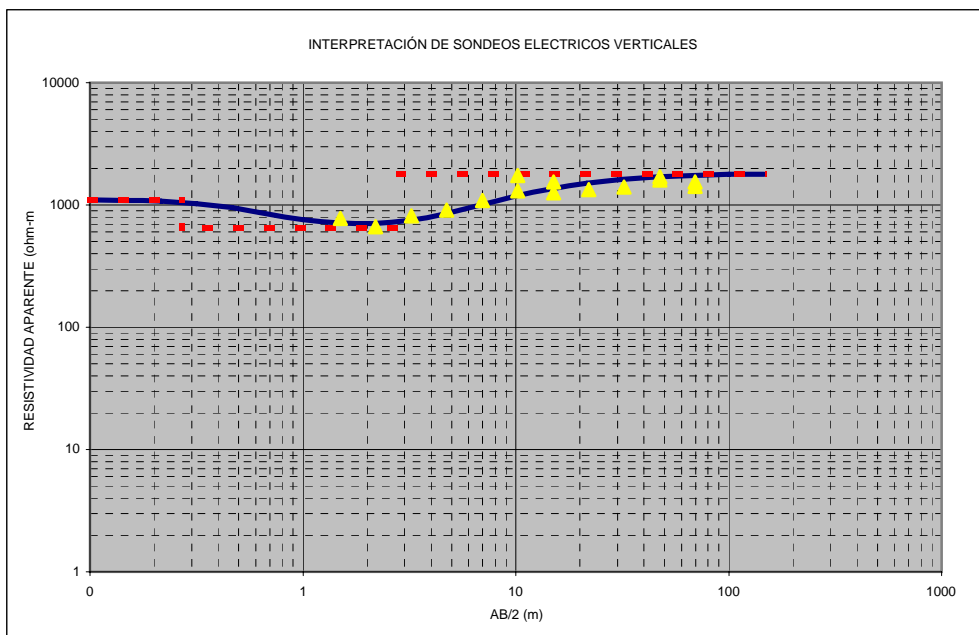
AB/2 (m)	DISTANCIAS MN/2*	N	Error σ (%)	I (mA)	$\Delta\psi$ (ohm)	ρ_a (ohm-m)
32.31	1.50	2	0.1	20	1.284	1 401.00
		2	0.1	20	1.288	1 405.00
		2	0.1	20	1.295	1 413.00
		2	0.2	20	1.290	1 407.00
						1 406.50
47.43	1.50	2	2.3	10	0.656	1 544.00
		2	0.6	10	0.671	1 580.00
		2	0.6	10	0.680	1 601.00
		2	0.3	10	0.679	1 599.00
						1 600.00
47.43	4.50	2	0.2	20	2.113	1 644.00
		2	2.1	20	2.152	1 675.00
		2	0.3	20	2.176	1 693.00
		2	0.2	20	2.173	1 691.00
						1 692.00
69.62	1.50	2	2.4	10	0.313	1 589.00
		2	4.2	10	0.296	1 503.00
		2	2.6	10	0.303	1 535.00
		2	4.4	10	0.307	1 557.00
						1 546.00
69.62	4.50	2	1.0	10	0.871	1 468.00
		2	0.3	10	0.837	1 410.00
		2	2.1	10	0.843	1 421.00
		2	0.6	10	0.842	1 418.00
						1 419.50

INTERPRETACIÓN DE SONDEOS ELÉCTRICOS VERTICALES DISPOSITIVO DE SCHLUMBERGER

PROYECTO: ESTABILIDAD DE TALUDES
OBRA: CARRETERA LOJA-ZAMORA
LOCALZ.: LOJA **SONDEO No.** **SEV-1**
FECHA: jul-2010

No. De Capas: 3

Capa No.	Espesor (m)	Profundidad (m)	Rho (ohm-m)
		0.0	
1	0.3	0.3	1100
2	2.6	2.8	650
3	--		1800



AB/2 (m)	Rho (ohm-m)
1.5	776.4
2.2	665.7
3.2	811.1
4.7	912.8
7.0	1092.5
0.5	1732.5
10.2	1304.5
15.0	1536.8
15.0	1254.8
22.0	1339.3
32.3	1406.5
47.4	1600.0
47.4	1692.0
69.6	1546.0
69.6	1419.5

PROYECTO: ESTABILIDAD DE TALUDES
 OBRA: CARRETERA LOJA-ZAMORA FECHA: 27-jul-2010
 UBICACION: LOJA
 Localización: ABS:17+950 OPERADOR AF CALCULÓ:

DATOS DEL PUNTO:

SEV-2

DISTANCIAS AB/2 (m)	MN/2*	N	Error σ (%)	I (mA)	$\Delta\psi$ (ohm)	pa (ohm-m)
1.50	0.50	2	0.0	2	1 071.91	6 735.00
		2	0.0	2	1 068.41	6 713.00
		2	0.0	2	1 066.66	6 702.00
		2	0.0	2	1 065.54	6 695.00
						6 698.50
2.20	0.50	2	0.5	2	251.67	3 629.00
		2	0.2	2	250.35	3 610.00
		2	0.2	2	247.78	3 573.00
		2	0.3	2	250.76	3 616.00
						3 616.00
3.23	0.50	2	0.1	5	98.75	3 159.00
		2	0.2	5	97.50	3 119.00
		2	0.2	5	96.75	3 095.00
		2	0.1	5	95.75	3 063.00
						3 079.00
4.74	0.50	2	0.4	2	74.50	5 200.00
		2	0.4	2	73.67	5 142.00
		2	0.1	2	70.89	4 948.00
		2	0.3	2	70.52	4 922.00
						4 935.00
6.96	0.50	2	0.4	5	28.26	4 279.00
		2	0.1	5	28.63	4 335.00
		2	1.0	5	28.16	4 263.00
		2	0.2	5	27.91	4 226.00
						4 244.50
10.21	0.50	2	0.3	20	9.645	3 151.00
		2	0.1	20	9.329	3 048.00
		2	0.1	10	9.063	2 961.00
		2	0.3	10	8.993	2 938.00
						2 949.50
10.21	1.50	2	0.1	20	37.591	4 015.00
		2	0.0	10	37.366	3 991.00
		2	0.0	10	37.272	3 981.00
		2	0.0	10	37.216	3 975.00
						3 982.33
15.00	0.50	2	0.1	20	6.086	4 297.00
		2	0.1	20	6.117	4 319.00
		2	0.0	20	6.106	4 311.00
		2	0.0	20	6.108	4 313.00
						4 314.33
15.00	1.50	2	0.0	20	4.192	2 960.00
		2	0.0	20	4.189	2 958.00
		2	0.1	20	4.191	2 959.00
		2	0.1	20	12.668	2 955.00
						2 958.00
22.01	1.50	2	0.0	10	5.161	2 606.00
		2	0.2	10	5.143	2 597.00
		2	0.1	10	5.119	2 585.00
		2	0.2	10	5.129	2 590.00
						2 590.67

PROYECTO: ESTABILIDAD DE TALUDES
OBRA: CARRETERA LOJA-ZAMORA **FECHA:** 27-jul-2010
UBICACION: LOJA
Localización: ABS:17+950 **OPERADOR** AF **CALCULÓ:**

DATOS DEL PUNTO:

SEV-2

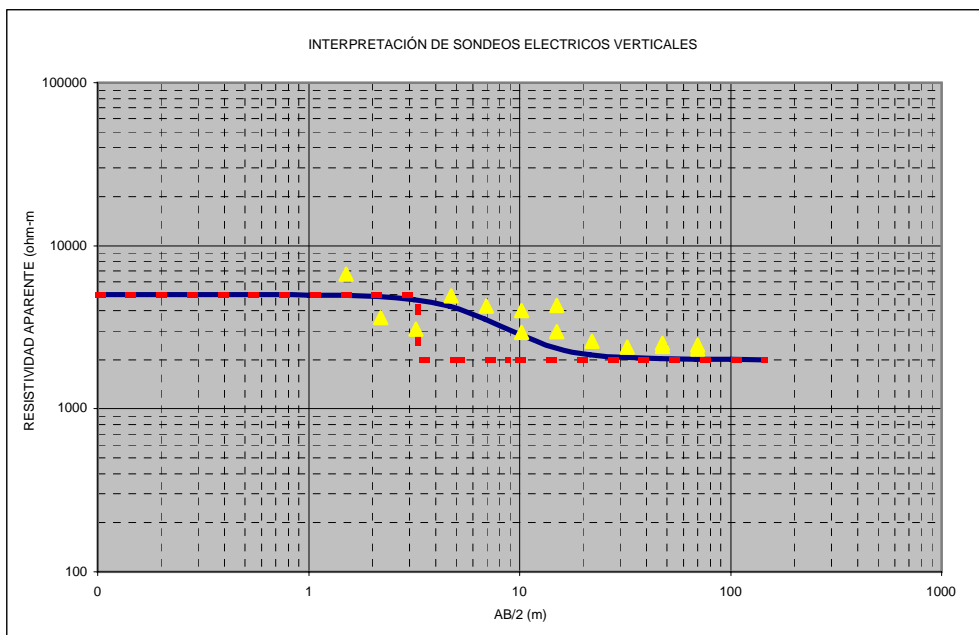
AB/2 (m)	DISTANCIAS MN/2*	N	Error σ (%)	I (mA)	$\Delta\psi$ (ohm)	pa (ohm-m)
32.31	1.50	2	0.0	20	2.198	2 398.00
		2	0.1	20	2.192	2 391.00
		2	0.1	20	2.185	2 383.00
		2	0.2	20	2.181	2 379.00
						2 381.00
47.43	1.50	2	0.4	10	1.032	2 429.00
		2	0.4	10	1.038	2 444.00
		2	0.7	10	1.029	2 422.00
		2	0.6	10	1.028	2 420.00
						2 421.00
47.43	4.50	2	0.0	10	3.233	2 516.00
		2	0.3	10	3.267	2 542.00
		2	0.2	10	3.243	2 524.00
		2	0.0	10	3.264	2 540.00
						2 530.50
69.62	1.50	2	0.3	10	0.476	2 417.00
		2	1.0	10	0.471	2 390.00
		2	0.3	10	0.487	2 470.00
		2	1.9	10	0.477	2 418.00
						2 444.00
69.62	4.50	2	0.1	10	1.335	2 250.00
		2	0.7	10	1.359	2 290.00
		2	0.0	10	1.387	2 337.00
		2	0.3	10	1.385	2 334.00
						2 335.50

INTERPRETACIÓN DE SONDEOS ELÉCTRICOS VERTICALES DISPOSITIVO DE SCHLUMBERGER

PROYECTO: ESTABILIDAD DE TALUDES
OBRA: CARRETERA LOJA-ZAMORA
LOCALZ.: LOJA **SONDEO No.** **SEV-2**
FECHA: jul-2010

No. De Capas: 2

Capa No.	Espesor (m)	Profundidad (m)	Rho (ohm-m)
		0.0	
1	3.3	3.3	5000
2	>5	--	2000



AB/2 (m)	Rho (ohm-m)
1.5	6698.5
2.2	3616.0
3.2	3079.0
4.7	4935.0
7.0	4244.5
0.5	2949.5
10.2	3982.3
15.0	4314.3
15.0	2958.0
22.0	2590.7
32.3	2381.0
47.4	2421.0
47.4	2530.5
69.6	2444.0
69.6	2335.5

PROYECTO: ESTABILIDAD DE TALUDES
 OBRA: CARRETERA LOJA-ZAMORA FECHA: 27-jul-2010
 UBICACION: LOJA
 Localización: ABS:17+950 OPERADOR AF CALCULÓ:

DATOS DEL PUNTO:

SEV-3

DISTANCIAS		N	Error σ (%)	I (mA)	$\Delta\psi$ (ohm)	pa (ohm-m)
AB/2 (m)	MN/2*					
1.50	0.50	2	0.1	20	235.55	1 480.00
		2	0.1	20	235.55	1 480.00
		2	0.1	20	235.71	1 481.00
		2	0.1	20	235.71	1 481.00
						1 481.00
2.20	0.50	2	0.1	10	130.93	1 888.00
		2	0.1	10	131.00	1 889.00
		2	0.1	10	131.00	1 889.00
		2	0.1	10	131.00	1 889.00
						1 889.00
3.23	0.50	2	0.1	5	79.30	2 537.00
		2	0.1	5	79.34	2 538.00
		2	0.1	5	79.34	2 538.00
		2	0.0	5	79.34	2 538.00
						2 538.00
4.74	0.50	2	0.0	10	50.53	3 527.00
		2	0.1	10	50.50	3 525.00
		2	0.1	10	50.56	3 529.00
		2	0.1	10	50.55	3 528.00
						3 528.50
6.96	0.50	2	0.0	10	29.14	4 411.00
		2	0.1	10	29.13	4 410.00
		2	0.1	10	29.14	4 411.00
		2	0.1	10	29.13	4 410.00
						4 410.50
10.21	0.50	2	0.1	10	15.693	5 127.00
		2	0.1	10	15.684	5 124.00
		2	0.1	10	15.681	5 123.00
		2	0.0	10	15.675	5 121.00
						5 122.67
10.21	1.50	2	0.2	10	39.108	4 177.00
		2	0.1	10	39.201	4 187.00
		2	0.1	10	39.220	4 189.00
		2	0.1	10	39.220	4 189.00
						4 189.00
15.00	0.50	2	0.1	5	4.383	3 095.00
		2	0.2	5	4.407	3 112.00
		2	0.4	5	4.444	3 138.00
		2	0.3	5	4.420	3 121.00
						3 123.67
15.00	1.50	2	0.6	10	5.378	3 797.00
		2	0.0	5	5.405	3 816.00
		2	0.0	10	5.396	3 810.00
		2	0.1	10	16.355	3 815.00
						3 813.67
22.01	1.50	2	0.1	5	7.726	3 901.00
		2	0.2	5	7.741	3 909.00
		2	0.0	5	7.716	3 896.00
		2	0.3	5	7.730	3 903.00
						3 902.25

PROYECTO: ESTABILIDAD DE TALUDES
 OBRA: CARRETERA LOJA-ZAMORA FECHA: 27-jul-2010
 UBICACION: LOJA
 Localización: ABS:17+950 OPERADOR AF CALCULÓ:

DATOS DEL PUNTO:

SEV-3

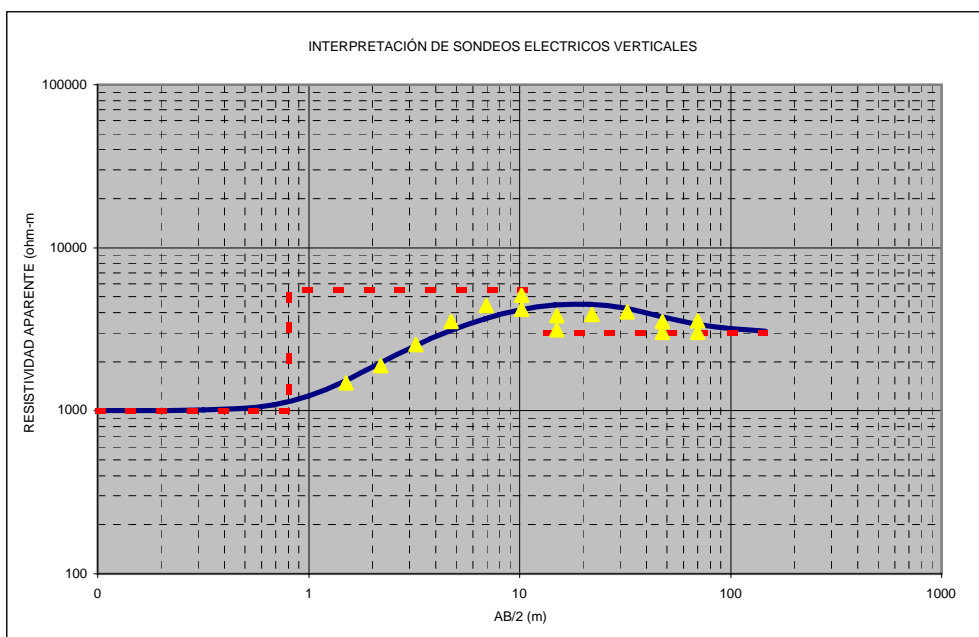
AB/2 (m)	DISTANCIAS MN/2*	N	Error σ (%)	I (mA)	$\Delta\psi$ (ohm)	pa (ohm-m)
32.31	1.50	2	0.2	5	3.682	4 017.00
		2	0.2	5	3.684	4 019.00
		2	0.0	5	3.704	4 041.00
		2	0.1	5	3.707	4 044.00
						4 042.50
47.43	1.50	2	0.3	20	1.285	3 025.00
		2	0.7	20	1.288	3 031.00
		2	0.8	20	1.285	3 024.00
		2	0.3	20	1.292	3 040.00
						3 030.00
47.43	4.50	2	1.1	20	4.914	3 824.00
		2	0.7	20	4.608	3 586.00
		2	0.1	20	4.545	3 537.00
		2	0.1	20	4.546	3 538.00
						3 537.50
69.62	1.50	2	0.0	20	0.613	3 110.00
		2	1.6	20	0.602	3 053.00
		2	0.1	20	0.596	3 025.00
		2	1.4	20	0.596	3 026.00
						3 025.50
69.62	4.50	2	0.1	20	2.078	3 501.00
		2	0.7	20	2.106	3 549.00
		2	0.0	20	2.130	3 588.00
		2	0.3	20	2.122	3 576.00
						3 553.50

INTERPRETACIÓN DE SONDEOS ELÉCTRICOS VERTICALES DISPOSITIVO DE SCHLUMBERGER

PROYECTO: ESTABILIDAD DE TALUDES
OBRA: CARRETERA LOJA-ZAMORA
LOCALZ.: LOJA **SONDEO No.** **SEV-3**
FECHA: jul-2010

No. De Capas: 3

Capa No.	Espesor (m)	Profundidad (m)	Rho (ohm-m)
		0.0	
1	0.8	0.8	1000
2	12.5	13.3	5500
3	>15	--	3000



AB/2 (m)	Rho (ohm-m)
1.5	1481.0
2.2	1889.0
3.2	2538.0
4.7	3528.5
7.0	4410.5
0.5	5122.7
10.2	4189.0
15.0	3123.7
15.0	3813.7
22.0	3902.3
32.3	4042.5
47.4	3030.0
47.4	3537.5
69.6	3025.5
69.6	3553.5

PROYECTO: ESTABILIDAD DE TALUDES
 OBRA: CARRETERA LOJA-ZAMORA FECHA: 27-jul-2010
 UBICACION: LOJA
 Localización: ABS:17+950 OPERADOR AF CALCULÓ:

DATOS DEL PUNTO:

SEV-4

DISTANCIAS AB/2 (m)	MN/2*	N	Error σ (%)	I (mA)	$\Delta\psi$ (ohm)	pa (ohm-m)
1.50	0.50	2	0.0	20	218.52	1 373.00
		2	0.1	20	218.68	1 374.00
		2	0.1	20	218.68	1 374.00
		2	0.1	20	218.68	1 374.00
						1 374.00
2.20	0.50	2	0.1	10	124.41	1 794.00
		2	0.1	10	124.41	1 794.00
		2	0.1	10	124.41	1 794.00
		2	0.1	10	124.41	1 794.00
						1 794.00
3.23	0.50	2	0.1	10	63.27	2 024.00
		2	0.1	10	63.27	2 024.00
		2	0.1	10	63.27	2 024.00
		2	0.0	10	63.24	2 023.00
						2 023.50
4.74	0.50	2	0.0	10	30.56	2 133.00
		2	0.0	10	30.50	2 129.00
		2	0.1	10	30.46	2 126.00
		2	0.1	10	30.49	2 128.00
						2 127.67
6.96	0.50	2	0.1	10	13.96	2 113.00
		2	0.3	10	13.98	2 117.00
		2	0.2	10	14.04	2 125.00
		2	0.0	10	13.98	2 117.00
						2 117.00
10.21	0.50	2	0.3	10	6.419	2 097.00
		2	0.2	10	6.492	2 121.00
		2	0.1	10	6.452	2 108.00
		2	0.3	10	6.486	2 119.00
						2 116.00
10.21	1.50	2	0.2	10	15.767	1 684.00
		2	0.0	10	15.607	1 667.00
		2	0.0	10	15.673	1 674.00
		2	0.0	10	15.617	1 668.00
						1 673.25
15.00	0.50	2	0.2	20	3.944	2 785.00
		2	0.0	20	3.908	2 759.00
		2	0.0	20	3.900	2 754.00
		2	0.2	20	3.919	2 767.00
						2 760.00
15.00	1.50	2	0.1	20	2.871	2 027.00
		2	0.0	20	2.868	2 025.00
		2	0.1	20	2.872	2 028.00
		2	0.0	20	8.698	2 029.00
						2 027.33
22.01	1.50	2	1.6	10	4.614	2 330.00
		2	0.2	10	4.589	2 317.00
		2	0.1	10	4.602	2 324.00
		2	0.2	10	4.591	2 318.00
						2 322.25

PROYECTO: ESTABILIDAD DE TALUDES
 OBRA: CARRETERA LOJA-ZAMORA FECHA: 27-jul-2010
 UBICACION: LOJA
 Localización: ABS:17+950 OPERADOR AF CALCULÓ:

DATOS DEL PUNTO:

SEV-4

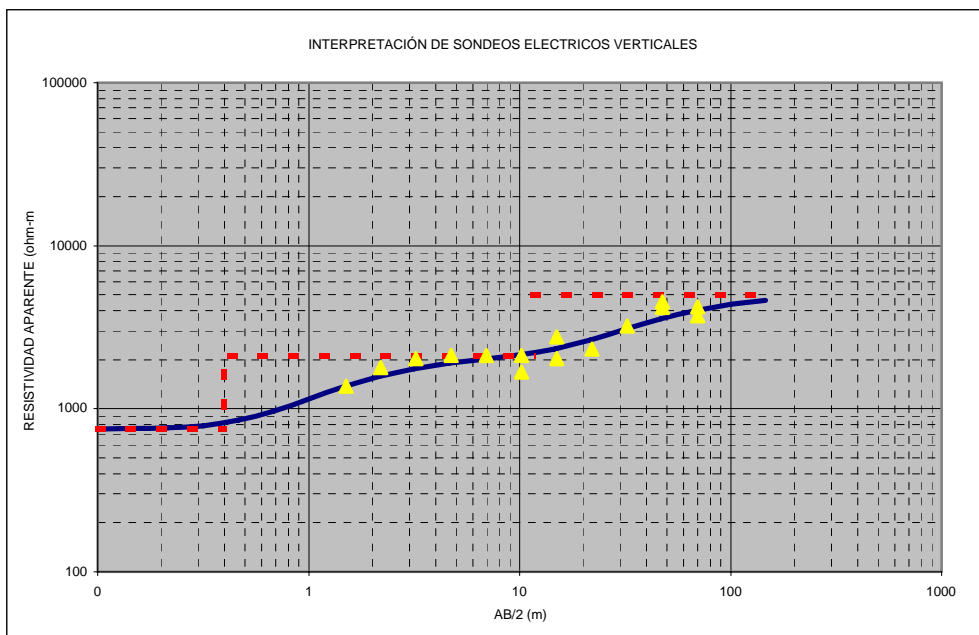
AB/2 (m)	DISTANCIAS MN/2*	N	Error σ (%)	I (mA)	$\Delta\psi$ (ohm)	ρ_a (ohm-m)
32.31	1.50	2	2.2	5	2.991	3 263.00
		2	1.4	5	2.910	3 174.00
		2	1.9	5	3.017	3 291.00
		2	0.6	5	2.943	3 210.00
						3 234.50
47.43	1.50	2	1.8	10	1.862	4 381.00
		2	1.6	10	1.838	4 325.00
		2	0.1	10	1.783	4 195.00
		2	0.5	10	1.780	4 188.00
						4 191.50
47.43	4.50	2	0.2	10	5.821	4 530.00
		2	0.2	10	5.835	4 541.00
		2	0.2	10	5.849	4 552.00
		2	0.2	10	5.853	4 555.00
						4 553.50
69.62	1.50	2	0.1	10	0.831	4 214.00
		2	0.0	10	0.854	4 331.00
		2	1.6	10	0.733	3 721.00
		2	0.6	10	0.734	3 722.00
						3 721.50
69.62	4.50	2	0.1	10	2.601	4 382.00
		2	0.8	10	2.549	4 294.00
		2	0.3	10	2.501	4 213.00
		2	0.9	10	2.509	4 227.00
						4 220.00

INTERPRETACIÓN DE SONDEOS ELÉCTRICOS VERTICALES DISPOSITIVO DE SCHLUMBERGER

PROYECTO: ESTABILIDAD DE TALUDES
OBRA: CARRETERA LOJA-ZAMORA
LOCALZ.: LOJA **SONDEO No.** SEV-4
FECHA: jul-2010

No. De Capas: 3

Capa No.	Espesor (m)	Profundidad (m)	Rho (ohm-m)
		0.0	
1	0.4	0.4	751
2	11.2	11.6	2100
3	>15	--	5000



AB/2 (m)	Rho (ohm-m)
1.5	1374.0
2.2	1794.0
3.2	2023.5
4.7	2127.7
7.0	2117.0
0.5	2116.0
10.2	1673.3
15.0	2760.0
15.0	2027.3
22.0	2322.3
32.3	3234.5
47.4	4191.5
47.4	4553.5
69.6	3721.5
69.6	4220.0

Análisis Comparativo de Métodos Indirectos y Directos

Fotografías
Investigación
Geofísica

FOTO 1: Colocación de explosivos
Línea para Sísmica
de refracción
Estabilidad de taludes
Vía Loja- Zamora
17+950-18+450



FOTO 2: Toma de datos Línea
sísmica de refracción
Estabilidad de taludes
Vía Loja- Zamora
17+950-18+450



FOTO 3: Sondeo
eléctrico vertical
Estabilidad de taludes
Vía Loja- Zamora
17+950-18+450

FOTO 4: Toma de datos de
sondeo eléctrico vertical
Estabilidad de taludes
Vía Loja- Zamora
17+950-18+450

