

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA

FACULTAD DE INGENIERÍA GEOLÓGICA, MINERA Y METALÚRGICA



**ANÁLISIS DE LA REACTIVACIÓN Y ACTIVIDAD DEL
DESLIZAMIENTO PUCRUCHACRA**

HUAROCHIRI-LIMA

TESIS

**PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE
INGENIERO GEÓLOGO**

**ELABORADO POR:
RUTH HAYDEE NORABUENA HUAHUACHAMPI**

ASESOR

Ing. Graciela Gonzales Pacheco

Lima - Perú

2015

Agradecimientos

Mis más sinceros agradecimientos los dirijo a mis seres más queridos, aquellos con los que he compartido grandes momentos en mi vida: A mis padres; a mis hermanos Otto Roly y Jhonny; a mis hermanas Yenny, Elena, Magali y Lady. A ellos, les agradezco su apoyo incondicional en el transcurso de los años de mi vida y formación profesional y su constante impulsos y palabras para finalizar esta tesis.

Mis agradecimientos también van dirigidos a la empresa que me ha formado profesionalmente: SVS Ingenieros S.A. en el Área de Geología dirigida por el ingeniero Orlando Felix, a quien debo un especial agradecimiento por sus consejos profesionales, correcciones e impulso a lo largo de varios años de trabajo en conjunto.

Otros agradecimientos van dirigidos a mis amigos, quienes siempre me preguntaban cuando terminaría esta tesis, y estuvieron siempre impulsándome y alentándome con sus palabras: a Fabricio, Jorge, Yaqui y Roly.

Deseo expresar mi agradecimiento a la empresa Hidroeléctrica Huanchor S.A, por el permiso concedido para el uso de la información obtenida durante los estudios realizados en los años 2010, 2011, 2012 y 2013 del deslizamiento Pucruchacra.

A todos aquellos que con sus palabras me impulsaron a terminar esta tesis y me acompañaron durante la redacción de la misma. A toi.

A mi hermano Otto

"La muerte sólo tiene importancia en la
medida en que nos hace reflexionar
sobre el valor de la vida."

André Malraux

INDICE

AGRADECIMIENTOS	1
INDICE... ..	3
RESUMEN.....	13
ABSTRACT.....	14
INTRODUCCION.....	15
CAPITULO I ASPECTOS GENERALES	18
1.1. Ubicación y accesibilidad a la zona de estudio	18
1.2. Clima y vegetación	18
1.3. Planteamiento del problema.....	20
1.4. Justificación del estudio	21
1.5. Objetivos de la tesis.....	22
1.6. Alcances de la tesis.....	24
1.7. Metodología del estudio	25
CAPITULO II FUNDAMENTOS Y METODOS.....	28
2.1 Generalidades	28
2.2 Mecanismos de rotura y clasificación de los movimientos.....	29
2.2.1 Caídas de bloques.....	30
2.2.2 Vuelcos.....	31
2.2.3 Deslizamientos	32
2.2.4 Flujos.....	34
2.2.5 Esparcimientos Laterales.....	36
2.3 Características de los movimientos	36
2.4 Clasificación de los deslizamientos de laderas.....	38
2.5 Factores de inestabilidad.....	39
2.6 Métodos Geológicos	40
2.6.1 Fotogeología.....	40
2.6.2 Cartografía Geológica.....	40
2.7 Métodos geotécnicos de investigación	42
2.7.1 Sondeos geotécnicos de perforación diamantina	42
2.7.2 Calicatas y Trincheras.....	44
2.7.3 Excavaciones Subterráneas	44
2.7.4 Muestreo	44
2.7.5 Ensayos in situ.....	45
2.8 Métodos geofísicos	48
2.8.1 Refracción Sísmica	48

2.9	Propiedades resistentes de los materiales	50
2.9.1	Esfuerzo y deformación	50
2.9.2	Resistencia y ruptura de los suelos.....	53
2.10	Ensayo de Laboratorio	57
2.11	Hidrogeología	60
2.11.1	Climatología	62
2.11.2	Pluviosidad	62
2.11.3	Presión de poros.....	63
2.11.4	Nivel freático	65
2.11.5	Efectos del agua.....	65
2.12	Sísmica.....	66
2.12.1	Natura y modo de propagación de las ondas sísmicas	67
2.12.2	Mecanismos de ruptura de las laderas bajo sismos	68
2.13	Métodos de auscultación y de vigilancia de los deslizamientos	69
2.13.1	Inspección visual directa.....	72
2.13.2	Métodos topográficos.....	72
2.13.3	Instrumentación	72
2.14	Corrección y Estabilización de los Movimientos	76
2.14.1	Métodos de control del agua	76
2.14.2	Métodos por Cambios Geométricos	77
2.14.3	Métodos de Reforzamiento de los Materiales	77
2.14.4	Métodos de Estructuras de Contención.....	78
CAPITULO III GEOLOGÍA Y GEOTECNÍA		79
3.1	Geología Regional	79
3.2	Geología Local.....	80
3.2.1	Geomorfología	81
3.2.2	Litología y depósitos.....	83
3.2.3	Geología Estructural	86
3.3	Geotecnia	86
3.4	Investigaciones básicas, geofísicas y geotécnicas	88
3.4.1	Investigaciones básicas	88
3.4.2	Geofísica aplicada en el área de estudio.....	89
3.4.3	Investigaciones geotécnicas	90
3.5	Caracterización geotécnica de los materiales	99
3.5.1	Caracterización de los suelos	102
3.5.2	Caracterización del macizo rocoso.....	111
CAPITULO IV HIDROGEOLOGÍA E HIDROLOGÍA		114
4.1	Hidrogeología	114
4.1.1	Permeabilidad.....	114
4.1.2	Nivel freático.....	116

4.1.3	Hipótesis sobre el comportamiento del agua	117
4.2	Hidrología	120
4.2.1	Infiltración	124
4.2.2	Escorrentía	125
CAPITULO V ANÁLISIS DE LA EVOLUCIÓN DEL DESLIZAMIENTO		127
5.1	Cronología de eventos en la reactivación y actividad del deslizamiento	127
5.2	Auscultación del deslizamiento	135
5.2.1	Sistema extensométrico	138
5.2.2	Sistema inclinométrico	140
5.2.3	Sistema topográfico	149
5.2.4	Procesamiento de la información	151
5.3	Análisis e interpretación de los resultados de la auscultación	154
5.3.1	Año 2011	154
5.3.2	Año 2013	157
5.4	Inspección visual del deslizamiento	164
5.5	Evaluación de la evolución del deslizamiento	176
5.5.1	Características del deslizamiento	176
5.5.2	La evaluación del deslizamiento	177
5.6	Modelo cinemático del deslizamiento	182
5.7	Pronóstico del deslizamiento	184
CONCLUSIONES		187
RECOMENDACIONES		189
BIBLIOGRAFÍA		191

INDICE DE TABLAS

Tabla 2.1	Mecanismos de rotura y tipos de movimientos, según Cruden y Varnes 1996.....	30
Tabla 2.2	Cálculo de estabilidad en mecánica de suelos	57
Tabla 2.3	Efectos de los sismos según su intensidad.....	67
Tabla 3.1	Datos generales de los sondeos diamantinos en la ladera Pucruchacra ...	91
Tabla 3.2	Datos generales de las calicatas ejecutadas.....	93
Tabla 3.3	Resumen de las trincheras.....	95
Tabla 3.4	Capas reconocidas en la campaña geofísica	100
Tabla 3.5	Correlación de datos geofísicos y geotécnicos para los horizontes de suelos.....	101
Tabla 3.6	Correlación de datos geofísicos y geotécnicos para los horizontes de roca	101
Tabla 3.7	Resumen de los perfiles geológicos en los sondeos diamantinos en metros	102
Tabla 3.8	Características geotécnicas de los suelos en las calicatas de exploración	103
Tabla 3.9	Resultados de los ensayos de densidad con el método de cono de arena	106
Tabla 3.10	Resultados de los ensayo Próctor Modificado	107
Tabla 3.11	Ensayo de gravedad específica	107
Tabla 3.12	Propiedades de resistencia y permeabilidad.....	110
Tabla 3.13	Resultados de carga puntual.....	112
Tabla 3.14	Resultado de los parámetros de resistencia y deformación del macizo rocoso	113
Tabla 4.1	Resultados de los ensayos de permeabilidad en los sondeos.....	115
Tabla 4.2	Ubicación de estaciones, periodo de registro y variable registrada.....	121
Tabla 4.3	Precipitación extrema en la estación San José de Parac (mm)	121
Tabla 4.4	Precipitación extrema medida en mm para la cuenca	122
Tabla 4.5	Precipitación extrema en la cuenca en tiempo de duración (mm)	122
Tabla 4.6	Caudales extremos en cuencas (m ³ /s)	122

Tabla 5.1	Resultado de las lecturas realizadas con el extensómetro en el año 2011	139
Tabla 5.2	Datos de la instalación de la tubería piezo-inclinométrica en los sondeos	142
Tabla 5.3	Resumen de movimientos de Hitos cercanos a la quebrada Pucruchacra	157
Tabla 5.4	Velocidades y desplazamientos en los hitos cercanos a la Qda. Pucruchacra	160

INDICE DE FIGURAS

Figura 1.1	Ubicación política de la zona de estudio	19
Figura 1.2	Vista aérea de la zona de estudio	20
Figura 2.1	Esquemas de movimientos de masa. Tomado de Corominas I. Dulcet y Jordi.....	31
Figura 2.2	A y B Partes de un deslizamiento rotacional (Corominas I., Dulcet y Jordi, 2004).....	33
Figura 2.3	A la izquierda flujos secos; cono de detritus en la quebrada Quiscas	35
Figura 2.4	Flujos de detritus en la cuenca del río Checra, Lima	35
Figura 2.5	Equipo y elementos de perforación diamantina.....	43
Figura 2.6	Esquema y formulas del ensayo de Lefranc a nivel constante	46
Figura 2.7	Instalación de los equipos para la realización del ensayo de Lugeon.....	47
Figura 2.8	Esquema del ensayo del Lugeon con obturador simple y obturadores doble	47
Figura 2.9	Principios del método MASW (A y B).....	49
Figura 2.10	Estado de esfuerzos en un punto de un medio continuo.....	51
Figura 2.11	Representación del círculo de Mohr: estado de esfuerzos posibles.....	52
Figura 2.12	Curva esfuerzo-deformación en un ensayo de corte.....	54
Figura 2.13	Esquema del ensayo triaxial de consolidación con drenaje (Gonzales de Vallejo, 2004).....	59
Figura 2.14	Introducción del torpedo en el tubo inclinométrico y sonda piezométrica	75
Figura 3.1	Geología regional de la zona de estudio	80
Figura 3.2	Perfiles analizados geomorfológicamente	81
Figura 3.3	Instalaciones del sondeo S-3, en el fondo el canal y pueblo de San Mateo	91
Figura 3.4	Vista del sitio donde se proyectó el sondeo S-6	91
Figura 3.5	Maquina de perforación en el sondeo S-5	92
Figura 3.6	Ubicación del sondeo S-2	92
Figura 3.7	Ensayo de Lefranc “in situ” en el hoyo del sondeo diamantino.....	96
Figura 3.8	Ensayo del cono de Peck en un sondeo de perforación	97

Figura 3.9	Excavación de calicata en la ladera Pucruchacra	98
Figura 3.10	En las calicatas se realizaron ensayos de densidad de 1.5 a 2.0 m.....	98
Figura 3.11	Vista del material de depósito coluvial en los sectores divididos	108
Figura 3.12	División de los dos sectores según los materiales y zonas comprometidos	110
Figura 3.13	Vista del macizo rocoso alterado el 17/08/2011 luego del deslizamiento	111
Figura 3.14	Parámetros del macizo rocoso - Roclab 3.0.....	113
Figura 4.1	Nivel de agua en los piezómetros instalados en los sondeos S-1 y S-2	117
Figura 4.2	Flujos de agua en las paredes de calicata en el plano de deslizamiento	118
Figura 4.3	Riego por aspersión y filtraciones de agua en el terreno del deslizamiento	118
Figura 4.4	Diversos puntos de filtraciones de agua en la zona del portal del túnel	119
Figura 4.5	Modelo preliminar hidrogeológico del deslizamiento en suelo (sector norte)	119
Figura 4.6	Macizo rocoso ladera arriba del deslizamiento y cárcavas en los taludes	124
Figura 4.7	Escarpa y grietas en el material de alta permeabilidad situado en la cabecera.....	126
Figura 5.1	Vista de las áreas de cultivo situadas cerca de los hitos D1 y D2 con riego por aspersión	128
Figura 5.2	Vista de riego por aspersión en la zona lateral a los hitos D1 y D2	128
Figura 5.3	Área de cultivo regada por aspersión cerca de la zona de cobertizo	129
Figura 5.4	Vista de la ladera Pucruchacra en el mes de febrero del año 2011.....	129
Figura 5.5	Vista panorámica del deslizamiento en suelo el 18/08/2011	130
Figura 5.6	Vista de la corona de deslizamiento y del material deslizado en agosto 2011	131
Figura 5.7	Casas ubicadas en el borde de la carretera en el mes de junio de 2011	132
Figura 5.8	Casas cubiertas por el deslizamiento, al menos 04 casas sepultadas....	133
Figura 5.9	Vista del deslizamiento en abril 2012 dividido en sectores.....	133
Figura 5.10	Vista del deslizamiento en noviembre 2013	135

Figura 5.11 Distribución esquemática de los hitos de control instalados en el año 2011	136
Figura 5.12 Hito de control finalizado	137
Figura 5.13 Construcción de un hito de control	137
Figura 5.14 Distribución de los hitos de control instalados en el año 2013.....	138
Figura 5.15 Ingreso del tubo piezométrico	141
Figura 5.16 Maniobras de instalación de los tubos inclinómetros.....	141
Figura 5.17 Verificación de la orientación del eje de ranuras principales.....	141
Figura 5.18 Ingreso de los materiales que rellenan el anillo entre las paredes del sondeo y el tubo.....	141
Figura 5.19 Distribución de los inclinómetros instalados entre los años 2011 a 2012	142
Figura 5.20 Gráficos del desplazamiento incremental en los ejes del inclinómetro S-1	143
Figura 5.21 Gráficos del desplazamiento acumulado en los ejes del inclinómetro S-1	143
Figura 5.22 Gráficos del desplazamiento incremental en los ejes del inclinómetro S-2	144
Figura 5.23 Gráficos del desplazamiento acumulado en los ejes del inclinómetro S-2	144
Figura 5.24 Gráficos del desplazamiento acumulado en los ejes del inclinómetro S-3	145
Figura 5.25 Gráficos del desplazamiento acumulado en los ejes del inclinómetro S-4	145
Figura 5.26 Gráficos del desplazamiento acumulado en los ejes del inclinómetro S-5	146
Figura 5.27 Gráficos del desplazamiento acumulado en los ejes del inclinómetro S-6	146
Figura 5.28 Gráficos del desplazamiento acumulado en los ejes del inclinómetro DH-5	147
Figura 5.29 Gráficos del desplazamiento acumulado en los ejes del inclinómetro DH-6.....	147

Figura 5.30 Pilar de observación topográfica PB-3	150
Figura 5.31 Hito de control topográfico y extensométrico	150
Figura 5.32 Configuración del sistema topográfico realizado en el año 2011	150
Figura 5.33 Movimiento del material situado sobre el portal del túnel de conducción	155
Figura 5.34 Evidencia de grietas en el material situado sobre el portal de ingreso del túnel.....	155
Figura 5.35 En planta perfiles de control topográfico y extensométrico en 2011 ...	156
Figura 5.36 Dirección, sentido y magnitud de desplazamientos.....	159
Figura 5.37 Gráfico de las precipitaciones mensuales de estación San Mateo	161
Figura 5.38 Mapa con velocidades de movimiento registrado para cada hito.....	162
Figura 5.39 Mapa de relación entre desplazamiento vertical y horizontal	163
Figura 5.40 Comparación entre la evolución del desplazamiento acumulado y la precipitación	164
Figura 5.41 Salto de 0.40 m de la escarpa de la zona de cobertizo al 23/06/2011 ...	166
Figura 5.42 Salto de 1.70 cm de la escarpa situada en el cobertizo el 26/09/2011 ..	166
Figura 5.43 Vista hacia el sur de la grieta superior con una escarpa de 0.8m el 25/10/2011	167
Figura 5.44 Vista hacia el norte de la grieta 2 con una escarpa de 0.8m el 25/10/2011	167
Figura 5.45 Evolución de la distancia entre los hitos colocados en las grietas en 2011	167
Figura 5.46 Vista de los trabajos de retaludamiento y la grieta principal.....	169
Figura 5.47 En la berma 3217 la grieta G-1 el 10/11/13.....	171
Figura 5.48 Vista de la grieta G-1 en la berma 3210 el 10/11/13, colocación de estacas.....	171
Figura 5.49 Plano de falla del antiguo deslizamiento en el talud de cota 3195 msnm el 10/11/13	172
Figura 5.50 Berma 3210, salto de 95 cm de la grieta G-1 el 17/12/13	172
Figura 5.51 Plano de falla del deslizamiento, intersectado por planos de ruptura (año 2011).....	172
Figura 5.52 Detalle del plano de falla en la zona del canal.....	173

Figura 5.53 Vista del plano de grietas que provocan el retroceso del talud.....	173
Figura 5.54 Evolución de las distancias entre estacas que controlan grietas.....	174
Figura 5.55 Vista de las excavaciones para la instalación del drenaje.....	175
Figura 5.56 Materiales para el drenaje, tubería perforada y geotextil	175
Figura 5.57 Reperfilamiento en la zona arriba del deslizamiento en agosto del 2011	175
Figura 5.58 Grietas longitudinales y paralelas al talud de la carretera en el reperfilamiento	175
Figura 5.59 Trabajos para la instalación del sistema de drenaje.....	176
Figura 5.60 Grietas en roca, zona de arranque en diciembre del 2013	176
Figura 5.61 Fases de un deslizamiento; proyección del deslizamiento Pucruchacra	177
Figura 5.62 División por bloques del deslizamiento Pucruchacra.....	184

ANEXOS:

Anexo 1: Registros geotécnicos de los sondeos diamantinos

Anexo 2: Gráficos de monitoreo topográfico

Anexo 3: Monitoreo de nivel de agua en los sondeos S-1 y S-2

Anexo 4: Planos

Relación de Planos:

Plano N° 1: Investigaciones geotécnicas

Plano N° 2: Geología de la zona de estudio

Plano N° 3: Perfiles geofísicos

Plano N° 4: Sección geológica A-A'

Plano N° 5: Sección geológica B-B'

Plano N° 6: Sección geológica C-C'

Plano N° 7: Sección geológica D-D'

Plano N° 8: Plano de pendientes 2011

Plano N° 9: Plano de pendientes 2013

Plano N° 10: Plano de grietas 2010

Plano N° 11: Plano de grietas 2011

Plano N° 12: Plano de grietas 2012

Plano N° 13: Plano de grietas 2013

RESUMEN

La presente tesis trata sobre el análisis de la reactivación y evolución del deslizamiento Pucruchacra, situado en la margen derecha del río Rímac, a la altura del Km 92 de la Carretera Central del Perú; esta tesis comprende diversos estudios e investigaciones efectuados entre los años 2010 al 2013.

Las investigaciones geológico-geotécnicas definieron que el deslizamiento se produce en dos tipos de materiales: suelo de origen coluvial y roca de composición andesítica altamente alterada por argilización y meteorizada.

La hipótesis que plantea la tesis sobre la reactivación del deslizamiento es que fue originado por factores antrópicos que modificaron su estado bloqueado. Durante el lapso de reactivación se observaron agrietamientos de corta longitud en el terreno, que evolucionaron rápidamente después del mes de febrero del 2011, configurando finalmente una masa en movimiento con grandes escarpas.

Una vez reactivado el deslizamiento, su evolución fue seguida por tres sistemas de auscultación instalados entre los años 2011 al 2013 y a las inspecciones visuales y levantamiento topográficos de las grietas u otros indicios geomorfológicos. De acuerdo a la auscultación, la masa en movimiento está dividida en varios bloques que interactúan entre si y que tienen movimientos hacia ladera abajo con direcciones similares. Hasta fines del año 2013 solo un sector del deslizamiento fue estabilizado por los cortes de talud efectuados como parte del conjunto de medidas de estabilización. Otras obras de estabilización como gaviones y drenaje fueron efectuados en la parte sur del deslizamiento sin que se haya logrado estabilizar ese sector del deslizamiento.

ABSTRACT

This thesis deals the analysis of the reactivation and evolution of landslide Pucruchacra, which is located on the slope of the same name, on the right margin of Rímac river at Km 92 of the Central Highway Peru, the thesis includes various studies and research made from 2010 until 2013.

The geological and geotechnical investigations defined the landslide occurs in two types of materials: colluvial soil and rock andesitic highly altered by argilization and highly weathered.

The hypothesis that proposes the thesis, about the reactivation of landslide during the last months of 2010 and the first months of 2011 is that it was caused by human factors which changed its inactive state. During the period of reactivation, short length cracks was looked up on the ground, which evolved rapidly after February of 2011 that setting a moving mass with large and inhomogeneous scarps on the crest of the landslide.

The evolution of landslide was monitoring by three auscultation systems installed during the years 2011, 2012 and 2013. Besides visual inspections and topographic survey of cracks or other geomorphological evidence was periodically performed.

According to results of auscultation, the body of landslide is divided into several blocks that interact and moves up down with similar addresses. Until the end of 2013 only a sector of the landslide was stabilized with a reprofiling executed as part of a set of measures for to stabilize the landslide Pucruchacra. Other works or measures of stabilization as gabions and drainage systems were placed in the south area of the landslide without having succeeded in stabilizing the sector slope.

INTRODUCCION

Los deslizamientos representan uno de los eventos naturales más grandes, destructores y perjudiciales en la vida del hombre con pérdidas de vidas humanas y consecuencias financieras enormes. Los deslizamientos se desencadenan por un conjunto de factores hidrológicos, climáticos, geológicos y antrópicos; el principal es el hidrológico, generado por lluvias intensas y/o de otros orígenes como los antrópicos. Las lluvias se presentan principalmente en las zonas tropicales que presentan fuertes pendientes, donde es más frecuente la ocurrencia de estos movimientos de ladera y que constituyen el mecanismo erosivo más importante y eficaz para el modelado de las vertientes; la magnitud de los deslizamientos es muy variable, pudiendo involucrar diversos volúmenes; la necesidad de realizar estudios o investigaciones acerca de estos eventos es relevante para poder establecer medidas mitigadoras del riesgo que involucra la ocurrencia de un deslizamiento.

Otro problema que se presenta también es la utilización de suelos no aptos para la construcción o que presentan factores favorables para la ocurrencia del deslizamiento; es pues primordial cartografiar estos fenómenos en los planos de orden territorial no solamente para identificar estos fenómenos sino para conocer mejor su comportamiento y anticiparse a los efectos negativos que pueda ocasionar.

La tesis se enmarca en un contexto científico pues requiere de un estudio completo de los elementos y parámetros que intervienen en la ocurrencia del fenómeno con los cuales se realizará un análisis de su comportamiento a través del tiempo obteniéndose primero el modelo geológico-geotécnico de la zona de estudio. Esta

tesis desarrollará los principales aspectos geológicos y geotécnicos que han determinado la reactivación de la superficie de falla de un antiguo deslizamiento que afecta directamente a una de las principales vías de penetración hacia el centro del país.

Las variables y parámetros extraídos de las distintas fases de la investigación del deslizamiento fueron obtenidos realizándose previamente una caracterización de los materiales que lo conforman, siendo ejecutada para ello una campaña de investigaciones básicas de exploración de suelos, y ensayos in situ y en laboratorio, con la finalidad de obtener los parámetros geotécnicos de los materiales comprometidos.

De acuerdo al orden del estudio, esta tesis trata en el capítulo 1 sobre las generalidades tales como: el planteamiento de la tesis, la justificación del estudio, los objetivos, los alcances y la metodología. En el capítulo 2 se trata los fundamentos teóricos y métodos que se utilizaran para el estudio extendiéndose varios puntos relevantes referidos a la caracterización de un deslizamiento y sus diferentes métodos de estudio.

Seguidamente, el capítulo 3 hace referencia a los aspectos geológicos de manera regional y local, así como de los principales rasgos geomorfológicos del deslizamiento; comprende el estudio y evaluación geotécnica completa del deslizamiento de Pucruchacra donde se abordan y aplican los métodos anteriormente descritos para caracterizar el deslizamiento. En el capítulo 4 se aborda los aspectos hidrogeológicos e hidrológicos del deslizamiento donde se propone un modelo hidrogeológico del deslizamiento.

En el capítulo 5 se efectúa el análisis de la data de monitoreo de los tres sistemas de auscultación instalados en la ladera que permitieron vigilar su evolución desde su reactivación; finalmente se exponen las conclusiones del estudio y recomendaciones.

CAPITULO I

ASPECTOS GENERALES

1.1. Ubicación y accesibilidad a la zona de estudio

La ladera Pucruchacra se encuentra ubicada en el flanco derecho del valle del Río Rímac, en el distrito de San Mateo, provincia de Huarochirí y departamento de Lima (Véase Figura 1.1). El deslizamiento está situado a la altura del Km. 92 de la Carretera Central.

El acceso al deslizamiento se realiza desde la ciudad de Lima por la Carretera Central con un total aproximado de 3 horas de viaje. La ladera es accesible por caminos peatonales que fueron hechos para acceder a los terrenos de cultivo.

1.2. Clima y vegetación

El clima que presenta el sitio es templado a cálido, con variaciones sensibles de temperatura entre el día y la noche; variaciones moderadas en general entre 6° y 16°. En cuanto a las lluvias el sitio está afectado en su mayor parte por un periodo lluvioso que corresponde al verano austral con máximas precipitaciones entre los

meses de diciembre a abril con lluvias de gran intensidad. El periodo de sequía corresponde a los meses de Mayo a Noviembre.

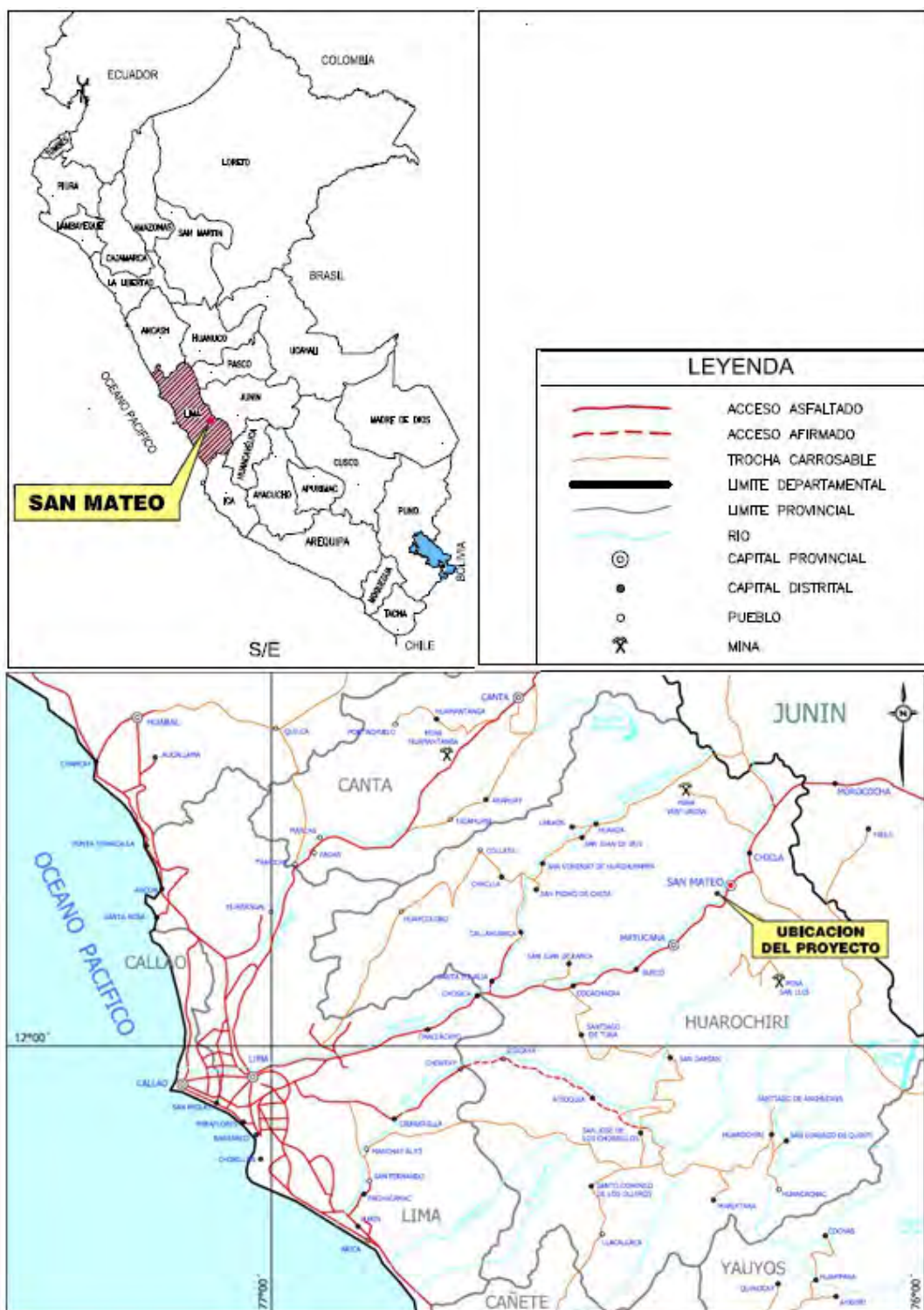


Figura 0.1 Ubicación política de la zona de estudio

La flora típica de esta región es muy variada, ya que podemos encontrar una vegetación constituida por la alfalfa, papa, habas, maíz, etc. La producción en las tierras de cultivo se encuentra en terrazas, próximas al lecho de los ríos.

1.3. Planteamiento del problema

La presente tesis esta enmarcada en el estudio de la inestabilidad de laderas; trata sobre el estudio realizado al deslizamiento activo que afecta la ladera Pucruchacra, que esta situada en la margen derecha del valle del río Rímac (Figura 1.2). El deslizamiento cubre un área aproximada de $73,200 \text{ m}^2$, con una extensión a lo largo de 350 m y un ancho de 300 m.

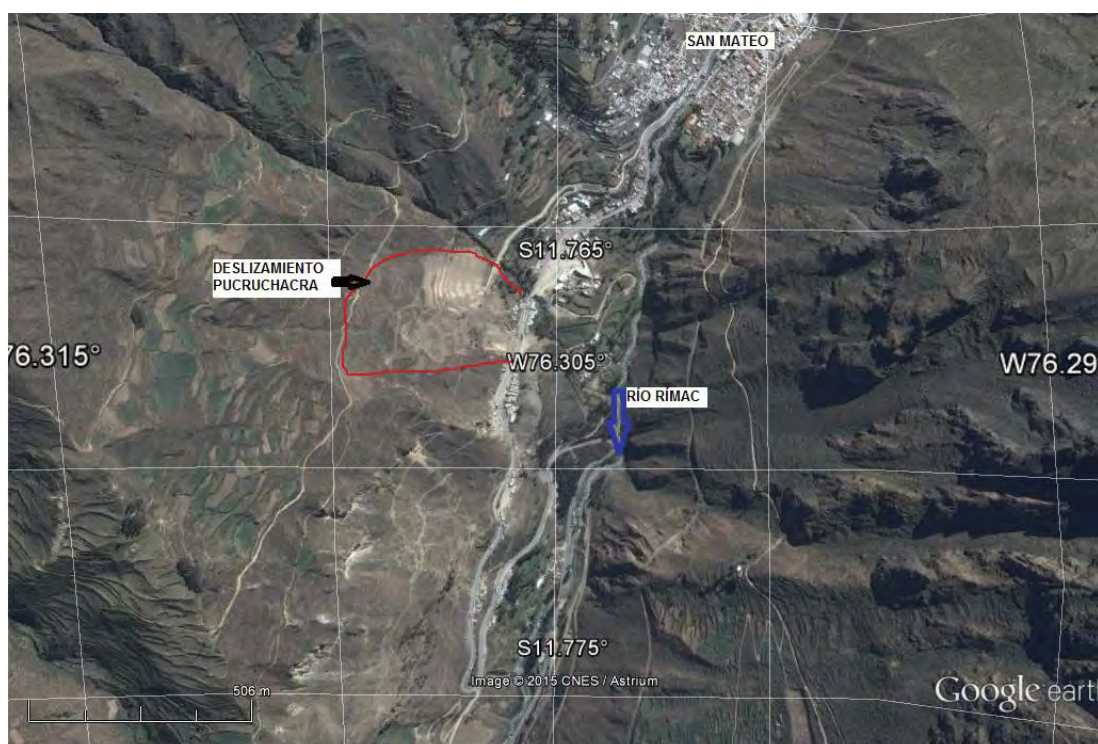


Figura 0.2 Vista aérea de la zona de estudio

Debido a su situación geográfica, el deslizamiento representa un alto riesgo para las vidas humanas, obras de infraestructura instaladas en la ladera y para las actividades de transporte que se desarrollan en este tramo de la Carretera Central lo que podría generar importantes pérdidas económicas a diferentes sectores que se sirven de ella.

Frente al alto riesgo que representa el deslizamiento, desde la aparición de los indicios de su reactivación en el año 2010 se realizaron diversos estudios. A partir de ese año a la fecha actual diversos estudios se han realizado por diferentes instituciones y empresas, con la finalidad de conocer la causa de la reactivación del deslizamiento, comprender el fenómeno, conocer los materiales comprometidos y en estabilizarlo.

La tesis permitirá responder las siguientes preguntas:

¿Cómo ocurre la reactivación del deslizamiento?

¿Cuáles fueron los factores que dieron origen a la reactivación del deslizamiento?

¿Cuál es el modelo geológico-geotécnico del deslizamiento?

¿Cómo se comporta el deslizamiento?

¿Qué método de estabilización es el mas adecuado para estabilizar el deslizamiento?

1.4. Justificación del estudio

En el contexto descrito en el ítem 1.4 un estudio concienzudo del fenómeno se vuelve imprescindible a fin de reducir o eliminar los riesgos que el deslizamiento representa para las diferentes actividades antrópicas que podrían ser afectadas o que

son afectadas con la ocurrencia del fenómeno. El estudio permitirá comprender y conocer el estado del fenómeno a diciembre 2013, identificar los factores condicionantes y detonantes que causaron su reactivación, lo que servirá para evaluar e intervenir de manera efectiva en su estabilización o en las medidas que sean convenientes (plan de alerta o de prevención) para reducir los daños que ocasionaría un colapso del fenómeno.

1.5. Objetivos de la tesis

Los objetivos de la tesis son los siguientes:

- Obtener el título de Ingeniero Geólogo.
 - Explicar la ocurrencia y evolución del deslizamiento.
 - Obtener el modelo geológico-geotécnico del deslizamiento precisando para ello las características geológicas-geotécnicas de los materiales que lo conforman y los parámetros geotécnicos que los representan.
- Determinar los factores geológicos, geotécnicos y antrópicos que originaron la reactivación del deslizamiento.
- Conocer los parámetros hidrológicos que influyen en la actividad del deslizamiento y su respuesta en el tiempo debido a estos parámetros, influencia decenal, anual, mensual o diaria.
 - Evaluar el estado del deslizamiento hasta fines del año 2013 así como la tendencia evolutiva y su relación con las condiciones hidrogeológicas que se presentan en el sitio.

- Evaluar y proponer los métodos para la estabilización del deslizamiento.
- Para cumplir con los objetivos se ha de realizar las siguientes tareas:
- Una recopilación bibliográfica y revisión de estudios anteriores a nivel regional y local de la zona de estudio.
- Realizar el procesamiento, análisis e interpretación de los datos procedentes de la auscultación del deslizamiento y de las inspecciones visuales “in situ” referente a los movimientos superficiales y profundos del deslizamiento.
- Reconocer y hacer el cartografiado geológico-geomorfológico de la zona de estudio para definir el área que abarca el fenómeno.
- Ejecutar investigaciones geológicas geotécnicas “in situ” y en laboratorio que permitan definir la distribución y geometría de los elementos litológicos, hidrogeológicos del deslizamiento, obteniendo asimismo los parámetros geotécnicos de estos.
- Interpretar el resultado de las investigaciones geológico geotécnicas y definir el modelo geológico y geotécnico del deslizamiento el cuerpo en movimiento, la falla, la base, etc.
- Evaluar las posibles técnicas de estabilización mejor adaptadas al deslizamiento.

Estos ítems serán explicados con mas detalle en la metodología del estudio (ítem 1.7)

1.6. Alcances de la tesis

La tesis está basada principalmente en los estudios realizados por varias instituciones y empresas consultoras a partir de diciembre del año 2010 hasta diciembre del año 2013. Habiendo participado durante dos y medio años, entre el año 2011 hasta mediados del año 2012 y finales del 2013 como personal de la empresa SVS Ingenieros SA en las diferentes etapas de estudio del deslizamiento.

Los alcances de la tesis son los siguientes:

- La tesis describirá la ocurrencia del fenómeno así como su evolución desde el año 2010 hasta el presente buscando explicar las causas que originaron el deslizamiento proponiendo para ello ciertas hipótesis que pudieron dar origen a su reactivación.
- Los estudios e interpretación que se realizaran están enmarcados en el estudio de los factores condicionantes, agravantes y detonantes del deslizamiento y la caracterización geológica geotécnica del deslizamiento.
- Con los elementos que se desprendan del estudio geológico-geotécnico, de la evaluación del comportamiento y estado del deslizamiento se evaluará y propondrán las medidas correctivas para la estabilización del deslizamiento.

1.7. Metodología del estudio

Para la realización de esta tesis se abordan diversos dominios, cada uno de ellos está representado por uno o diversos métodos de estudio y/o de análisis.

La recopilación y revisión de la información bibliográfica consistió primeramente en la búsqueda y comprensión de los conceptos teóricos y diferentes estudios y artículos relacionados al tema. Respecto al estudio del deslizamiento Pucruyacra se recopiló información de los eventos ocurridos en el deslizamiento, los planos geológicos de la zona de estudio, los informes de estudios anteriores, principalmente, aquellos efectuados por la empresa SVS Ingenieros SA.

Para el seguimiento o control de la evolución de los movimientos, se utilizaron tres sistemas de medidas de desplazamiento: el primero con cinta extensométrica, con el cual se mide la abertura de las grietas; el segundo con teodolito en el cual el aparato es instalado sobre un pilar cementado o punto fijo y registra en continuo la distancia que le separa de un punto situado sobre la masa activa; el tercero mediante inclinómetro, el aparato se presenta bajo la forma de una sonda que es introducida en el tubo del sondaje, los desplazamientos son registrados al nivel de los planos de deslizamientos debido a la deformación del tubo inclinométrico; los datos resultantes de cada monitoreo fueron procesados con el programa Excel e interpretados con la finalidad de conocer la evolución y dirección de los movimientos de la superficie y en profundidad.

La cartografía geológica consistió en el levantamiento de los diferentes tipos litológicos y la geomorfología reconocidos en el área de estudio plasmados sobre un

mapa topográfico a escala 1/1000. Una segunda carta resumirá las investigaciones realizadas durante el estudio.

Se debe mencionar que los planos están en coordenadas referenciales.

Las investigaciones geológicas-geotécnicas consistieron en exploraciones superficiales y profundas. Algunos métodos de estudio fueron indirectos tales como el geofísico utilizando la refracción sísmica, dicho estudio abarcó parcialmente el cuerpo de deslizamiento. Otras investigaciones consistieron en la ejecución de sondeos diamantinos y calicatas en donde se realizaron ensayos “in situ”. Estas investigaciones permitieron determinar los contactos litológicos para definir la distribución y geometría de las partes que forman el deslizamiento así como sus respectivas características geotécnicas.

A las muestras obtenidas de las investigaciones geotécnicas “in situ” (sondeos diamantinos, calicatas y trincheras); se les realizaron ensayos en laboratorio tales como: granulometría, límites de plasticidad, contenido de humedad, resistencia al corte directo del suelo y resistencia a la compresión simple de la roca; todo ello con la finalidad de hallar las características geotécnicas que nos permitieran elaborar el modelo geológico geotécnico.

El análisis climatológico que se presenta está basado sobre la determinación de los diferentes parámetros climáticos (precipitaciones eficaces, temperaturas) que puedan influenciar en la actividad del deslizamiento. El cálculo de estos parámetros será efectuado a partir de datos brutos de precipitaciones con valores anuales, mensuales y diarios.

Con la definición de las características del tipo de movimiento y de los factores detonantes y su evolución en el tiempo se elegirá la técnica de intervención más apropiada para la estabilización del movimiento.

CAPITULO II

FUNDAMENTOS Y METODOS

2.1 Generalidades

Los movimientos de las laderas son manifestaciones del desplazamiento gravitatorio de masas de tierra desestabilizados bajo el efecto de sollicitaciones naturales (pluviometría alta, sismo, derretimiento o fusión de la nieve, etc.) o antrópicos. Ellos recubren formas muy diversas y resultan de la multiplicidad de los mecanismos iniciadores (erosión, disolución, deformación y ruptura bajo carga estática o dinámica), a la complejidad de los comportamientos geotécnicos de los materiales solicitados y a las condiciones del depósito (estructura geológica, geometría de la red de fracturas, características de las napas, etc.). Las causas que generan los movimientos pueden ser: **geológicas** que tiene un rol muy importante y está condicionada a las características del material que lo compone; **geotécnicas** también están en función de la respuesta del suelo o la roca a los cambios de geometría, condiciones de frontera, presión de poro, variación de la resistencia en función del tiempo (Leroueil, 2001), de la sismicidad y antropológicas, relacionadas a las actividades del hombre sobre el terreno. La estabilidad de un deslizamiento ocurre

generalmente cuando la resistencia del material que se encuentra en la zona de rotura no permite el movimiento del cuerpo encima de esta.

2.2 Mecanismos de rotura y clasificación de los movimientos

Los mecanismos de rotura de un talud están basados en un conjunto de fases que permiten el movimiento del talud, los cuales se desarrollan en cuatro fases (Leroueil et al. 1996); la **primera** es la **fase** previa a la rotura, en la cual se produce las deformaciones del talud e iniciándose o definiéndose la formación de la superficie de rotura, además se originaron las grietas de tracción así como otros cambios en la superficie del talud, suele ser una fase de larga duración; la **segunda fase** es aquella donde la superficie de rotura está completamente definida originando la rotura, estos movimientos generalmente son rápidos, la **tercera** y última **fase** es a la posterior a la rotura en la que se establece un nuevo equilibrio para el talud modificado. La **cuarta fase** correspondería a la reactivación en la que el movimiento se desarrolla en la misma superficie de rotura, pero muchas veces con diferentes características.

Los mecanismos de rotura quedan definidos principalmente en:

Los **estructurales** que son aquellos que se desarrollan en planos de deslizamiento y en las que se conserva la geometría del cuerpo durante el movimiento y en medios rocosos, y aquellos que tienen **comportamiento plástico** y cuyo cuerpo no queda definido durante el recorrido. En la tabla 2.1 se muestran los principales mecanismos de rotura que ocurren en un talud, quienes generan diversos tipos de movimientos además, se describen sus características principales.

Tabla 0.1 Mecanismos de rotura y tipos de movimientos, según Cruden y Varnes 1996

Mecanismos de rotura	Movimientos	Tipo de Falla	Velocidad		
Caída	Desprendimiento	Planar Cuña	Extremadamente rápido ($5 \cdot 10^3$ mm/s) Muy rápido ($5 \cdot 10^1$ mm/s) Rápido ($5 \cdot 10^{-3}$ mm/s) Moderada ($5 \cdot 10^{-3}$ mm/s) Lenta ($5 \cdot 10^{-5}$ mm/s) Muy Lenta ($5 \cdot 10^{-7}$ mm/s)		
Vuelcos	Flexión				
	Desplome				
Deslizamientos	Rotacional				
	Traslacional				
	Falla en bloque				
Flujo	Avalancha			Curva	Extremadamente Lenta (imperceptible sin instrumentos)
	Flujo de escombros				
	Flujo de tierra				
Esparcimientos laterales	Extensiones Laterales				

2.2.1 Caídas de bloques

La caída de masas rocosas son movimientos rápidos, discontinuos y brutales resultantes de la acción de la gravedad y afectan los materiales rígidos y fracturados, estas caídas se producen por basculamiento, ruptura del pie, deslizamiento banco sobre banco, a partir de acantilados, escarpas rocosas, formaciones cuaternarias con bloques (por ejemplo morrenas) o bloques suspendidos en una ladera.

Una característica importante del movimiento es que no es masivo, existiendo interacción entre fragmentos individuales y su trayectoria, pero no entre los fragmentos en movimiento.

La mayor parte de su recorrido es por caída libre siguiendo la línea máxima de pendiente, el contacto entre el material que se cae y el cuerpo puede ser vertical u horizontal; la causa principal es la degradación o erosión que sufren los materiales la cual está determinada por las condiciones del medio ambiente. Las velocidades que alcanzan estos movimientos son rápidos a extremadamente rápidos pudiendo exceder

los 100 m/s. El recorrido que tienen los bloques depende de su posición y del ángulo de talud, si el talud es mayor de 75° , el recorrido es en el aire, si está entre los 45° - 75° el recorrido se realiza mediante rebotes, si es menor a 45° se realiza por rodadura, las trayectorias que tengan dependerán de la forma y el volumen de los bloques, de la pendiente de la ladera, de la naturaleza del suelo y de su entorno.

2.2.2 Vuelcos

Movimientos producidos por transmisión de las cargas mediante contacto de los bloques (empuje entre unidades adyacentes o presión de fluidos en grietas como se muestra en la figura 2.1) que lo componen y fuerzas gravitatorias y cuya fuerza en conjunto supera la resistencia de la base del macizo, produciendo un giro desde arriba hacia abajo, lo cual genera la ruptura; las grietas y/o apertura de las discontinuidad de alta persistencia con un buzamiento alto, en contra del talud, véase figura debajo.

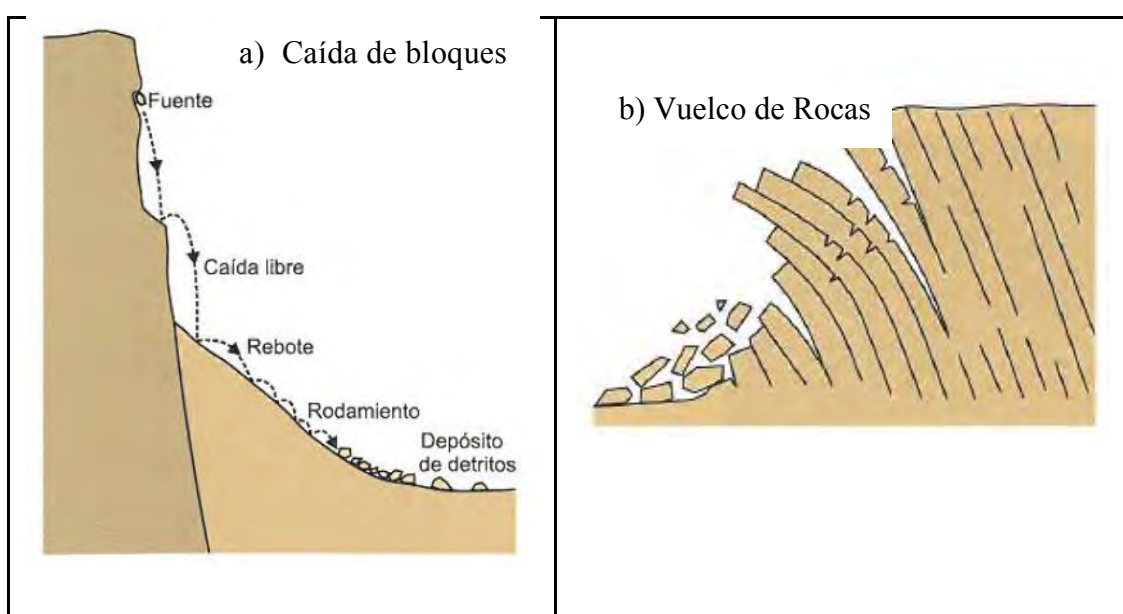
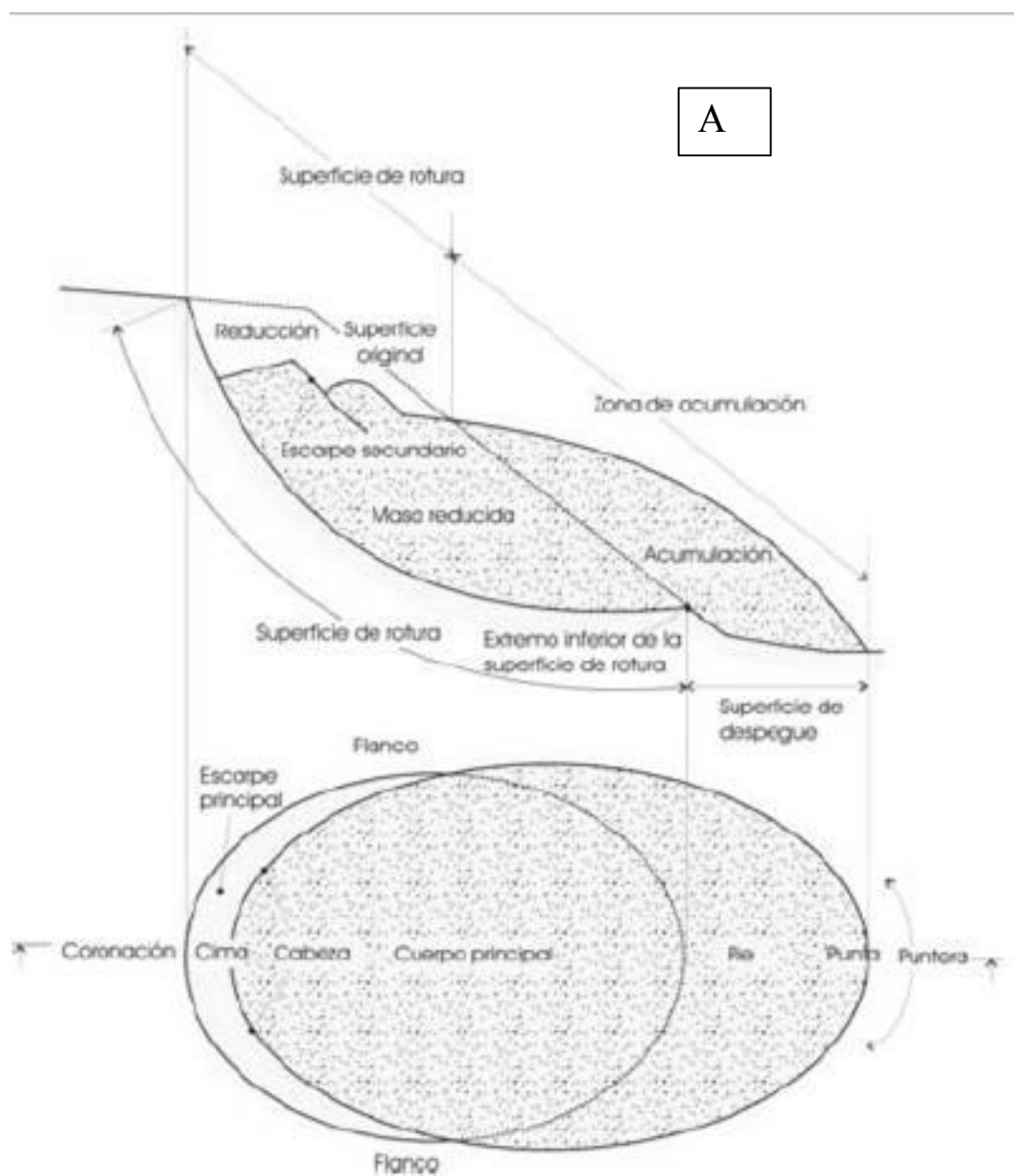


Figura 0.1 Esquemas de movimientos de masa. Tomado de Corominas I. Dulcet y Jordi

2.2.3 Deslizamientos

Los deslizamientos son movimientos producidos debido a la formación de un plano de debilidad, que separa la masa deslizada de la masa estable que se encuentra debajo de ella. Se pueden producir en una o más superficies de rotura.



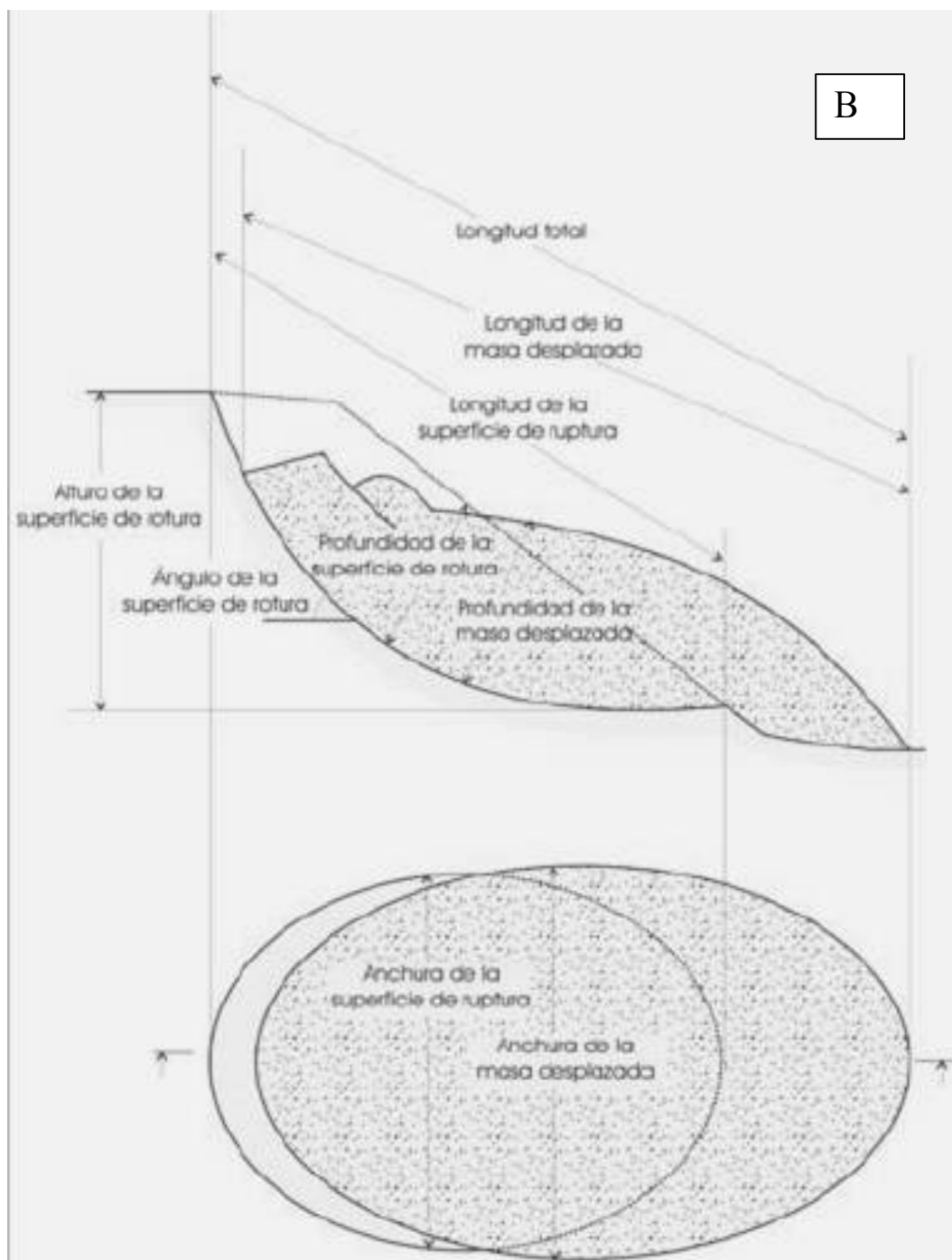


Figura 0.2 A y B Partes de un deslizamiento rotacional (Corominas I., Dulcet y Jordi, 2004)

Se originan como consecuencia de la socavación del pie de talud, por un aumento en la presión del agua de los poros o por deterioro de la resistencia del material, anterior

a la rotura se forman grietas en la zona donde se producirá el arranque y a veces en el cuerpo, Se encuentran dos tipos bien diferenciados:

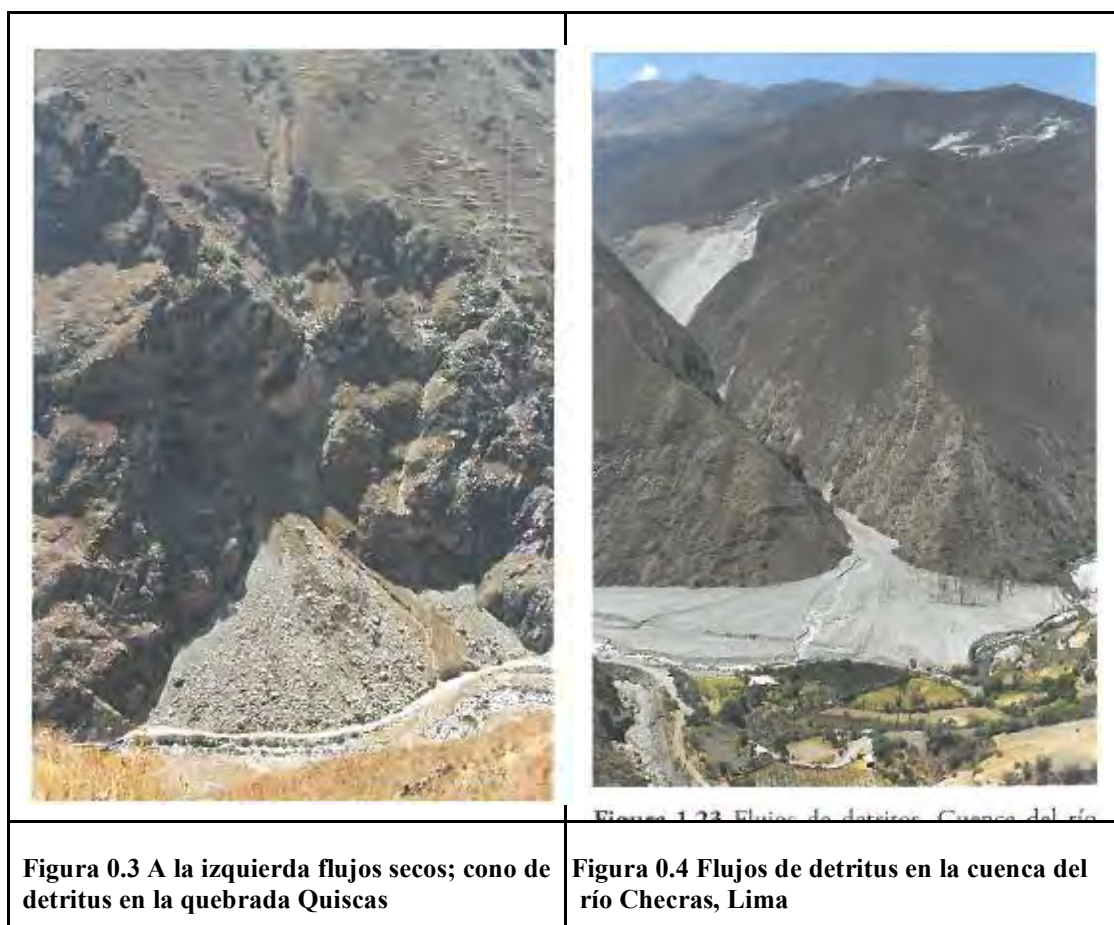
Deslizamientos traslacionales, la superficie de deslizamientos es plana, lisa u ondulada y se desarrolla una pequeña rotación, relativamente poco profundos.

Deslizamientos de bloque corresponde a un deslizamiento de traslación en el cual un bloque o varios bloques unidos que se mueven hacia abajo y hacia fuera como una masa coherente en un plano o más.

Deslizamientos Rotacionales aquellos que tienen una superficie curva, cóncava hacia arriba con un eje paralelo y cuyo centro de giro esta fuera y arriba de la superficie (Figura 2.2).

2.2.4 Flujos

Los flujos son movimientos continuos que presentan deformación plástica en el cual la masa no conserva su forma durante el mismo, las formas que toman están condicionadas a las características del material que lo conforman, se desplazan a una distancia mayor a la superficie de rotura, se originan principalmente debido a la presión de poros del agua, a veces gradan de un deslizamiento a flujos debido a la saturación, pérdida de la cohesión, etc.



La avalancha se produce cuando las grandes masas de material han ido acumulándose debido a deslizamientos y se movilizan a altas velocidades suelen ser muy destructivos, poseen grandes cantidades de agua y finos mayor en un 50%. Generalmente es producida cuando se producen lluvias de alto índice pluviométrico.

Flujos de Escombros, está relacionada al movimiento rápido de rocas, suelos, material orgánico, etc., debido a la presencia de discontinuidades, una pendiente alta y asociada a la meteorización, la distribución de estas origina cierta deformación en el macizo y cuando se produce fuertes lluvias permite el flujo de estos (véase figura

2.3); su composición granulométrica está conformada por un mayor contenido de fracciones gruesas (arenas, gravas y bloques).

Flujos de Tierra, tiene como característica la forma de un reloj de arena, el material del talud sufre licuefacción y se mueve formando un hoyo o una depresión en la cabeza o parte alta del talud, el flujo es alargado, el material que lo conforma es de grano fino o de arcillas (cohesivos), de taludes moderados y bajas condiciones de saturación; dentro de esta se encuentra el flujo de lodos que es una variación debido a su contenido menor que el 50% de arenas (Figura 2.4).

2.2.5 Esparcimientos Laterales

Las extensiones laterales se presentan generalmente en materiales duros o compactos sobre un material plástico y de baja resistencia como arcillas, se generan bajo acciones gravitacionales, formando grietas de tensión y escarpas; las cuales separan los bloques que se mueven a lo largo de una superficie poco definida con buzamiento casi horizontal, el movimiento que presenta es rotacional, traslacional y de flujo y su velocidad es lenta.

Otros tipos de movimiento son los movimientos complejos que son aquellos que combinan a los movimientos antes mencionados.

2.3 Características de los movimientos

La caracterización de los movimientos se realiza mediante la observación de las características principales que posee el movimiento. Dichas características se definen a continuación:

□ **Velocidad del movimiento**; las velocidades que presentan los movimientos de taludes varían desde muy lentas-casi imperceptibles hasta altas velocidades, esta característica define algunos de los movimientos de taludes así como su grado de destrucción.

□ **Secuencia de repetición**, estas pueden ser:

Progresivo si la superficie de falla se realiza en la misma dirección que el movimiento

Retrogresivo: la superficie de falla se extiende en dirección opuesta al movimiento. Ampliándose la superficie de falla se extiende en forma lateral. Alargándose la superficie aumenta hacia delante.

Confinado son aquellos que tienen rasgos de inestabilidad como escarpes pero sin superficie de rotura definida.

□ **Estado de actividad**, puede ser:

Activo: es aquel que se encuentra moviéndose actualmente.

Suspendido o bloqueado: aquellos que se activan en los ciclos de altas pluviosidad o cuando el contenido de agua en el cuerpo de deslizamiento se incrementa.

No-Activo: que no se encuentra en movimiento en los últimos ciclos estacionales.

Reactivado: se presenta cuando se produce movimientos posteriores a un periodo de inactividad.

□ **Estilo**, pueden ser

Simple: cuando existe un solo tipo de movimiento.

Compuesto: cuando se presenta varios tipos de movimiento simultáneamente.

Múltiple: cuando se presenta movimientos repetidos del mismo tipo.

Complejo: cuando se presenta varios tipos de movimientos.

2.4 Clasificación de los deslizamientos de laderas

Los deslizamientos de terreno pueden ser clasificados según la profundidad estimada de la superficie de deslizamiento y según el grado de actividad, definido por una evaluación de la velocidad promedio a largo plazo de los movimientos. La clasificación propuesta por Lateltin (1997) define tres subdivisiones para cada uno de los dos parámetros:

En relación a la profundidad de la superficie de deslizamiento:

- Deslizamiento superficial: 0 - 10 m
- Deslizamiento poco-profundo: 10 m - 30 m.
- Deslizamiento muy profundo: > 30 m.

En relación a la actividad:

- Deslizamiento sub estabilizado, muy lento: 0 - 2 cm/año
- Deslizamiento poco activo lento: 2 - 10 cm/año
- Deslizamiento activo (o lento con fases rápidas): > 10 cm/año

2.5 Factores de inestabilidad

Los deslizamientos de terreno presentan unas variaciones importantes de actividad a través del tiempo. Es conveniente por ello hacer una distinción entre las predisposiciones naturales de las laderas a deslizar (condiciones intrínsecas), los factores agravantes y los factores detonantes.

Las **condiciones intrínsecas** son determinadas por la historia geológica de la ladera (litología, estructura, etc.) y los procesos glaciares asociados. Ellas definen los parámetros que no son susceptibles de cambiar en el transcurso del tiempo y representan las predisposiciones de las laderas a deslizarse.

Los **factores agravantes** están ligados a los procesos climáticos a mediano y largo tiempo (de la decena al millar de años), a las actividades antrópicas por ejemplo deforestación y/o la utilización del suelo.

Las precipitaciones plurianuales, las variaciones de la isoterma de 0°C las fluctuaciones del nivel piezométrico y el balance hidrológico constituyen los principales factores que pueden disminuir el factor de seguridad hasta un valor próximo a 1. Estos vuelven las laderas susceptibles a moverse sin totalmente provocar la ruptura (estado marginalmente estable o potencialmente o potencialmente inestable).

Los **factores detonantes** son los parámetros que inician el movimiento y que hacen pasar a una ladera en estado de equilibrio inestable (factor de seguridad entre 1 a 1.5) a la ruptura (factor de seguridad menor que 1). Ellos son representados sobretodo por las condiciones climáticas de muy corto tiempo (del orden diario a mensual), las

actividades humanas (excavaciones, sobrecargas, trabajos en la ladera, riegos, etc.) o los fenómenos vibratorios (sismo, explosiones).

2.6 Métodos Geológicos

Los métodos geológicos están basados en el método científico, el cual consta básicamente de las siguientes bases: la observación, la experimentación y la inducción. A continuación se describen los métodos geológicos comúnmente usados para el estudio de deslizamientos.

2.6.1 Fotogeología

Es uno de los métodos indirectos que se basa en la interpretación de fotografías aéreas que reconoce en forma general las características estructurales, geomorfológicas, litológicas, las áreas alrededor del proyecto así como el mismo, y cuya escala está determinada de acuerdo al tipo de proyecto, generalmente se usa en la etapa exploratoria, pudiendo decidir así los lugares favorables para los emplazamientos de una obra y una planificación de las investigaciones a detalle. Se complementa con una verificación de campo.

2.6.2 Cartografía Geológica

Como base de este método directo es conveniente tener un levantamiento topográfico; mediante este método se realiza el levantamiento de la distribución superficial de los principales rasgos litológicos, en los cuales se colocaran los contactos reconocidos durante el estudio y los inferidos (aquellos que presentan una

cobertura delgada o cuya existencia puede ser inferida). Los rasgos estructurales, en donde se reconocen las fallas, pliegues, etc.; para el estudio de los deslizamientos se deben tener en cuenta diversos criterios geológicos, dentro de los cuales el más importante es el geomorfológico; el cual utiliza los siguientes criterios: las anomalías de pendientes, desvío de cauces, formas lobuladas por acumulación de material, perfiles longitudinales cóncavo y convexo y en el cual se deben tomar a consideración los procesos erosivos anteriores que han modelado la superficie y aquellos que presentan una erosión activa, la cual permitirá hacer una evaluación del terreno.

La importancia de la cartografía geológica radica en que según el tipo de formación geológica o tipo de material y sus características determinadas (origen, composición, grado de fracturamiento, resistencia) en cada área del deslizamiento, cada una posee una susceptibilidad específica a los deslizamientos. Cuando el cuerpo del deslizamiento está conformado por diferentes litologías el comportamiento geotécnico del conjunto es diferente al de cada uno de los materiales por lo que cada uno es estudiado independientemente así como su interacción con los otros.

La carta de fenómenos es también un elemento importante en el que se señalan los signos e indicadores observados sobre el terreno y procede a su interpretación objetiva. Ella representa los fenómenos ligados a unos procesos peligrosos y describe los sectores expuestos independientemente del grado de peligro. Ella se apoya de una parte sobre la observación e interpretación de las formas del terreno, sobre las propiedades estructurales y geo-mecánicas de las superficies de discontinuidad en la zona de arranque de los procesos de desmoronamiento y del deslizamiento. Esta carta

de fenómenos permite también poner en claro las causas, las probabilidades de ocurrencia y otros factores importantes o síntomas concomitantes relativos a los eventos que se produjeron.

Con la finalidad de cartografiar los peligros de manera precisa, es esencial conocer a fondo el estado pasado y actual del terreno y de evaluar cual puede ser su evolución posible.

2.7 Métodos geotécnicos de investigación

Los métodos geotécnicos son aquellos que permiten el reconocimiento del terreno con el fin de caracterizarlo (conocer y cuantificar sus condiciones) y permite realizar una discretización del terreno en zonas homogéneas, ellos se deben realizar después de la revisión de información y de la fotointerpretación, de las que se obtendrá una síntesis geológica y una topografía básica; estos métodos pueden ser directos o indirectos.

Entre los métodos directos mas usados se tienen: los sondeos mecánicos, las calicatas, los pozos, las trincheras, los ensayos “in situ” etc.

2.7.1 Sondeos geotécnicos de perforación diamantina

Son perforaciones realizadas con una broca diamantina que corta el terreno y que recupera muestras cilíndricas denominadas “testigos de perforación”; con estas perforaciones es posible ubicar, obtener características composicionales, espesor y extensión lineal de los materiales que están en el perfil del sondeo; asimismo permiten la ejecución de ensayos dentro del mismo. Estas perforaciones

generalmente son de pequeño diámetro; para los usos geotécnicos los diámetros deben ser mayores o iguales a 75 mm (diámetro NQ); pueden alcanzar profundidades de hasta 1000 m en sondeos verticales; según la inclinación del sondeo el alcance puede variar. Los procedimientos de la perforación dependen del tipo de terreno, del tipo de muestreo y testificación que se vaya a realizar. Para nuestro estudio se efectuó la perforación rotativa con recuperación de testigo (sondeo diamantino) y sistema wireline que permite una recuperación sucesiva del testigo de perforación.

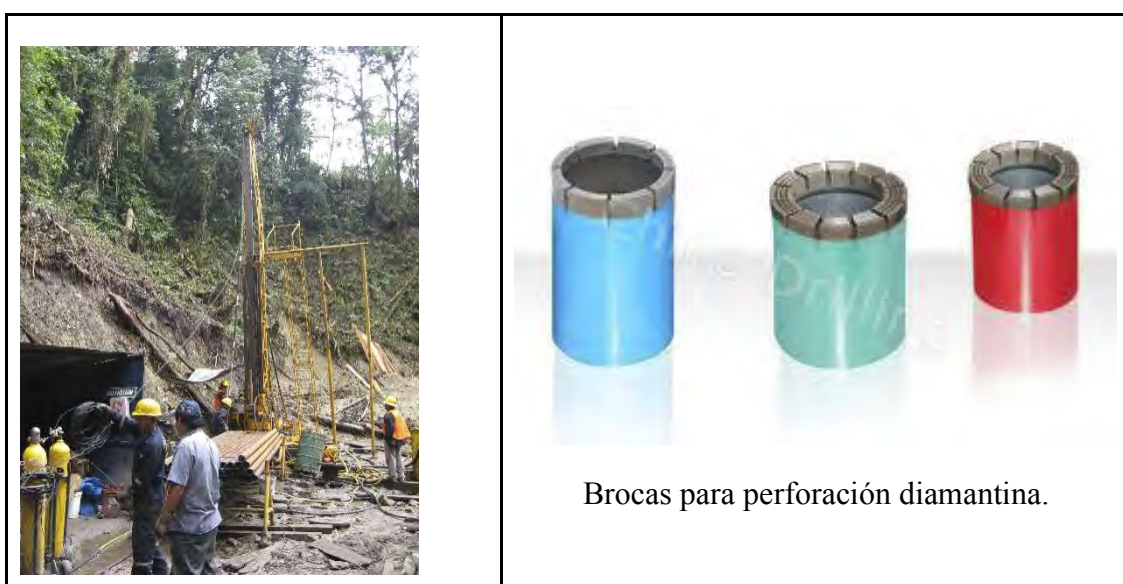


Figura 0.5 Equipo y elementos de perforación diamantina

El sondeo a rotación puede perforar cualquier tipo de suelo, las gravas, las arenas y los bolos son difíciles de perforar y recuperar bajo el nivel freático y por el propio fluido de perforación, es entonces que se hace uso de otros elementos para mejorar la recuperación.

En las figuras mostradas en la figura 2.5 se observan el equipo y los elementos de perforación.

2.7.2 Calicatas y Trincheras

Las calicatas son excavaciones manuales o mediante retroexcavadoras al terreno que se va a investigar en el cual se obtendrá las características in situ de los materiales, tales como su perfil geológico, la densidad, humedad, y se podrá realizar otros ensayos y obtención de muestras. Las trincheras se diferencian de las calicatas por la diferente proporción de sus lados superficiales, la cual una de ellas es de mayor longitud, permitiendo observar la continuidad de un material a lo largo de la superficie.

2.7.3 Excavaciones Subterráneas

Este tipo de investigación se encuentra determinada como una de tipo volumétrica, las excavaciones de este tipo son principalmente galerías (horizontales), verticales (piques), o inclinados orientadas a determinadas zonas del proyecto para su evaluación geológica y geotécnica, dentro de esta se pueden realizar ensayos en el mismo emplazamiento pudiendo obtenerse datos reales, que estarán sujetos a veces a las perturbaciones del terreno debido a las condiciones del mismo.

2.7.4 Muestreo

El muestreo es una técnica o procedimiento (manual o mecánica) para la obtención de un material ubicado a cierta profundidad del terreno, que debe cumplir con ciertos requisitos, dependiendo de los ensayos que se le realicen a esta. El procedimiento trata de hacer mínimos los cambios de las condiciones de la muestra in situ, para

poder ser llevada a ensayar y determinar sus características geotécnicas y estas no sean afectadas negativamente en sus resultados.

En el estudio realizado no se pudieron extraer muestras de los sondeos por lo que se extrajeron muestras inalteradas de los taludes situados al costado del canal.

2.7.5 Ensayos in situ

Los ensayos “in situ” se realizan en el lugar de estudio, los ensayos que se realicen serán determinados de acuerdo a las características de los materiales a investigar, tipo de estudio, etc. Para este estudio solo se realizaron los ensayos de permeabilidad, los cuales permiten saber sobre la cantidad de agua que dejan pasar los distintos materiales a determinadas condiciones según el tipo de ensayo. Esta información es importante para determinar el comportamiento en condiciones drenadas del material. Durante los estudios se realizaron los ensayos de Lefranc, en suelos y rocas muy fracturadas, y el de Lugeon que a continuación es descrito.

a. Ensayo de Lefranc

En el ensayo de Lefranc se introduce agua en un pozo previamente recubierto, dejándose libre el tramo de ensayo; existen dos formas de ejecución: a nivel constante y a nivel variable. En el primer caso (figura 2.6) el nivel de agua se debe mantener a determinada altura, tomándose lecturas en el caudalímetro cada minuto; a nivel variable se llena el pozo con agua a una determinada altura (altura inicial) dejándose que el nivel de agua descienda libremente procediéndose a tomar medidas cada minuto de su posición con respecto a la inicial.

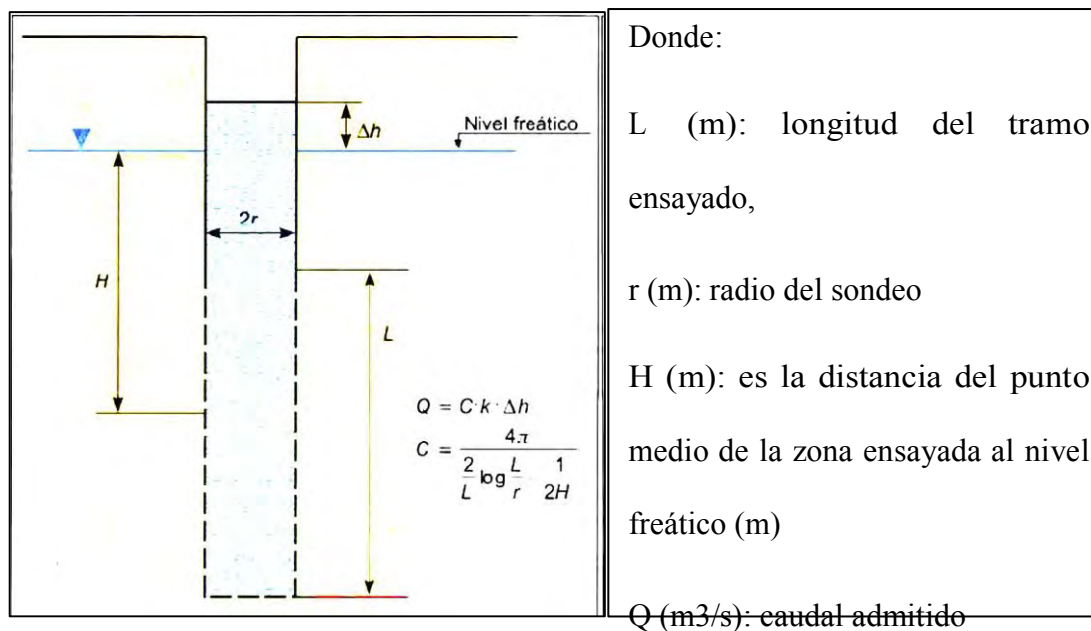


Figura 0.6 Esquema y formulas del ensayo de Lefranc a nivel constante

b. Ensayo de Lugeón

Es un ensayo de absorción, que se realiza en el interior de los sondeos y permite calcular la permeabilidad. Se realiza con el uso de un obturador o dos a fin de aislar el tramo de ensayo, la instalación del equipo y el esquema para el ensayo se muestra en las figuras 2.7 y 2.8, se procede a realizar el ensayo determinándose inicialmente las presiones barométricas a las cuales se realizaran las pruebas, las cuales dependen de la profundidad del ensayo, del nivel freático, las características de composición y grado de fracturamiento del material a ensayar.

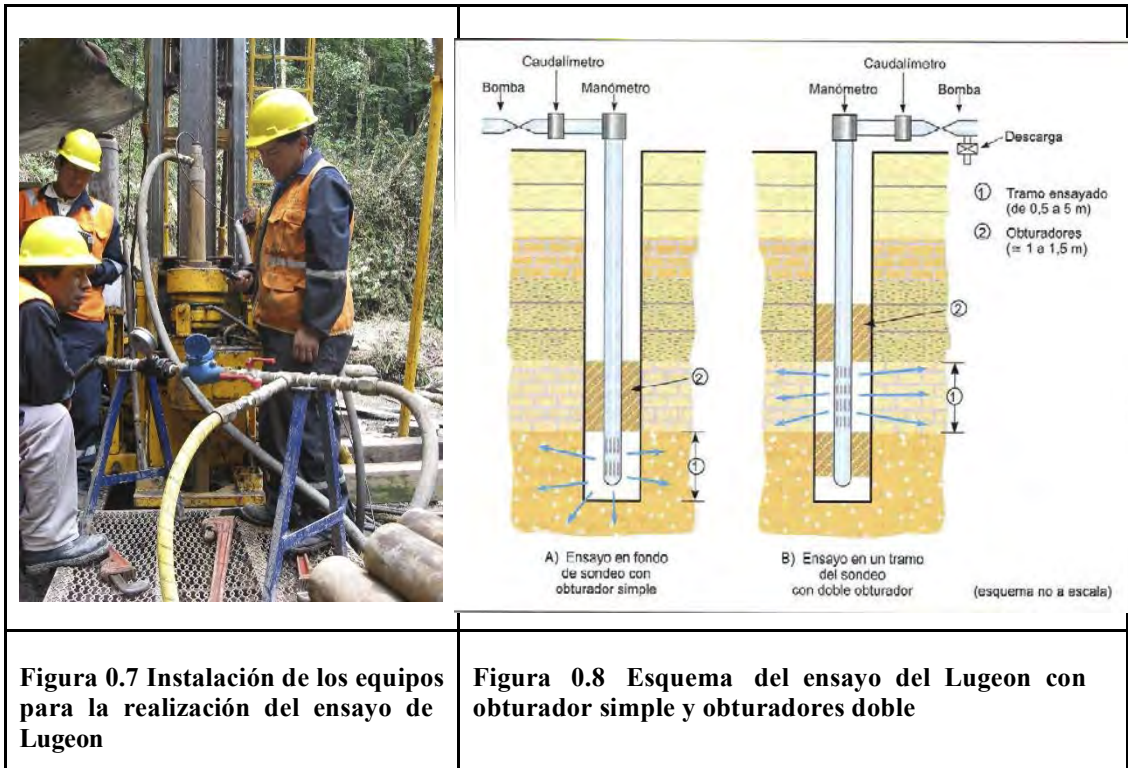


Figura 0.7 Instalación de los equipos para la realización del ensayo de Lugeon

Figura 0.8 Esquema del ensayo del Lugeon con obturador simple y obturadores doble

El agua es introducida a las presiones constantes definidas por un lapso de 10 minutos, tomándose las lecturas cada minuto, generalmente estas presiones se aplican en ascenso y descenso (carga y descarga) realizándose un total de 5 mediciones a diferentes presiones en tramos generalmente de 5 m. La unidad de medida es el Lugeon que corresponde a una absorción de agua a 1 bar x 1 m x 1 min. Los resultados son mostrados en gráficos Caudal-Presión donde se puede ver el efecto del ensayo sobre el tramo ensayado.

Como una precisión los ensayos son realizados generalmente en rocas competentes. La fórmula para el cálculo del coeficiente de permeabilidad (k) es la siguiente:

$$= 2 * \frac{Q}{L} \ln\left(\frac{r_2}{r_1}\right)$$

Q: caudal de inyección en m³/s.

H: presión aplicada en la zona ensayada, equivale a la suma de la presión leída en el manómetro, la columna de agua hasta el centro de la zona ensayada y las pérdidas de carga del circuito hidráulico a este valor se le resta el valor de la columna de agua hasta el centro de la zona hasta el nivel estático (nivel piezométrico).

L: longitud del tramo de ensayo en m.

R: radio de influencia del ensayo en metros. R: 200,

$$\ln (R/r_p) = 7$$

r_p : radio del sondeo en metros.

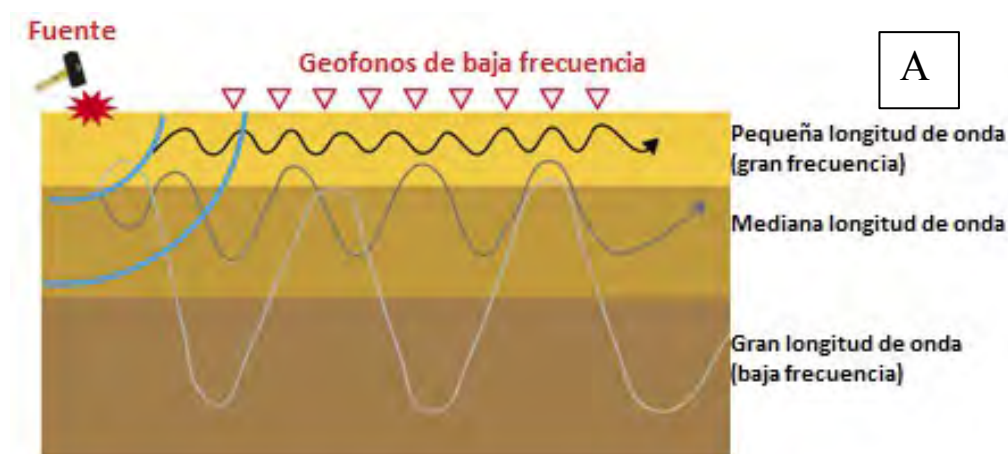
2.8 Métodos geofísicos

Los métodos geofísicos son métodos indirectos que permiten obtener información sobre las propiedades físicas de los distintos tipos de materiales con lo cual se podrá deducir su distribución en el substrato, sin realizar una inspección de este. Los métodos geofísicos más utilizados en estudios geotécnicos son de resistividad eléctrica y sísmica.

2.8.1 Refracción Sísmica

Basado en la velocidad de la propagación de la onda (provocada por un martillo, detonación, etc.), consiste en medir la restitución de las ondas sonoras producidas por una fuente por los terrenos sub yacentes, la cual dependerá de la densidad y grado de fracturamiento de este, la continuación de la propagación de la onda queda determinada por el principio: a mayor profundidad, mayor densidad del material.

Después del cálculo de la velocidad de propagación de la onda se puede determinar el espesor de las diferentes capas del subsuelo las que poseen una velocidad distinta. Este método es bien adaptado pues la velocidad sísmica es siempre más elevada que el recubrimiento (morrenas, capas en deslizamiento). Para los deslizamientos de terreno donde la roca está a menos de 50 m de profundidad este método está perfectamente adaptado pues, la sísmica de reflexión es para localizar el substrato a centenas de metros.



Propagación de las ondas de superficie en función de la profundidad

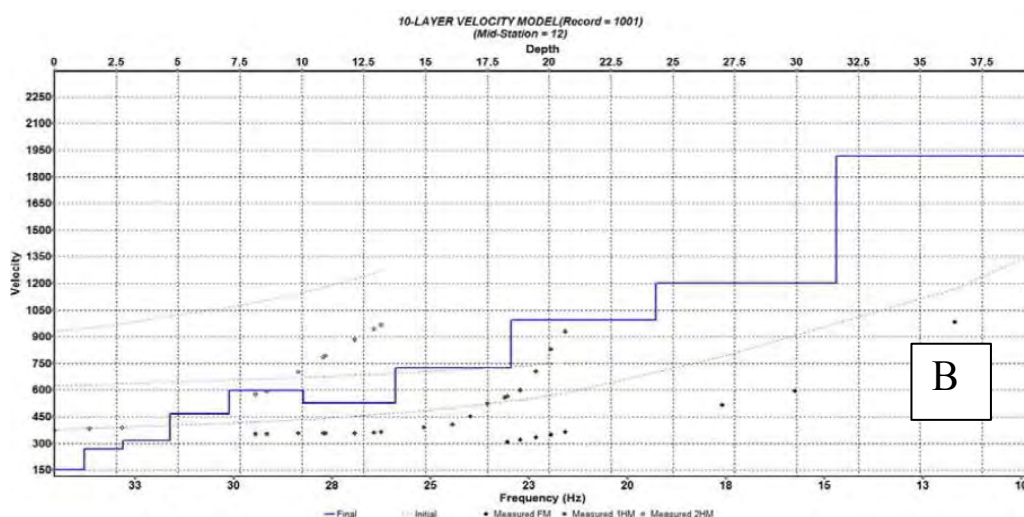


Figura 0.9 Principios del método MASW (A y B)

Otro método frecuentemente usado es el método MASW (Método Multichannel Analysis of Surface Waves); el cual fue introducido en el año 1999 y permite estimar las velocidades de ondas de corte (V_s) del subsuelo a partir del análisis de las ondas de superficie Rayleigh o Groundroll. El agua afecta poco a las Velocidades de corte (V_s). Este método es mas usado en geotecnia por su alta precisión.

2.9 Propiedades resistentes de los materiales

La resistencia que ofrece un cuerpo o material al ser sometido a fuerzas externas depende de las propiedades de resistencia de los materiales las cuales a su vez estan relacionadas a su origen y composición.

2.9.1 Esfuerzo y deformación

El esfuerzo se define como la reacción interna de un cuerpo a la aplicación de fuerzas en un área considerando que se distribuyen uniformemente.

El estado de esfuerzos en un punto M de un medio continuo esta completamente definido por el tensor con seis componentes en donde se utiliza muy seguido la representación en las coordenadas de las direcciones principales:

$$\bar{\sigma} = \begin{bmatrix} \sigma_1 & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_2 & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_3 \end{bmatrix}$$

Donde: σ_1 es la componente principal o mayor, σ_2 es la intermedia y σ_3 es la menor

Las tres componentes no determinan de manera completa el estado de esfuerzos al punto M, quien depende también de la orientación de los ejes principales.

El vector de esfuerzos f (MF) ejerciendo sobre un plano π que pasa por el punto M, el plan esta referenciado por los cosenos direccionados de su normal n (figura 2.10) es igual a: $f = \sigma * n$

El vector de esfuerzos f puede ser representado por sus proyecciones sobre la normal n y sobre el plano π (esfuerzo tangencial τ) tal como se muestra en la figura 2.10.

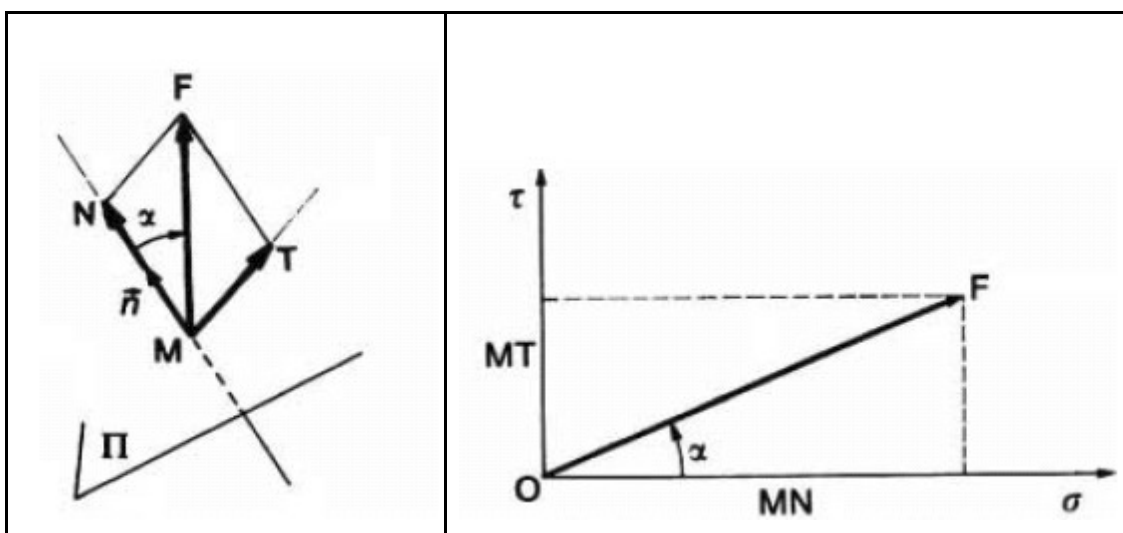


Figura 0.10 Estado de esfuerzos en un punto de un medio continuo

La representación de las variaciones de σ y τ cuando el plano π gira alrededor del punto M es equivalente a la coordenada del tensor de los esfuerzos a seis componentes. El punto F de coordenadas (σ, τ) es tal que OF es igual a f y el ángulo $(O\sigma, OF)$ es igual a el ángulo α del vector esfuerzo f con la normal n en el plano π (figura 2.9). Esta representación, dicha de Mohr, es muy utilizada para el estudio de resistencia al corte de los suelos a causa de las propiedades del círculo de Mohr (figura 2.11).

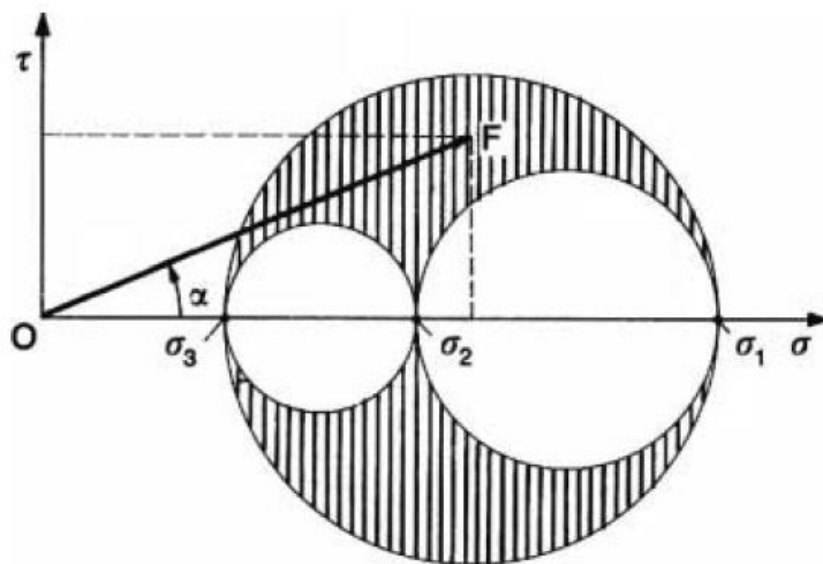


Figura 0.11 Representación del círculo de Mohr: estado de esfuerzos posibles

Este círculo es muy utilizado en mecánica de suelos para la interpretación de los ensayos de resistencia al corte en laboratorio y para el análisis de los problemas en los cuales una de las direcciones principales es constante (cálculos bidimensionales).

De acuerdo a la circunstancia, diferentes sistemas de esfuerzos son utilizados para el estudio de los problemas de mecánica de suelos. En los suelos saturados uno distingue clásicamente: Los esfuerzos totales (σ), las presiones intersticiales (u^*1), los esfuerzos efectivos ($\sigma' = \sigma - u^*1$) y esfuerzos tangenciales o de corte ($\tau' = \tau$).

Las deformaciones en la mecánica de suelos son pequeñas (a lo mas de 10 a 20%), el estado de deformaciones en un punto puede ser caracterizado por el tensor de deformaciones, donde existe igualmente tres direcciones llamadas principales ortogonales con respecto a aquellas del tensor de las deformaciones se escribe bajo la forma:

$$\bar{\varepsilon} = \begin{bmatrix} \varepsilon_1 & 0 & 0 \\ 0 & \varepsilon_2 & 0 \\ 0 & 0 & \varepsilon_3 \end{bmatrix}$$

La descripción del comportamiento de un medio continuo solicitada por fuerzas de volumen o de superficie supone el conocimiento de la ley de comportamiento y de las condiciones iniciales y a los límites sobre los esfuerzos y las deformaciones. En el caso de los suelos, la ley de comportamiento es particularmente compleja, en los cálculos corrientes por problemas de simplificación, uno no busca a determinar las deformaciones de los suelos hasta la rotura, pero uno separa el problema de las deformaciones de aquel de la estabilidad. Para el cálculo de deformaciones se utiliza notablemente las fórmulas de compresión, consolidación y asentamientos.

Las formas más simples usadas en la práctica suponen que solo intervienen los esfuerzos principales y a veces solamente algunas de entre ellos.

2.9.2 Resistencia y ruptura de los suelos

La ruptura de los suelos observados en la naturaleza muestra tener dos modos principales de ruptura:

- la ruptura por deslizamiento sobre una superficie;
- la ruptura por plastificación y flujo de una masa de suelo.

La representación de la resistencia al corte de los suelos por una relación entre el esfuerzo tangencial τ y el esfuerzo normal σ corresponden al primer modo de ruptura, y es puesto en evidencia y analizado antes que otros. Los ensayos de corte directo de tipo Casagrande es su traducción experimental.

Las rupturas por plastificación de la masa de suelos son más difíciles de analizar y su comprensión necesita el empleo de la teoría de la plasticidad. En este análisis se utiliza los círculos de Mohr para los caculos analíticos. Los ensayos triaxiales se interpretan de la misma manera utilizando los círculos de Mohr. A parte del caso de las superficies de ruptura pre-existentes, que se obtiene por lo esencial en las pendientes naturales, todas las rupturas comienzan por la plastificación del suelo en uno o varios puntos y evolucionan de acuerdo a las circunstancias hacia una ruptura por plastificación de un cierto volumen de suelo o hacia la formación de una superficie de ruptura.

La ruptura en un suelo es definido por la cinemática y el momento en que este ocurre, esta ruptura se mide mediante ensayos a la resistencia a la ruptura o corte del suelo. La figura 2.12 muestra las curvas que se producen de acuerdo a la naturaleza y estado del suelo.

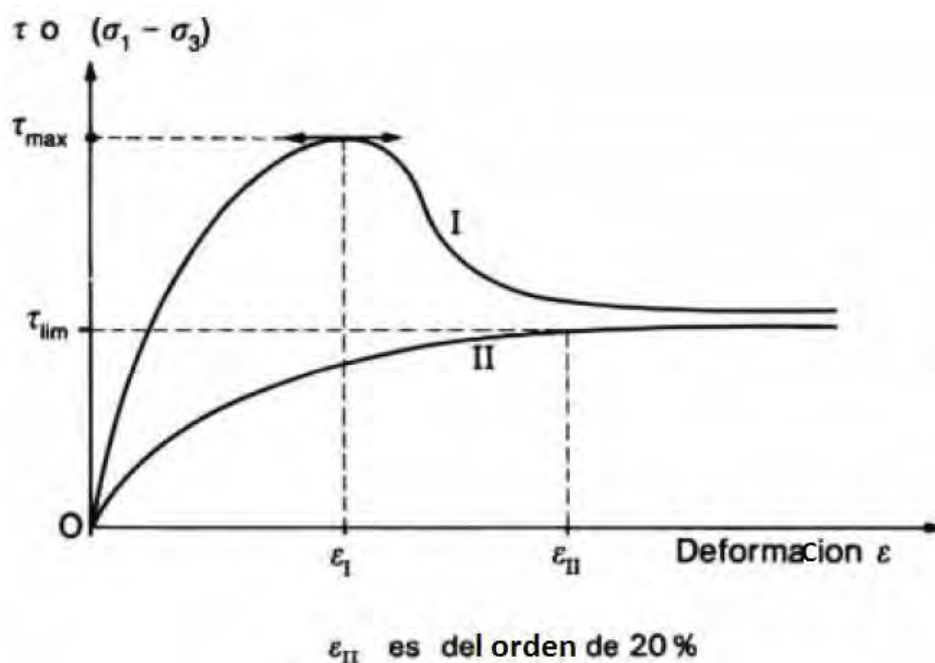


Figura 0.12 Curva esfuerzo-deformación en un ensayo de corte

La curva I representa un máximo, uno admite que este máximo corresponde al estado de ruptura, la deformación continua aumentando después de la deformación, mientras que la sollicitación aplicada disminuye o a lo mejor queda constante.

La curva II tiene una apariencia asintótica: uno define arbitrariamente la ruptura a un valor maximal de la deformación (τ_{lim} corresponde a ϵ_{II}) fuera de la cual el comportamiento de la obra es incompatible con su destinación.

En esta tesis se utilizara el primer modo de ruptura (por deslizamiento); en donde el deslizamiento se realiza utilizando las teorías de la resistencia de materiales. Las rocas y los suelos al fallar al corte se comportan de acuerdo a las teorías tradicionales de fricción y cohesión, según la ecuación generalizada de Coulomb.

$$\tau = c' + (\sigma - \mu_a) \tan \Phi'$$
 Para suelos saturados

$$\tau = c' + (\sigma - \mu_a) \tan \Phi' + \mu_a \tan \Phi''$$
 Para suelos parcialmente saturados

Donde:

τ = esfuerzo de resistencia al corte c' =

cohesión o cementación efectiva σ =

esfuerzo normal total

μ = presión del agua intersticial o de poros μ_a

= presión del aire intersticial

Φ' = ángulo de fricción interna del material

Φ'' = ángulo de fricción del material no saturado

La resistencia al corte de un suelo depende de su estado drenado o no drenado; en los suelos saturados esta resistencia depende del esqueleto sólido del suelo, pues el agua intersticial no ofrece ninguna resistencia a los esfuerzos de corte o de distorsión.

Dos grandes tipos de comportamiento del suelo se distinguen:

Comportamiento drenado y comportamiento no drenado.

El **comportamiento drenado** de un suelo cuando se aplica un esfuerzo verifica las siguientes condiciones:

La aplicación de la fuerza es suficientemente lenta, teniendo en cuenta la permeabilidad del suelo (del valor del coeficiente de consolidación).

La aplicación de la fuerza dura largo tiempo para que las sobrepresiones intersticiales eventuales sean disipadas al momento donde se quiere medir o calcular el comportamiento del suelo.

En el comportamiento **no drenado**, la carga es bastante rápida, teniendo en cuenta la permeabilidad del suelo y de la distancia camino de drenaje, para provocar la aparición de sobre presiones intersticiales que no pueden disiparse durante el periodo considerado. En los ensayos de laboratorio se reproduce esta situación impidiendo el flujo del agua intersticial.

Con respecto a la naturaleza del suelo los comportamientos están definidos, los suelos granulares a fuerte permeabilidad presentan un comportamiento drenado y los suelos cohesivos o finos a débil permeabilidad presentan un comportamiento no drenado.

Los datos para el cálculo de estabilidad se resumen en la tabla 2.2.

Tabla 0.2 Cálculo de estabilidad en mecánica de suelos

Tipo de suelo	Permeabilidad	Tipo de cálculo	Características	Esfuerzos inducidos	Presión intersticial	Drenaje
Suelo pulvurulento o granular	Fuerte a mediana	Largo plazo	Drenados	Efectivos	$u = 0$	Autorizado
	Baja	Largo plazo	Drenados	Efectivos	$u = 0$	Autorizado
Suelo fino	Baja a muy baja	plazo y corto plazo	No drenados	Totales	$u \neq 0$	Autorizado o impedido

2.10 Ensayo de Laboratorio

Los ensayos de laboratorio son ejecutados después de la etapa de extracción y preparación de las muestras, las muestras pueden ser extraídas de los distintos sondeos que se realizan durante las investigaciones de campo. Los ensayos sirven para determinar las principales características físicas, de resistencia y deformabilidad de los materiales que se deseen investigar.

a. Clasificación Granulométrica de material

La clasificación granulométrica se realiza utilizando la norma del ASTM D422, las cuales se realizan en base a tamizados que diferencian el tamaño de las partículas para su posterior clasificación basadas en su porcentaje respecto al total.

b. Ensayo de corte Directo

Se realizan para determinar la resistencia del suelo a una fuerza horizontal (realizándose completa la prueba con tres cargas verticales distintas) colocando la muestra dentro de un molde de acero dividido horizontalmente en dos mitades y en la que se puede condicionar la saturación de la muestra, el corte se realiza con movimientos traslacionales horizontales y a velocidad constante de la parte inferior

del molde mientras que se impide totalmente el movimiento de la zona superior. El resultado de este ensayo determina la fuerza de resistencia al corte y la deformación hallándose de esta manera c' y ϕ .

c. Ensayo Triaxial

Es la prueba más común y versátil para determinar las propiedades esfuerzo-deformación de los suelos. En este ensayo se puede aplicar una presión sobre el contorno lateral de la probeta y otra distinta según el eje. La forma clásica de ejecución del ensayo consiste en mantener la presión lateral constante y aumentar la vertical hasta la rotura, tal como se muestra en la figura 2.13.

Como resultado del ensayo se determina la cohesión y el ángulo de rozamiento interno del material. También puede determinarse el módulo de deformación en condiciones de no confinamiento lateral. El ensayo se realiza sobre tres probetas. El ensayo que se ejecutó en el estudio fue del tipo triaxial consolidado con drenaje.

Ensayo triaxial con drenaje (CD); Este ensayo se realiza en suelos granulares con permeabilidad, dejando que la muestra drene, la envolvente de los distintos círculos de Mohr define el ángulo de rozamiento interno y cohesión efectiva del suelo. Las sobrepresiones intersticiales son nulas o despreciables, los esfuerzos aplicados son transmitidos integralmente al esqueleto del suelo y las presiones inducidas son unas presiones efectivas.

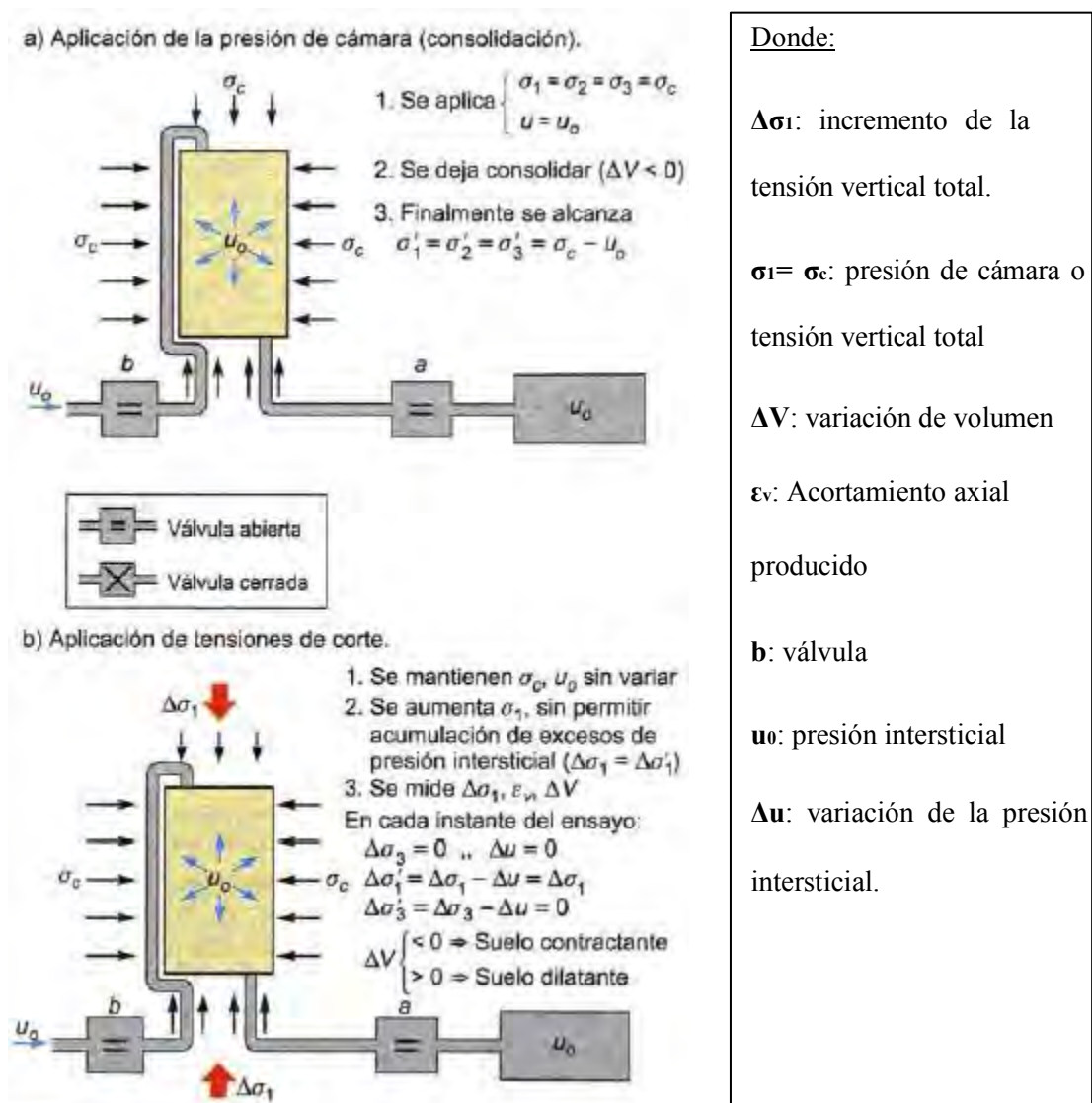


Figura 0.13 Esquema del ensayo triaxial de consolidación con drenaje (Gonzales de Vallejo, 2004)

La aplicación del esfuerzo se acompaña de una variación del volumen más o menos según las presiones aplicadas. Esta disminución de volumen traduce una aproximación de los granos y un volumen igual al del agua intersticial es expulsado del suelo a medida que se aplica la carga.

Las características de resistencia al deslizamiento del suelo en un comportamiento drenado son llamadas características drenadas. Ellas son representativas del comportamiento del esqueleto sólido.

2.11 Hidrogeología

Las formaciones geológicas y depósitos pueden contener agua, esta capacidad de retención y transmisión está relacionado a su composición mineralógica, textura, estructura, el grado de cementación, fracturamiento y su espesor. Estas características determinan su porosidad, permeabilidad, comportamiento hidráulico, tiempo de respuesta. De acuerdo a estos parámetros hidrogeológicos se puede determinar la magnitud de los efectos ante un cambio de condiciones hidrológicas, como la ocurrencia de fuertes y prolongadas precipitaciones pluviales y/o ascenso del nivel freático. La magnitud va de acuerdo a la proporción que ocupen en el cuerpo.

Las aguas subterráneas y de superficie juegan un rol desestabilizador sobre los suelos y los macizos rocosos con unas manifestaciones que pueden ser extremos como los deslizamientos de terreno o las caídas de rocas.

Para prevenir estos riesgos, la modelización hidro-mecánica e hidrogeológica debe ir a la par con unas operaciones de drenaje de las aguas y una vigilancia.

Sobre las laderas, la acción desestabilizadora del agua infiltrado en el suelo es triple:

- Incremento del peso volumétrico de los suelos por aumentación del contenido de agua, este efecto es el menor.

□ Cambio del comportamiento reológico: el suelo pasa del estado sólido al estado del fluido viscoso, ciertos flujos de lodo o lavas torrenciales son también engendrados por la imbibición de una masa de suelo. El cambio también puede producirse mientras ocurre un sismo, por ejemplo la licuefacción de las arenas bajo napa que dan origen de numerosos deslizamientos sobre muy bajas pendientes. De otra parte, unas circulaciones de agua subterránea pueden engendrar en el largo plazo una alteración progresiva de los terrenos encajados, con degradaciones de sus características mecánicas.

□ Acción mecánica desfavorable de las presiones de agua subterránea. La lucha contra el agua es una de las acciones más eficaces para prevenir, estabilizar y frenar un deslizamiento de terreno. El conocimiento del modo de alimentación de la napa es indispensable para intervenir eficazmente.

Esto demuestra toda la importancia del estudio hidrogeológico para la comprensión de la evolución de los deslizamientos de terreno, pero también para el control del riesgo correspondiente.

Sobre las observaciones del terreno o la instalación de piezómetros, este estudio debe ser llevado en un tiempo suficiente para apreciar las fluctuaciones estacionales o anuales de las napas.

La introducción de un modelo hidrogeológico en el estudio de estabilidad permite evaluar la influencia de las aguas subterráneas sobre la estabilidad y ensayar la eficacia de un tratamiento por drenaje. Sin embargo parece que el acoplamiento hidráulico/mecánico es a veces complejo. Para las grandes laderas rocosas, la

comprensión del rol del agua en la deformación y el movimiento son pues aún muy imperfectos.

2.11.1 Climatología

La diferenciación climática tiene un papel muy importante en el comportamiento geodinámico de los afloramientos rocosos, caracterizando muchas veces el grado de susceptibilidad geodinámica que estos puedan tener en determinadas áreas durante las fases y fenómenos climatológicos que caracterizan a las regiones. Fenómenos macro-climáticos como El Niño y La Niña inciden sobre la variabilidad de ocurrencia de los deslizamientos, teniendo una relación directa sobre la cantidad de estos especialmente durante La Niña, época en la que las lluvias son intensas, produciendo saturación de suelos y lavado en los planos de las discontinuidades.

2.11.2 Pluviosidad

Las precipitaciones pluviales tienen una alta incidencia en la inestabilidad de taludes, la lluvia es uno de los factores más decisivos para la ocurrencia de un deslizamiento.

La pluviosidad se produce cuando existen tres condiciones imperativas:

- La existencia de un potencial precipitable (reserva de agua atmosférica) y su renovación rápida.
- La activación de un movimiento vertical ascendente, que responden a factores térmicos y dinámicos.

- La presencia de una estructura aerológica que no prohíba las ascendencias, determinada por la geografía.

La interrelación cambiante de estos tres factores ponen en curso la precipitación.

Las lluvias en el sistema climático tropical dependen generalmente de la zona de convergencia intertropical y los eventos de deslizamientos catastróficos están relacionados con variaciones de la zona de convergencia los cuales ocasionan lluvias extraordinarias.

Muchos métodos para la predicción de los deslizamientos están basados en la medición de las precipitaciones, en las cuales se mide su intensidad y duración tratando de encontrar la lluvia crítica que origina el deslizamiento, para las condiciones en las que se encuentra el cuerpo.

Según Guidicini (1977), Ceccarini et al (1981), Canuti (1985) y Paz et al (1989) citado por [12] las lluvias más frecuentes pero de menor intensidad producen la mayor respuesta del suelo a la infiltración. La lluvia de 15 días de duración anterior al deslizamiento es la que mas podría influir sobre él, aunque presentara un periodo bajo de retorno.

2.11.3 Presión de poros

La presión de poros se realiza debido a la presencia de poros en los distintos materiales pudiendo ser esta primaria (junto con la formación de la roca o suelo) o secundaria (posterior a la formación de la roca). Cuando el agua llena estos poros se presenta o da origen a la presión de poros (presión intersticial) que disminuye los

esfuerzos efectivos disminuyendo la resistencia de los materiales. Su cálculo puede hacerse mediante la siguiente ecuación:

$$= \frac{\mu}{\gamma z}$$

Dónde:

r_μ = coeficiente de presión intersticial,

μ = presión intersticial,

γ = peso específico del suelo, y

z = profundidad considerada.

En los suelos saturados se admite que las deformaciones de los suelos no dependen separadamente de los esfuerzos totales y de las presiones del agua pero si de su diferencia lo que se traduce en la siguiente expresión en vectores:

$$\sigma' = \sigma - u$$

Donde: σ' es el esfuerzo total, σ' es el esfuerzo efectivo y u es la presión de agua.

Es necesario indicar que la presión de agua no tiene una influencia sobre los esfuerzos tangenciales. El principio de los esfuerzos efectivos afirma que el esfuerzo efectivo una vez definido determina el comportamiento mecánico de los suelos saturados, lo que significa notablemente que no hay deformaciones sin variación de los esfuerzos efectivos e inversamente. Si uno dobla en forma simultánea e igual al esfuerzo total y a la presión de poros no hay efecto sobre el estado de deformaciones del suelo.

2.11.4 Nivel freático

El nivel del agua es la línea que separa las presiones intersticiales negativas (ubicadas encima de este) de las positivas, siendo su presión igual a la atmosférica.

El nivel freático tiene alta incidencia en el factor de seguridad de los taludes. Para la determinación de su ubicación se usan diferentes métodos:

- Directos: los sondeos y pozos en los cuales se realiza la instalación de una tubería que deja ingresar el agua a su interior (piezómetro) puede estar ranurado o abierto en su base, en el cual se toman medidas sucesivas (cada 12, 24 ó 48 horas) según se requiera a fin de obtener su nivel.
- Indirectos: dentro de los cuales se encuentran los métodos geofísicos-eléctricos entre otros.

2.11.5 Efectos del agua

Los efectos del agua en los distintos materiales son negativos cuando excede el límite que permite su estabilización. Las condiciones preestablecidas de humedad o contenido de agua en un material influyen en la ocurrencia de un deslizamiento. El agua es uno de los factores más favorable para la ocurrencia de un deslizamiento debido principalmente a que provoca la disminución de la cohesión, la pérdida de la cementación, el incremento en las presiones de poros entre las partículas que constituyen el cuerpo; a la vez que se dan ciertas condiciones relativas al estado de un talud o ladera que involucran la geomorfología, geometría, factores geotécnicos y antrópicos.

2.12 Sísmica

La fuerza generada por una onda sísmica es del tipo compresión; algunas de ellas son producto de una fractura y deformación en una zona de falla geológica (fuente de movimiento) o en zonas sísmicas. Esta fuerza está condicionada por la intensidad y magnitud de las ondas que se liberan (fuerzas laterales y verticales producto de la vibración.), los sismos generalmente decrecen de manera desfavorable la resistencia de los materiales de fallas, aumentan el efecto del esfuerzo cortante y la presión de poros, según las características del terreno (materiales y talud) y la magnitud del sismo, este puede originar licuación (comportamiento de flujo suelos saturados, no consolidados y no cohesivos), subsidencia, dilatancia.

La magnitud, intensidad del sismo y la aceleración son parámetros utilizados para el análisis sísmico en taludes, la actividad de fallas y la sismicidad histórica de estas es una información importante para determinar la amenaza sísmica. Otros parámetros relacionados a la sismicidad son la aceleración máxima y la velocidad máxima, la respuesta a estos parámetros es directa para estructuras rígidas.

La probabilidad de que estos ocurran está determinada por la sismicidad en la región, las amenazas sísmicas locales dependen de la estructura geotécnica. El mapeo de amenazas sísmicas es una herramienta crucial para minimizar los efectos de la actividad sísmica. Esta fuerza de compresión algunas veces causa fallas superficiales en las secciones más débiles de la placa, la sismicidad de cualquier área en particular está dada por su proximidad a las estructuras tectónicas descritas y a otras estructuras que se encuentran en diferentes partes del mundo.

2.12.1 Natura y modo de propagación de las ondas sísmicas

Los sismos producen diferentes ondas sísmicas: ondas de volumen que se propagan en la corteza terrestre y ondas de superficie que se propagan a la superficie del suelo. Se distinguen dos tipos de ondas de volumen:

Ondas primarias (ondas P), que son unas ondas longitudinales se propagan con una velocidad V_p y del cual el desplazamiento de las partículas del medio esta en la dirección de la propagación. Ellas producen en esta dirección unas compresiones y extensiones sucesivas;

Ondas secundarias (ondas s), que son unas ondas de corte se propagan con una velocidad V_s y del cual el desplazamiento de las partículas del medio es perpendicular a la dirección de propagación. Ellas provocan un corte de las rocas por una distorsión sin cambio de volumen (estas ondas no se propagan en medio líquido).

Dentro de las ondas de superficie se encuentran las ondas Rayleigh y las ondas Love. Las primeras son de tipo verticales con movimientos elípticos en el plano de propagación y la segunda se desplaza en un plano tangente a la superficie y perpendicularmente a la dirección de propagación.

Tabla 0.3 Efectos de los sismos según su intensidad

Intensidad	Efectos	Aceleración máxima del suelo (x g)
I	Sacudidas non perceptible	
II	Sacudidas apenas perceptible.	< 0, 003
III	Sacudidas débilmente sentidas de manera parcial	0.003 - 0.007
IV	Sacudidas largamente sentidas	0.007 - 0.015
V	Sacudidas provocando el despertar de los	0.015 - 0.030

Intensidad	Efectos	Aceleración máxima del suelo (x g)
	durmientes.	
VI	Sacudidas engendrando el pavor	0.03 - 0.07
VII	Sacudidas seguidas de daños a las construcciones	0.07- 0.15
VIII	Sacudidas ocasionando unas destrucciones de edificios.	0.15 - 0.3
IX	Sacudidas con daños generalizados a los edificios.	0.3 - 0.7
X	Sacudida con destrucciones generalizadas de edificios.	0.7 - 1.5
XI	Sacudida con unas situaciones catástrofe	1.5 - 3.0
XII	Sacudida provocando un cambio de paisaje	3 - 7

El modelo teórico admitido en sismología consiste en hacer la hipótesis que la corteza terrestre se comporta como un medio continuo, elástico e isótropo. Este modelo representa una situación ideal, pero aproximadamente, pues el subestima ciertos efectos como las grandes deformaciones. La anisotropía de los suelos y las discontinuidades cerca de la fuente del sismo resultante de las fracturas y de las fallas en la corteza terrestre.

Los efectos de los sismos según la aceleración del sismo son indicados en la tabla 2.3.

2.12.2 Mecanismos de ruptura de las laderas bajo sismos.

Los mecanismos conducentes a la ruptura de las laderas bajo sismo son comúnmente difíciles a conocer en razón de la complejidad de la geología local y de la poca información sobre los parámetros reológicos e hidrogeológicos de los materiales.

Los sismos pueden provocar unos movimientos de masa en las laderas habitualmente estables, tanto en los macizos rocosos como en los suelos arcillosos o arenosos. Estas inestabilidades son representadas principalmente por dos categorías de deformaciones a saber, los deslizamientos de terreno y la licuefacción:

Los deslizamientos de terreno debidos a otras causas como la carga en la cabecera, sobrepresiones intersticiales importantes, etc. y los deslizamientos laterales que se producen en las obras en tierra (diques).

La licuefacción de los suelos, notablemente de las arenas finas saturadas, que provocan los desórdenes en las cimentaciones de las obras de sostenimiento y otras estructuras subyacentes.

Estos movimientos tienen dos causas principales: los esfuerzos de inercia de los movimientos sísmicos (desestabilizadores) y la pérdida de resistencia de ciertos materiales. Los efectos de sitio pueden conducir a unas amplificaciones de las aceleraciones sísmicas.

La capacidad de resistencia para resistir la vibración del terreno provocada por un sismo sin causar fallas depende de la intensidad del movimiento del terreno.

2.13 Métodos de auscultación y de vigilancia de los deslizamientos

El análisis de los diferentes métodos utilizados en los diferentes tipos de acciones de vigilancia debe ser efectuado de manera sistemática siguiendo un procedimiento

riguroso con la finalidad de determinar de manera objetiva su dominio de aplicación respectiva en función de los objetivos considerados.

En cualquier caso se debe tener presente que como punto de partida, es necesario, y en ocasiones imprescindible, disponer de:

- Un levantamiento topográfico.
- Una geología de detalle.

El conocimiento de la evolución de los materiales con la profundidad y lógicamente de particular interés las condiciones hidrogeológicas.

Los métodos geofísicos también se pueden utilizar, pero lo cierto es que su validez directa e inmediata no está garantizada, pues depende en gran medida de las condiciones del lugar, así como de la capacidad y de las posibilidades de los técnicos que las usan y que las interpretan. A priori la tomografía eléctrica es probablemente la técnica que ofrece mayores posibilidades y merced a su carácter general, economía y rapidez de ejecución, suele utilizarse como fuente de información complementaria.

Los métodos clásicos de vigilancia consisten en técnicas tradicionales de control, que se identifican y describen a continuación. Algunas de las técnicas fueron utilizadas en el estudio de la ladera Pucruchacra junto con un buen reconocimiento geológico; siendo lo mas recomendable para este tipo de eventos.

Una lista de ellas, generalmente de uso combinado y múltiple es la siguiente:

- Inspección visual directa
- Pares de estéreo-fotos y su interpretación
- Adquisición manual de la topografía

- Inclínometría manual
- Medición manual de giros en superficie
- Extensómetros de control manual
- Piezometría manual
- Aparatos para medir la evolución de fisuras o grietas,
- Controles meteorológicos, en particular
- Temperatura, viento y precipitaciones

Las magnitudes físicas medidas y analizadas en general en el dominio de la vigilancia de las laderas inestables son:

- Los niveles piezométricos
- Las presiones intersticiales
- Las presiones totales
- Las rotaciones de la verticalidad profunda y superficial
- Las fuerzas y cargas
- Las emisiones acústicas
- La altura de las precipitaciones acuosas y nubosas
- La temperatura
- La humedad
- La velocidad del viento

2.13.1 Inspección visual directa

La inspección visual parte de un análisis de la superficie para cercar la zona inestable, su extensión y su interacción con las zonas adyacentes.

Durante una inspección visual habrá que observar todas las anomalías topográficas que se puedan detectar, así como las grietas existentes, los signos de rotura o de desgarre, las discontinuidades que puedan ser favorables al movimiento, los humedales que afloren, etcétera. Todas ellas se deben vincular con los mapas geológicos con el objeto de poder efectuar un primer esquema, es decir un primer modelo del deslizamiento que explique la inestabilidad que se está produciendo.

2.13.2 Métodos topográficos

Por medio de equipos geodésicos y ópticos presentan la ventaja de su sencillez de operaciones, versatilidad y economía. El grado de precisión que se puede estimar es de un mínimo de ± 2 mm, incluso para distancias (D) por encima de los 3000 metros, aproximadamente.

En el deslizamiento Pucruyacra se instaló un conjunto de pilares de monitoreo e hitos de control para vigilar los movimientos en la ladera.

2.13.3 Instrumentación

La instrumentación comprende el conjunto de herramientas puestos en obra en una acción de vigilancia que comprende un sistema de medidas, equipos de tratamientos y herramientas de programas informáticos.

Para definir y concebir un sistema de vigilancia es necesario en un primer paso definir las grandes características del fenómeno, los cuales permiten elegir los instrumentos más apropiados para medirlos. Lo más frecuente en la comprensión del comportamiento de una pendiente inestable, es de que se trate de un terreno blando o rocoso, no esta basado sobre un parámetro único, pero si sobre las correlaciones entre los diferentes parámetros disponibles. Mientras uno concibe el sistema de vigilancia, es pues bueno prever unos instrumentos que den unas medidas complementarias.

2.13.3.1 Piezómetro

Son usados para la vigilancia de los niveles piezométricos; son instrumentos consisten en general en un tubo micro-fisurado o una celda filtrante; están rodeados por una envoltura de material filtrante y son instalados en un sondeo a una profundidad deseada. La medida se efectúa cuando el nivel de agua remonta a lo largo de la tubería conectada a la unidad filtrante ya estabilizada, entonces uno puede efectuar la medida del nivel de la napa.

En la ladera Pucruyacra se instalaron piezómetros de tipo abierto adaptados a terrenos muebles (suelos).

2.13.3.2 Inclínometro

El inclinómetro vertical operado manualmente es hoy en día una herramienta muy extendida que ofrece una información precisa y de indudable valor: la identificación de la masa deslizante. Su nivel de precisión es claramente inferior al milímetro e incluso se puede hablar de 0,1 mm. Los inclinómetros permiten recoger los desplazamientos al interior de los sondajes especialmente realizados según una

dirección normal al eje del hueco. La instrumentación inclinométrica es constituida por cuatro elementos:

El tubo guía, anteriormente instalado en el terreno o en la roca, provisto de cuatro ranuras gracias a los cuales la sonda puede deslizarse al interior;

- La sonda o torpedo, que es introducido al interior del tubo, en el cual son alojados uno o dos captosres de inclinación.
- El cable de conexión entre la sonda y la central de medida.

Los aparatos de medida.

Las lecturas se efectúan calibrando en el tubo la sonda inclinométrica también llamado torpedo, al interior de la cual esta presente un sistema a péndulo que indica la desviación con respecto a la vertical. El tubo inclinométrico esta dividido en dos ejes, el primero denominado A-A' que esta orientado en la dirección del movimiento mayor o pendiente máxima, y el segundo es denominado B-B' este eje es perpendicular al eje A-A'. La sonda desciende con un cable debidamente rotulado para cada 0.5 m, las mediciones se realizan cada 0.5 m descendiendo y ascendiendo por el tubo en ambos ejes y realizando un giro de 180 grados de la sonda. En total por cada eje se realiza 4 mediciones dos descendiendo y dos ascendiendo por los ejes.

Disponiendo de las medidas repetidas en el tiempo, es posible de evaluar el tipo de desplazamiento y de calcular la velocidad del movimiento. La precisión y la fiabilidad aumentan con la disminución del intervalo de tiempo entre las diferentes lecturas efectuadas.

Los instrumentos instalados para el monitoreo de la quebrada Pucruchacra consistieron en inclinómetros usados también como piezómetros, estos últimos acoplados a los tubos inclinométricos colocándose en su base tubos ranurados.

El inclinómetro vigila las rotaciones de la verticalidad profunda; la figura 2.13 muestra los equipos usados para las mediciones de los tubos inclino-piezométricos.



Figura 0.14 Introducción del torpedo en el tubo inclinométrico y sonda piezométrica

2.13.3.3 Extensómetros

El extensómetro a cable es utilizado para medir el desplazamiento superficial entre dos puntos de medida, situados de los dos costados de una fisura o grieta. El puede ser instalado sobre una superficie orientada de cualquier manera con respecto a la horizontal.

El control se realiza por medio de los cambios que se producen en las distancias entre los puntos, midiéndolos por medio del simple extensómetro manual, se pueden

registrar los desplazamientos relativos tanto en sentido horizontal como en vertical, es decir en cualquiera de las direcciones.

2.14 Corrección y Estabilización de los Movimientos

Dentro de los métodos usados para la prevención, control y estabilización de los movimientos se debe tener en consideración sus diversas ventajas y desventajas o limitaciones debido a la magnitud de los daños y a los altos costes.

Las técnicas de intervención que se disponen para estabilizar un deslizamiento se reagrupan en tres grandes familias: las excavaciones, los drenajes y los reforzamientos.

A continuación mencionaremos los métodos mas usados y recomendados por Jaime Suárez Díaz, con sus respectivas ventajas y desventajas.

2.14.1 Métodos de control del agua

Este método es uno de los más confiables debido a que la presión de poros es el principal factor que favorece al movimiento; su construcción o uso de manera individual o complementaria depende de la magnitud y características y grado de riesgo de la masa inestable.

Los principales métodos de control de agua y de presión de poros son: de canales superficiales para el control de escorrentías, sub-drenes de zanja, sub-drenes horizontales de penetración, galerías de sub-drenaje y los pozos profundos de sub-

drenaje, variando la elección de estos métodos según se requiera (como complemento) y de acuerdo a los costes de su construcción.

2.14.2 Métodos por Cambios Geométricos

Estos métodos están basados en el cambio geomorfológico de la masa deslizante con la finalidad de disminuir el peso, el cual incide en la estabilidad del deslizamiento. En el siguiente cuadro se resumen los diferentes métodos geométricos.

Método	Ventajas	Desventajas
Remoción de materiales de la cabeza del talud	Muy efectivo en la estabilización de deslizamientos rotacionales.	En movimientos muy grandes las masas a remover tendrán una gran magnitud
Abatimiento de la pendiente	Efectivo especialmente en suelos friccionantes	No es viable económicamente en taludes de gran altura.
Hacer terrazas en la superficie	Además de la estabilidad al deslizamiento, permite construir obras para controlar la erosión	Cada terraza debe ser estable independientemente.

2.14.3 Métodos de Reforzamiento de los Materiales

Estos métodos están relacionados al mejoramiento de las propiedades y parámetros de resistencia de los materiales sea de manera indirecta o directa. En el siguiente cuadro se mencionan las ventajas y desventajas de los métodos.

Método	Ventajas	Desventajas
Recubrimiento de la superficie del talud.	El recubrimiento ayuda a controlar la erosión.	Se debe garantizar la estabilidad del recubrimiento.
Conformación de la superficie.	Puede mejorar las condiciones del drenaje.	Su efecto directo sobre la estabilidad es generalmente limitado.
Sellado de grietas superficiales	Disminuye la infiltración de agua.	Las grietas pueden abrirse nuevamente y se requiere mantenimiento por periodos

Método	Ventajas	Desventajas
		importantes de tiempo.
Sellado de juntas y discontinuidades	Disminuye la infiltración de agua y presiones de poros en las discontinuidades.	Puede existir una gran cantidad de discontinuidades que se requiere sellar.
Cobertura vegetal, arboles arbustos y pastos	Representan una alternativa ambientalmente excelente.	Pueden requerir mantenimiento para su colocación.

2.14.4 Métodos de Estructuras de Contención

Estos métodos están basados en la utilización de un cuerpo que contenga la masa deslizante para evitar su deslizamiento. El siguiente cuadro muestra estos métodos.

Método	Ventajas	Desventajas
Relleno o berma de roca o suelo en la base del deslizamiento	Efectivos en deslizamientos no muy grandes.	Se requiere una cimentación competente para colocar el relleno.
Muros de contención convencionales de tierra armada, etc.	Útiles para estabilizar masas relativamente pequeñas.	Se requiere una buena calidad de cimentación son poco efectivos para taludes de gran altura.
Pilotes	Son efectivos en movimientos poco profundos, en los cuales existe suelo debajo de la superficie de falla que sea competente para permitir el hincado y soporte de los pilotes.	No son efectivos en deslizamientos profundos o cuando aparece roca o suelo muy duro debajo de la superficie de falla. Poco efectivos en deslizamientos rotacionales.
Anclajes o pernos	Efectivos en roca especialmente cuando es estratificada.	Se requieren equipos especiales y son usualmente costosos.
Pantallas ancladas	Útiles como estructuras de contención en masas de tamaño pequeño a mediano.	Existen algunas incertidumbres sobre su efectividad en algunos casos, excepcionalmente cuando hay aguas subterráneas y son generalmente costosos.

CAPITULO III

GEOLOGIA Y GEOTECNIA

En el Km. 92 de la Carretera Central de Lima-Huancayo, en el flanco derecho del valle del río Rímac, se sitúa la ladera Pucruchacra con una morfología típica de una ladera de valle fluvial en “V”. La ladera tiene indicios geomorfológicos de antiguos fenómenos de masa que ocurrieron como parte de la evolución propia del valle; así también se observan otros indicios recientes como son las grietas de tracción y las escarpas producto de las modificaciones de su talud natural por las obras y actividades antrópicas que existen en esta y de su geodinámica actual.

3.1 Geología Regional

La zona de estudio está ubicada en la parte central del flanco occidental de la cordillera Occidental de la cadena de los Andes en la margen derecha del río Rímac. El sitio se sitúa en la parte alta del curso del río Rímac a una cota aproximada de 3200 m.s.n.m. en donde el curso del río tiene una dirección NE-SO.

En el sitio afloran rocas de edad terciaria de origen volcánico de composición andesítica e intrusivos de composición granítica sobre los cuales se han depositado

materiales de origen aluvial y coluvial como resultado de los diferentes procesos geodinámicos que han ocurrido en el valle como son los fenómenos de masa, principalmente flujos de lodos y deslizamientos.

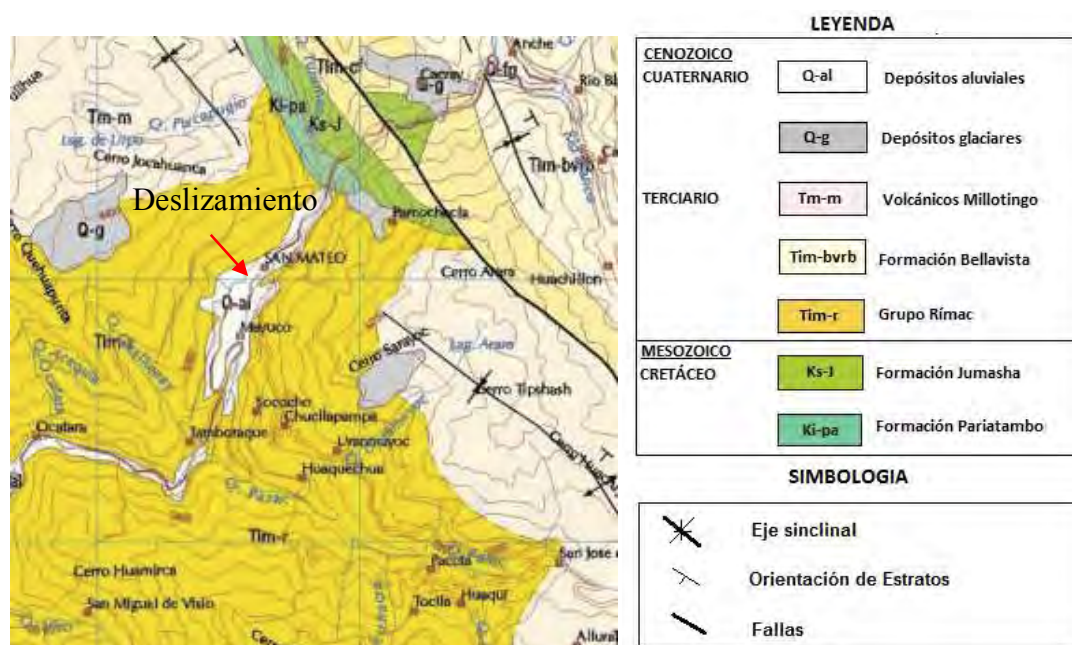


Figura 0.1 Geología regional de la zona de estudio

Estructuralmente, los rasgos de mayor importancia en la zona de estudio están determinados de manera generalizada, por grandes sinclinales, anticlinales y numerosos sistemas de fallas, estructuras que tienden a orientarse en la dirección general del plegamiento andino, esto es NO-SE (ver Figura 3.1). La cuenca resulta así dividida en cadenas montañosas, en las que el cambio estructural es progresivo (INGEMMET, Boletín 36).

3.2 Geología Local

El levantamiento geológico se efectuó tomando como base un plano de levantamiento topográfico a detalle, a una escala 1/1000 con curvas cada 1m, las

coordenadas son referenciales; la información geológica levantada fue la geomorfología, la litología, las estructuras y discontinuidades.

3.2.1 Geomorfología

La zona de estudio corresponde a un deslizamiento situado en una ladera típica de un valle fluvial, cuyos flancos forman un valle tipo V; con algunas protuberancias en la parte central, producto de las acumulaciones de sedimentos por gravedad. La ladera Pucruchacra presenta una morfología típica de un antiguo gran deslizamiento cuya escarpa estaría aguas arriba de la zona de estudio sobre la cota 3500, y cuyo cuerpo presenta una gran extensión de aproximadamente 400 m. de ancho, el pie del antiguo deslizamiento estaría cerca del cauce del río Rímac.

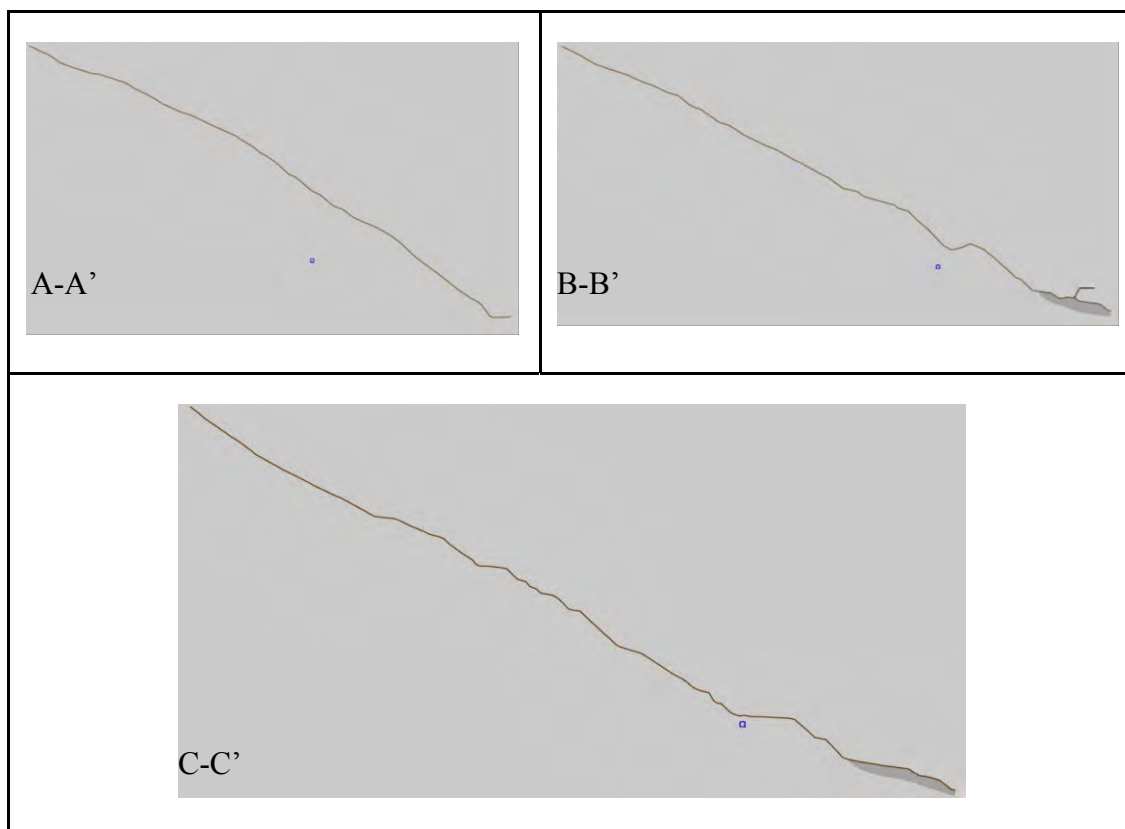


Figura 0.2 Perfiles analizados geomorfológicamente

La morfología de la ladera que corresponde a aquella del 2011 (ver plano 4.1) fue analizada con tres perfiles que se muestran en la figura 3.1; el primero es el perfil A-A', donde hay pendientes moderadas de 30° a 35° y pendiente mediana de 26°; el segundo perfil está situado en el sector central y es analizado con el perfil B-B' cuyas pendientes son menores a 30°; el sector norte analizado con el perfil C-C' presenta pendientes variables para diferentes cotas, de manera ascendente desde la carretera hasta la cota 3150 msnm se presentan pendientes suaves producto de las modificaciones en el talud por las obras durante la construcción de inmuebles y estructuras de la Central Hidroeléctrica Huanchor; desde los 3150 hasta los 3245 msnm las superficies son abruptas.

Morfologías particulares se presentan en dos zonas, la primera en la parte baja, límite con la carretera central donde han ocurrido deslizamientos y derrumbes que cubren una extensión de 70 m de ancho entre las cotas 3108 a 3135 msnm y que presentan una escarpa circular de deslizamiento y grietas de tracción paralelas sobre la escarpa.

Otra zona particular es el denominado cobertizo donde varias grietas paralelas y transversales al talud donde se ubica el canal cortan el terreno, la zona de cobertizo correspondía a una zona de acumulación de material.

En el mes de octubre del 2012 se iniciaron los trabajos de estabilización que consistieron en el re-perfilaje del sector norte de la ladera con corte de taludes igual a 1.5:1 y 1:1 con bermas; al mes de diciembre del 2013 el trabajo de movimiento de tierras concluyó; dichos trabajos lograron estabilizar el sector norte del deslizamiento.

El plano 4.13 muestra las condiciones geomorfológicas del deslizamiento al mes de diciembre del año 2013.

La escarpa principal del actual deslizamiento tiene una longitud aproximada de 300 m y tiene una forma particular. Presenta una segunda escarpa 10 m mas abajo, desde la margen derecha de la quebrada Pucruchacra es cóncava y en la margen izquierda sobre la cota 3190 msnm, vuelve a ser ligeramente cóncava para luego descender cerca de la quebrada Chahuatupe hasta la cota 3150 msnm. La escarpa del deslizamiento tenía al mes de diciembre del 2013 una altura de 2.20 m en la parte superior del deslizamiento.

3.2.2 Litología y depósitos

Localmente se reconocieron dos tipos litológicos y varios depósitos coluviales; los dos tipos litológicos corresponden a las andesitas del Grupo Rímac y a intrusiones menores de composición ácida. Los depósitos coluviales corresponden a varias etapas de activación y reactivación del deslizamiento, tal como se observa en el plano 4.2. A continuación se describe las litologías y depósitos:

Grupo Rímac (Tim-r)

Conformado por una secuencia de derrames lávicos y rocas piroclásticas de composición andesítica, que datan del terciario inferior, el grupo Rímac aflora en la zona de estudio como una roca andesítica en los sectores norte y sur formando promontorios.

Producto de los últimos eventos tectónicos y probablemente de mineralización durante la fase andina las andesitas son principalmente de color anaranjado claro,

presentan moderada alteración argílica; están trituradas a intensamente fracturadas y moderadamente meteorizadas. En la parte norte la quebrada Chahuatupe las andesitas son de color verde oscuras, muy duras, levemente meteorizadas con patinas de óxido y moderadamente fracturadas.

Algunos bloques están dislocados y están situados en la parte superior de los taludes adyacentes a la carretera.

Intrusiones menores

Como parte de un pórfido monzonítico que probablemente corresponde a las últimas pulsaciones plutónicas del terciario medio a superior, se ha podido identificar algunos cuerpos cristalinos que afloran en el sur del proyecto como apófisis con dirección NW-SE, que intruyeron a los volcánicos andesíticos del Grupo Rímac, los afloramientos plutónicos son de color gris verdoso, moderadamente fracturados, moderada a altamente meteorizado, además de presentar venillas de mineralización.

Depósito Aluvial (Q-al)

Estos depósitos están situados en las quebradas Pucruchacra y Chahuatupe, son de dimensiones pequeñas y sus potencias son variables e inferiores de 2m, en la parte superior hasta la cota 3195, las pendientes de las quebradas son altas y a partir de la cota 3185 la quebrada ha sido rellenada con material antrópico sobre todo en el sector del canal (3148msnm).

Depósito Coluvial/Aluvial (Q-cv/al).

Este depósito está ubicado en el sector norte por encima de la cota 3240 msnm, forman pequeños conos deyección en las depresiones, constituido por grava arenosa con limo, suelta a medianamente densa, angulosas, tamaño máximo (TM): 3''; su

espesor debe variar de 0.5 a 2.0 m de espesor. El cono es de origen aluvial asociado a sedimentos coluviales.

□ Depósito coluvial (Q-cv)

Estos depósitos están ubicados al pie de las escarpas y descansan sobre el basamento rocoso en la parte sur de la ladera, desde la cota 3140 hasta los 3280 msnm, en forma alargada con 150 m de largo y 30 m de ancho. Los depósitos están compuestos predominantemente por fragmentos de roca angulosos a subangulosos, del tamaño de grava hasta bloques pequeños y con algo de matriz fina (arena y finos).

Estos depósitos consisten en material depositado por efecto de la gravedad, que coinciden con los deslizamientos. Dentro del sitio se distinguen tres etapas de formación y evolución de estos depósitos.

(Q-cv-dz1); Corresponde al material de un antiguo deslizamiento, el depósito coluvial se extiende en casi la totalidad de la zona de estudio; producto de la degradación física de la roca andesítica, está conformado por una grava arcillosa, marrón, con fragmentos de naturaleza andesítica, angulosos, irregulares, con presencia de grandes bloques de hasta 30'', el depósito presenta horizontes de grava gruesa angulosa, suelta de espesores variables.

Localmente en el sector sur oeste en la parte media del deslizamiento se encuentra un material blanquesino constituido principalmente por fragmentos andesíticos altamente alterados y con arcillas de mediana plasticidad.

(Q-cv-dlz2) Conformado por un material similar al anteriormente descrito, es un depósito reciente situado en la parte superior del portal del túnel de conducción; este depósito tiene poca extensión y su potencia es inferior de 1.5m.

(Q-cv-dlz3) corresponde al actual deslizamiento que se extiende desde la cota 3140 hasta los 3280 m.s.n.m, con una forma alargada de 150m de largo y 30m de ancho; el depósito de sur a norte envuelve a los materiales gravosos y materiales areno arcillosos.

3.2.3 Geología Estructural

El sector afectado por el deslizamiento estructuralmente se encuentra ubicado en el flanco occidental del sinclinal de San Mateo-Parac, en donde se muestra un macizo rocoso intensamente fracturado, afectado por las últimas etapas epirogénicas y tectogénicas de la fase Quechua (INGEMMET, 1983), cuyo esquema estructural tiene la dirección general de los andes NW-SE, con algunas fallas locales con dirección N60°E con buzamiento 43NW transversales a esta, identificadas en la parte sur de la zona de estudio. Un sistema de juntas ha sido identificado cerca de la carretera con una dirección N60°E y buzamiento 58°NW.

Las intrusiones menores que se observan en la zona de estudio a su vez han afectado el macizo volcánico ocasionándole un fracturamiento intenso tal como se observa en la carretera donde ocurrieron recientes deslizamientos, dichas intrusiones han sido portadoras de fluidos mineralizantes que han producido una alteración argílica en el macizo.

3.3 Geotecnia

Entre los años 2011 y 2012, en varios sectores del deslizamiento, se ejecutaron diversas campañas de investigaciones geotécnicas,.

La primera fue realizada en el año 2011 entre los meses de febrero a abril, se ejecutaron 03 calicatas, se colocaron los puntos de monitoreo en toda la ladera Pucruchacra y se hicieron las mediciones bases de control de los puntos de monitoreo; el objetivo de estas investigaciones fue de conocer el estado de actividad del deslizamiento.

La segunda campaña fue ejecutada inmediatamente después del deslizamiento, ocurrido el 16 de agosto del 2011, que afectó un tramo de la Carretera Central cerca de la progresiva 92+300. Se realizó entre el 28 de agosto hasta inicios de octubre del 2011, comprendió una campaña de investigación geofísica con 05 líneas de refracción sísmica y 13 estaciones de ondas de corte, 02 perforaciones diamantinas, 08 ensayos de permeabilidad y 28 ensayos de cono de penetración en las perforaciones diamantinas, instalación de instrumentación piezo-inclinométrica, excavación de 06 calicatas, ensayos de densidad por el método del cono de arena y una inspección visual del terreno en la ladera Pucruchacra. Estas investigaciones tuvieron como objetivo obtener el modelo geológico-geotécnico de la parte del deslizamiento que ponía en riesgo el canal y el sector situado entre las progresivas 0+720 y 0+900 del canal y túnel de conducción; y determinar el estado del deslizamiento que afectaba las estructuras de la central hidroeléctrica entre dichas progresivas.

Una tercera campaña de investigaciones se realizó íntegramente por la Compañía Minera Volcán durante los meses de octubre y noviembre del año 2012 esta consistió en la ejecución de 06 sondeos diamantinos, 03 trincheras, 12 calicatas y la instalación de instrumentación de piezo-inclinómetros en los huecos de perforación.

En el plano 4.1 se muestra la distribución espacial de las investigaciones geotécnicas ejecutadas en las diferentes campañas que tuvieron como objetivo identificar las diferentes características de la litología en profundidad y superficie de los materiales que conforman el deslizamiento.

3.4 Investigaciones básicas, geofísicas y geotécnicas

Las investigaciones geológicas, geotécnicas y geofísicas se efectuaron en varias campañas, siendo la base de ellas el levantamiento topográfico, sucedida por el levantamiento geológico, luego las prospecciones geofísicas y finalmente las investigaciones geotécnicas.

3.4.1 Investigaciones básicas

3.4.1.1 Topografía de Superficie

Desde el inicio de los estudios y en el transcurso del tiempo se realizaron diversos levantamientos topográficos a medida que las condiciones geomorfológicas de la ladera cambiaban.

En febrero de 2011, SVS ejecutó el primer levantamiento topográfico a detalle de la ladera Pucruchacra con curvas de nivel cada 01 metro, instalando para este fin los puntos topográficos base (PB-1 a PB-4).

En abril de 2012, SVS actualizó la topografía de la zona del portal del túnel, de la zona de deslizamiento reciente de la carretera central y de la zona inferior de la misma.

En marzo de 2013, fue ampliada el área de levantamiento topográfico, añadiéndose las cabeceras de la quebrada Chahuatupe y el área situada aguas arriba de los deslizamientos por encima de los caminos de herradura.

Entre abril y agosto 2013, se levantó en dos etapas la zona de descarga; comúnmente llamado reperfilamiento; estos levantamientos fueron efectuados por el personal de Compañía Minera Volcán.

Los puntos topográficos BM fueron establecidos en la etapa de construcción de la central hidroeléctrica (2001) y los puntos base (PB-1, PB-2, PB-3 y PB-4) fueron establecidos a partir de ellos. Debemos poner en conocimiento que las coordenadas de los puntos topográficos de referencia entregados por Volcán no coinciden con los del IGN, siendo estas muy aproximados en su valor a las coordenadas tomadas con el sistema WSG84 y existiendo una diferencia aproximada de -20 en este y +45 en norte cuando se toman datos con un GPS.

3.4.1.2 Levantamiento Geológico de Superficie

El mapeo geológicos de superficie fue efectuado en dos ocasiones; el primero durante los estudios geotécnicos de la ladera Pucruchacra en el año 2011. Sobre esta base en el año 2013 fue ampliado el levantamiento geológico de superficie en las cabeceras de los sectores Norte y Sur, así como también el afloramiento de rocas en los taludes recientes y en los afloramientos sobre el portal de entrada.

3.4.2 Geofísica aplicada en el área de estudio

Cinco (05) líneas de refracción sísmica y trece (13) perfiles de ondas de corte fueron realizados entre las progresivas 0+720 a 0+950 del canal y del túnel de conducción,

las cuales comprenden el canal y túnel de conducción y el sector norte del deslizamiento. Mediante ambos métodos se exploró el subsuelo hasta una profundidad de 40m, determinando de forma aproximada los contactos de los materiales que conforman el terreno en estudio; la longitud total de las líneas fue de 742m; el plano 4.1 muestra la ubicación de las investigaciones geotécnicas ejecutadas.

3.4.3 Investigaciones geotécnicas

Las investigaciones geotécnicas consistieron en la ejecución de perforaciones diamantinas, excavaciones de calicatas y trincheras, ensayos geotécnicos in situ levantamiento de muestras alteradas e inalteradas para ensayos de laboratorio.

3.4.3.1 Perforaciones Diamantinas

Las perforaciones diamantinas se realizaron mediante el sistema wire-line, con recuperación por triple tubo con diámetro HQ (96 mm), el cual permite la recuperación del testigo con un mínimo de alteración. Durante la perforación, el uso de agua fue menor a lo convencional, en algunos sectores los tramos de perforación fueron cortos y sin agua con la finalidad de recuperar totalmente las muestras. Para una mejor recuperación se uso aditivos biodegradables que no alteraran demasiado en la permeabilidad de las paredes

Respecto a los contactos geológicos y la interpretación de las estructuras identificadas a lo largo del sondeo, estos se basaron en una observación visual de las muestras.

Ocho (08) perforaciones diamantinas fueron ejecutadas en la zona de estudio con el objetivo de reconocer los materiales comprometidos con del deslizamiento. Sus características principales y su distribución en el espacio se muestran en la tabla 3.1.

Dos campañas de perforaciones fueron ejecutadas entre los años 2011 a 2012:

En el año 2011 se efectuaron dos perforaciones diamantinas verticales S-1 y S-2, estas han alcanzado de 35 a 25.35 m de profundidad respectivamente.

Tabla 0.1 Datos generales de los sondeos diamantinos en la ladera Pucruchacra

Sondeo	Coordenadas		Cota (m.s.n.m.)	Longitud	Ubicación
	Norte	Este			
S-1	8699413.59	357791.00	3179.61	35.00	Ladera arriba del canal de conducción de la CH Huanchor
S-2	8699401.63	357813.64	3159.05	25.35	
S-3	8699452.65	357814.56	3165.91	47.75	
S-4	8699443.63	357774.27	3187.02	30.00	
S-5	8699393.57	357765.90	3191.86	35.00	
S-6	8699336.62	357776.64	3192.98	35.15	Qda. Pucruchacra
DH-5	8699283.63	357756.87	3214.00	42.50	Sector sur
DH-6	8699258.12	357681.17	3254.14	38.00	Sector sur



Figura 0.3 Instalaciones del sondeo S-3, en el fondo el canal y pueblo de San Mateo



Figura 0.4 Vista del sitio donde se proyectó el sondeo S-6



A finales de año 2012 fueron efectuados seis (06) perforaciones diamantinas; estas alcanzaron de 30 a 47.75 m de profundidad. Los sondeos fueron denominados S-3 a S-6 y DH-05 y DH-06; los sondeos S-3 a S-5 están ubicados sobre el deslizamiento Norte y los sondeos S-6 DH-05 y DH-06 está ubicado aguas arriba del portal de entrada y en la parte superior del sector sur; los sondeos DH fueron efectuados posteriormente; en todos los ensayos se hicieron ensayos de permeabilidad (Véase plano 4.1)

Las figuras 3.3, 3.4, 3.5 y 3.6 muestran la realización de las perforaciones; en el anexo 3 se observan los perfiles de los sondeos diamantinos.

3.4.3.2 Excavaciones

a. Calicatas

Las calicatas fueron excavadas de manera manual (utilizando pico y lampa), sirvieron para evaluar las condiciones geotécnicas del suelo de cimentación del canal existente y del cuerpo del deslizamiento ubicadas sobre todo en la parte norte, la profundidad máxima alcanzada fue de 5.20 m. Se realizaron en total 18 calicatas en esta zona y en cada una de las mismas se llevó a cabo una descripción detallada de los tipos de suelo encontrados, recuperándose muestras alteradas representativas, las muestras fueron identificadas y almacenadas en bolsas plásticas para su posterior análisis en el laboratorio. Cabe mencionar que durante las excavaciones fueron realizados ensayos de densidad de campo. Otras calicatas también fueron excavadas ladera abajo del canal con el objetivo de encontrar los niveles de agua.

De las paredes de las calicatas se tomaron muestras representativas de los diferentes estratos de suelo, las mismas que debidamente identificadas y protegidas se enviaron al laboratorio para su correspondiente análisis. Se debe resaltar que se tomaron tanto muestras alteradas como inalteradas; siendo estas últimas transportadas en cajas de madera debidamente selladas.

Los perfiles de suelo fueron realizados según el ASTM D2488-092; La relación de las calicatas ejecutadas se presenta en la tabla 3.2.

Tabla 0.2 Datos generales de las calicatas ejecutadas

Código	Coordenadas		Cota (msnm)	Profundidad. (m)	Progresiva
	Este	Norte			
C-1a	357543.991	8699414.967		3.00	0+818
C-2a	357848.392	8699428.355		3.00	0+804.75

Código	Coordenadas		Cota (msnm)	Profundidad. (m)	Progresiva
	Este	Norte			
C-3a	357850.517	8699437.022		3.00	0+795.60
C-4a	357867.839	8699430.242		3.00	
C-5a	357872.574	8699388.43		3.00	
C-6a	357881.678	8699340.101		3.00	
C-1	357765.05	8699387.65	3192.01	5.00	
C-2	357790.44	8699391.10	3174.01	4.00	
C-3	357807.03	8699395.65	3164.65	3.70	
C-4	357765.17	8699413.64	3191.77	5.20	
C-5	357794.10	8699415.59	3178.23	5.20	
C-6	357816.73	8699432.41	3164.13	3.00	
C-7	357774.50	8699448.07	3186.75	5.00	
C-8	357791.69	8699445.29	3179.58	4.50	
C-9	357830.71	8699453.44	3156.01	5.00	
C-10	357765.01	8699486.44	3194.87	3.10	
C-11	357792.42	8699492.61	3177.55	3.10	
C-12	357830.60	8699482.50	3155.61	3.00	

b. Trincheras

Para complementar la investigación fueron ejecutadas tres (03) trincheras en la parte baja del talud adyacente al Canal de Conducción. El perfil estratigráfico de las trincheras fueron clasificadas visualmente usando los procedimientos del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS-ASTM D-2488-09a).

Los perfiles estratigráficos de las calicatas fueron compatibilizadas con los resultados de clasificación obtenidas en el laboratorio. En la tabla 3.3 se muestra la ubicación de las trincheras. Esta exploración junto con los resultados de los ensayos de campo y laboratorio, son la base para la elaboración del modelo geotécnico. Ver ubicación en plano 1.

Tabla 0.3 Resumen de las trincheras

Trinchera	Coordenadas		Cota (msnm)	Profundidad (m)
	Este	Norte		
T-1	357823.64	8699393.09	3153.00	5.40
T-2	357832.88	8699420.69	3150.00	6.70
T-3	357838.96	8699436.56	3149.00	6.20

3.4.3.3 Ensayos In Situ

Diversos ensayos se efectuaron en el transcurso de las perforaciones diamantinas, dentro de los pozos de sondeos y en excavaciones manuales como las calicatas. A continuación describimos los ensayos efectuados.

a. Ensayos de Permeabilidad

Durante las perforaciones se realizaron ensayos de permeabilidad de tipo Lefranc tanto en suelo y roca fracturada para conocer las condiciones de permeabilidad de los materiales encontrados en el sondeo.

Los ensayos fueron realizados a nivel constante y nivel variable con diferentes tramos de ensayo. En total se ejecutaron 27 ensayos de permeabilidad, de los cuales, en el S-3 se tiene ocho (08) ensayos, en el S-4 cinco (05) ensayos, en el S-5 siete (07) ensayos y en el S-6 siete (07) ensayos. Véase 2.7.6.



Figura 0.7 Ensayo de Lefranc “in situ” en el hoyo del sondeo diamantino

b. Ensayos de Cono de Peck

Conforme al avance de la perforación en los sondeos fueron efectuados estos ensayos con la finalidad de obtener los parámetros de resistencia de los materiales que conforman el deslizamiento; un total de 28 ensayos de cono de Peck fueron ejecutados.

El método consiste en colocar un cono en el pozo de perforación y luego introducirlo en el terreno mediante golpes realizados por un martillo de un peso de 40 libras (Véase figura 3.6).



Figura 0.8 Ensayo del cono de Peck en un sondeo de perforación

c. Ensayos de Densidad de Campo-Cono de Arena

Los ensayos de densidad de campo se realizaron en el interior de las calicatas, estos fueron realizados a diferentes profundidades mediante el método del cono de arena (norma ASTM-D 1556) para hallar la densidad y humedad del terreno explorado.

El método del cono de arena consiste en excavar manualmente un agujero de 10 a 12 cm de profundidad, teniendo como base una placa de metal hueca, todo el material extraído del hueco es depositado en un recipiente o bolsa y es pesado. El hueco se llena con arena de cuarzo (de Ottawa) seca y limpia de densidad conocida; el tamaño de la arena debe estar comprendido entre la malla #10 y la #60. La arena cae libremente a través de un cono (véase la figura 3.5). Cuando el agujero y el cono están llenos de arena, se cierra la llave y se procede a determinar el peso final del

frasco y de la arena contenido en el; con estos datos y el de la arena de cuarzo se obtiene el peso de la arena que ingreso en el agujero luego se determina el volumen y densidad del suelo.

	
<p>Figura 0.9 Excavación de calicata en la ladera Pucruachacra</p>	<p>Figura 0.10 En las calicatas se realizaron ensayos de densidad de 1.5 a 2.0 m</p>

Los valores hallados permitieron re-moldear en el laboratorio una muestra de suelo, para la realización del ensayo de corte directo.

La relación de los ensayos de densidad de campo se presenta en la tabla 3.9.

3.4.3.4 Ensayos de Laboratorio

Con las muestras obtenidas en las calicatas, se realizaron ensayos estándar y especiales de mecánica de suelos, en el Laboratorio Geotécnico del Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres (CISMID).

Los ensayos estándar fueron llevados a cabo en las muestras alteradas, extraídas en la exploración de campo, según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos

(SUCS). Los ensayos estándar de mecánica de suelos realizados fueron los siguientes:

- | | | |
|--------------------------|--------------------------------------|----------------|
| <input type="checkbox"/> | Análisis granulométrico por tamizado | ASTM D-421 |
| <input type="checkbox"/> | Límite líquido | ASTM D-423 |
| <input type="checkbox"/> | Límite plástico | ASTM D-424 |
| <input type="checkbox"/> | Contenido de humedad | ASTM D-2218 |
| <input type="checkbox"/> | Compactación Proctor Modificado | ASTMD-1557 “C” |

Del mismo modo, los ensayos especiales realizados fueron los siguientes:

- | | | |
|--------------------------|--|-------------|
| <input type="checkbox"/> | Ensayo de Corte Directo | ASTM D-3080 |
| <input type="checkbox"/> | Ensayos triaxiales no confinados | |
| <input type="checkbox"/> | Ensayo de Consolidación Unidimensional | ASTM D-2435 |

Los parámetros del macizo rocoso fueron hallados principalmente de la roca intacta, realizándose solo un tipo de ensayo que se indica líneas debajo, los demás parámetros fueron determinados a partir de métodos empíricos.

- | | | |
|--------------------------|---------------|---------------|
| <input type="checkbox"/> | Carga Puntual | ASTM D-5731-8 |
|--------------------------|---------------|---------------|

3.5 Caracterización geotécnica de los materiales

Las investigaciones realizadas mediante geofísica, perforaciones diamantinas, ensayos de permeabilidad in situ y ensayos de cono de Peck, han permitido reconocer los elementos que definen el estado y el contexto geológico-geotécnico del deslizamiento. Como se observa en el plano 1 las investigaciones fueron realizadas

mayoritariamente en el sector situado ladera arriba del canal de conducción entre las cotas 3144 a 3215 msnm.

Las investigaciones geofísicas permitieron obtener un primer reconocimiento del terreno determinando la posible naturaleza (en forma general) de los materiales del subsuelo y localizando las interfaces medidas con los parámetros geofísicos.

La información obtenida de las campañas de perforaciones que incluyen los ensayos geotécnicos realizados dentro de los pozos de perforación fue confrontado con los estudios geofísicos haciéndose la reinterpretación de los datos de las investigaciones geofísicas (método de refracción sísmica y MASW) lo que permitió identificar con mayor fiabilidad los horizontes del subsuelo del deslizamiento e inferirlos en zonas donde no fueron ejecutados los sondeos diamantinos.

Los resultados de las investigaciones con estaciones de corte han determinado las velocidades de ondas de corte (MASW) respecto a los tipos de materiales.

La tabla 3.4 resume los resultados obtenidos de estas investigaciones geofísicas.

Tabla 0.4 Capas reconocidas en la campaña geofísica

N°	Vp(m/s)	Vs(m/s)	Descripción
1	<400	<200	Suelo areno arcilloso.
2	400-1000	200-450	Suelo denso, grava areno arcillosa.
		450-600	Suelo muy denso, grava bien graduada areno arcilloso.
3	1000-1600	1000	Roca intensamente fracturada.
4	1600-3000	1500	Roca moderadamente fracturada con juntas abiertas.
5	>3000	>2100	Roca moderadamente fracturada con juntas.

En el sector de la ladera situada arriba del canal (zona más comprometida), las perforaciones S-1 y S-2 tenían una potencia de 19.20 m y 15.35m respectivamente.

Existiendo una variación en los materiales que lo componen. En el depósito se pudo identificar horizontes de grava gruesa angulosa, suelta y de espesores variables. Aproximadamente a 15m de profundidad existe una arena arcillosa marrón amarillenta donde ocurre el plano del deslizamiento.

El análisis del conjunto correlacionando de manera cuantitativa los parámetros geotécnicos (cono de Peck) con los datos geológicos-geofísicos permitió definir las siguientes características para las interfaces u horizontes definidos anteriormente en la tabla 3.4, los cuales se muestran en las tablas 3.5 y 3.6 para suelo y roca respectivamente.

Tabla 0.5 Correlación de datos geofísicos y geotécnicos para los horizontes de suelos

N°	Vp (m/s)	Vs (m/s)	Permeabilidad k(cm/s)	N/SPT	c	ϕ°
1	<400	<200				
2/2a	400-1000	200-450	6.72E-04	25	0.7	32
2b		450-600	4.55E-03 y 8.08E-05	20		30-32

Tabla 0.6 Correlación de datos geofísicos y geotécnicos para los horizontes de roca

N°	Vp (m/s)	Vs (m/s)	Permeabilidad k(cm/s)	RQD (%)	RMR	GSI
1	1000-1600	1000	1.10E-03	1-10	<21	<17
2	1600-3000	1500	1.02E-03	25-50	30-42	26-37
3	>3000	>2100		>50	>50	>45

Los diversos resultados obtenidos de los perfiles de los sondeos diamantinos son mostrados de manera resumida en el siguiente cuadro, los resultados en extenso serán encontrados en los anexos de las investigaciones:

Tabla 0.7 Resumen de los perfiles geológicos en los sondeos diamantinos en metros

Sondeo	Depósito coluvial/eluvial	Zona de falla	Roca alterada	Roca sana
S-1	0.00-19.20 m	15.35-15.80 m	19.20-26.50 m	26.50-35.00 m
S-2	0.00-15.35 m	5.77-6.50 m	15.35-17.70 m	17.70-24.50 m
S-3	0.00-27.75 m	12.70-13.10 m	27.75-35.35 m	-
S-4	0.00-15.00 m	12.00-12.50 m	15.00-30.00 m	-
S-5	0.00-14.80 m	14.80-16.20 m	14.80-23.05 m	23.05-35.00 m
S-6	0.00-23.80 m 23.80-28.55 m	23.0-28.55 m	28.55-35.15 m	-
DH-5	0.00-21.60 m	23.50-24.00 m	21.60-39.35 m	39.35-42.50 m
DH-6	0.00-3.80 m	3.80-6.50 m	3.80-31.90 m	31.90-38.00 m

3.5.1 Caracterización de los suelos

Los depósitos coluviales encontrados tienen un espesor de hasta 21 m en la zona media del deslizamiento del sector sur y en el sector norte tienen hasta los 27.75 m. de potencia. La roca alterada presenta una cobertura quasi-homogénea de hasta 10 m en el sector norte mientras que en el sector sur alcanza una potencia superior, encontrándose una roca fresca a gran profundidad (>30 m).

Otras características que ponen en evidencia las diferencias en las condiciones geológicas de ambos sectores es la situación del plano de falla. En el sector sur este ocurre íntegramente en roca alterada y en el sector norte esta ocurre en suelo. Las investigaciones evidencian las diferentes condiciones geológicas que presentan ambos sectores del deslizamiento.

En color amarillo resalto los resultados mas notorios de los ensayos realizados.

Tabla 0.8 Características geotécnicas de los suelos en las calicatas de exploración

Ubicación	Calicata/ Trinchera	Muestra	Estado	Prof. Muestra (m)	Tipo de Material	W (%)	Granulometría			Límites Atterberg			SUCS
							Gravas (%)	Arenas (%)	Finos (%)	LL (%)	LP (%)	IP	
Zona de El Caído	C-01	M-2	Alterado	1.30-1.70	Suelo	7.2	52.8	31.3	15.9	30	22	8	GC
	C-01	M-2*	Alterado	1.30-1.70	Suelo	3.2	55.1	28.3	16.6	33	21	12	GC
	C-01	MI**	Inalterado	2.50-3.00	Suelo	3.9	67.9	21.2	10.9	28	15	13	GP-GC
	C-02	MI**	Inalterado	3.00	Suelo	8.5	16.1	62.2	21.7	26	19	7	SC
	C-03	M	Alterado	3.20-3.50	Suelo	9.7	53.5	34.7	11.8	30	18	12	GP-GC
	C-03	M-1	Alterado	3.20-3.70	Suelo	9.7	51.1	39.2	9.7	29	20	9	GP-GC
	C-03	MI**	Inalterado	3.00	Suelo	7.6	71.2	19.4	9.4	27	17	10	GP-GC
	C-04	M-2	Alterado	1.60	Suelo	9.5	73.1	21.9	5.0	36	24	12	GP-GC
	C-04	MI**	Inalterado	3.00	Suelo	6.6	17.4	59.6	23.0	27	18	9	SC
	C-05	M-1	Alterado	1.00-1.70	Suelo	7.0	50.4	29.3	20.3	33	21	12	GC
	C-05	M-2	Alterado	3.80-5.20	Suelo	7.6	36.1	46.0	17.9	33	21	12	SC
	C-05	MI**	Inalterado	2.50-3.00	Suelo	3.9	33.1	30.4	36.5	29	19	10	GC
	C-06	M	Alterado	1.00-2.10	Suelo	6.9	49.7	35.2	15.1	29	19	10	GC
C-06	M-1	Alterado	2.00-3.00	Suelo	10.7	44.2	41.9	13.9	32	21	11	GC	

Ubicación	Calicata/ Trinchera	Muestra	Estado	Prof. Muestra (m)	Tipo de Material	W (%)	Granulometría			Límites Atterberg			SUCS
							Gravas	Arenas	Finos	LL	LP (%)	IP	
							(%)	(%)	(%)	(%)			
	C-07	M-2	Alterado	3.10-4.00	Suelo	4.6	73.8	22.0	4.2	30	22	8	GW
	C-07	MI**	Inalterado	2.50	Suelo	3.9	58.8	32.4	8.8	25	18	7	GP-GC
	C-08	M-1	Alterado	1.80-3.50	Suelo	8.2	38.3	45.8	15.9	25	17	8	SC
	C-08	M-2*	Alterado	3.50-4.50	Suelo	3.9	63.5	30.0	6.5	28	16	12	GW-GC
	C-09	M-2	Alterado	2.90-3.90	Suelo	7.6	83.4	13.9	2.7	34	18	16	GW
	C-09	MI**	Inalterado	2.50	Suelo	6.9	24.6	47.6	27.8	27	14	13	SC
	C-10	M-2	Alterado	3.00	Suelo	6.4	33.4	40.9	25.7	27	18	9	SC
	C-11	M	Alterado	1.90-2.70	Suelo	10.3	24.5	48.3	27.2	32	20	12	SC
	C-11	MI**	Inalterado	2.50	Suelo	5.4	61.3	30.5	8.2	25	16	9	GP-GC
	C-12	M-1	Alterado	0.60-1.20	Suelo	7.6	34.5	41.3	24.2	34	21	13	SC
	C-12	M-2	Alterado	1.20-3.00	Suelo	8.3	26.6	46.4	27	29	18	11	SC
	Zona de Trincheras	T-1	M-1	Alterado	1.80	Suelo	6.0	33.5	42.5	24	31	20	11
T-1		M-2*	Alterado	5.40	Suelo	5.2	40.8	43.0	16.2	31	17	14	SC
T-2		M-1	Alterado	1.30	Suelo	6.8	71.3	24.1	4.6	27	20	7	GW
T-3		M-1	Alterado	2.00	Suelo	5.9	42.7	35.0	22.3	27	18	9	GC

Ubicación	Calicata/ Trinchera	Muestra	Estado	Prof. Muestra (m)	Tipo de Material	W (%)	Granulometría			Límites Atterberg			SUCS
							Gravas	Arenas	Finos	LL	LP (%)	IP	
							(%)	(%)	(%)	(%)			
	T-3	M-2*	Alterado	6.20	Suelo	5.2	36.2	49.2	14.6	29	18	11	SC
	MI	³ lloronas*	Inalterado	9.00	Suelo	7.1	43.9	30.1	26.0	32	17	15	GC

L.L. = Limite Líquido, L.P. = Limite Plástico, I.P. = Índice Plástico, SUCS= Sistema Unificado de Clasificación de suelos; * Muestras Ensayadas en el CISMID

** Muestras Ensayadas en INGEOTEST

Tabla 0.9 Resultados de los ensayos de densidad con el método de cono de arena

Calicata	Muestra	Profundidad (m)	Densidad humedad<3/4 (gr/cm ³)	Humedad (%)	Densidad seca <3/4 (gr/cm ³)	Densidad seca global (gr/cm ³)
C-1	D-1	1.00	1.82	6.84	1.70	1.71
	D-2	2.00	1.87	7.48	1.74	1.78
	D-3	3.00	1.59	6.95	1.49	1.62
	D-4	4.00	1.81	7.05	1.69	1.71
	D-5	5.00	1.81	8.56	1.67	1.67
C-2	D-1	1.00	1.60	6.89	1.50	1.58
	D-2	2.00	1.64	6.30	1.54	1.54
	D-3	3.00	1.93	8.63	1.78	1.78
	D-4	4.00	1.69	7.70	1.57	1.68
C-3	D-1	1.00	1.35	8.09	1.25	1.63
	D-2	2.00	1.38	9.69	1.26	1.45
	D-3	3.00	1.38	12.16	1.23	1.46
C-4	D-1	1.00	1.80	9.47	1.64	1.66
	D-2	2.00	1.72	8.29	1.59	1.67
	D-3	3.00	1.60	7.03	1.49	1.55
	D-4	4.00	1.62	7.87	1.50	1.51
	D-5	5.00	1.70	7.74	1.58	1.62
C-5	D-1	1.00	1.67	6.95	1.56	1.70
	D-2	2.00	1.84	7.64	1.71	1.71
	D-3	3.00	1.55	6.49	1.46	1.48
	D-4	4.00	1.76	6.79	1.65	1.68
	D-5	5.00	1.33	6.20	1.25	1.66
	D-6	6.00	1.33	6.20	1.25	1.66
C-6	D-1	1.00	1.72	5.59	1.63	1.66
	D-2	2.00	1.73	8.26	1.60	1.66
	D-3	3.00	1.89	10.70	1.71	1.76
C-7	D-1	1.00	1.64	5.65	1.55	1.62
	D-2	2.00	1.78	6.58	1.67	1.73
	D-3	3.00	1.65	7.33	1.54	1.77
	D-4	4.00	1.39	4.52	1.33	1.55
	D-5	5.00	1.75	5.11	1.66	1.75
	D-6	6.00	1.75	5.11	1.66	1.75
C-8	D-1	1.00	1.72	5.28	1.63	1.75
	D-2	2.00	1.88	7.16	1.75	1.77
	D-3	3.00	1.86	8.25	1.72	1.76
	D-4	4.00	1.94	10.54	1.75	1.76
	D-5	5.00	1.94	10.54	1.75	1.76
C-9	D-1	1.00	1.90	6.41	1.79	1.86

Calicata	Muestra	Profundidad (m)	Densidad humedad <3/4 (gr/cm ³)	Humedad (%)	Densidad seca <3/4 (gr/cm ³)	Densidad seca global (gr/cm ³)
	D-2	2.00	1.81	7.72	1.68	1.69
	D-3	3.00	1.86	7.55	1.73	1.88
	D-4	4.00	1.82	9.85	1.66	1.70
	D-5	5.00	1.65	6.98	1.54	1.62
C-10	D-1	1.00	1.75	7.73	1.62	1.74
	D-2	2.00	2.09	7.61	1.94	1.95
	D-3	3.00	1.84	6.37	1.73	1.73
C-11	D-1	1.00	1.90	8.38	1.75	1.75
	D-2	2.00	1.77	10.93	1.60	1.60
	D-3	3.00	1.79	10.04	1.61	1.64
T-1	D-1	1.80	1.79	5.96	1.69	1.70
	D-2	3.60	1.61	5.85	1.52	1.67
	D-3	5.40	1.59	7.49	1.48	1.70
T-2	D-1	1.90	1.67	6.81	1.56	1.84
	D-2	4.20	1.65	4.89	1.57	1.69
	D-3	6.70	1.63	7.34	1.52	1.66
T-3	D-1	2.00	1.65	7.57	1.53	1.71
	D-2	4.20	1.64	6.42	1.54	1.69

Tabla 0.10 Resultados de los ensayo Próctor Modificado

Calicata	Muestra	SUCS	Proctor Modificado	
			OCH (%)	MDS (gr/cm ³)
C-03	M	GP-GC	9.18	2.092
C-06	M	GC	8.93	2.107
C-11	M	SC	10.65	2.052

Tabla 0.11 Ensayo de gravedad específica.

Calicata	Profundidad	Muestra	SUCS	Gs
C-01	2.50-3.00	MI	GM	2.32
C-02	3.00	MI	SP	2.70
C-05	2.50-3.00	MI	SM	2.61
C-11	2.50	MI	SM	2.75

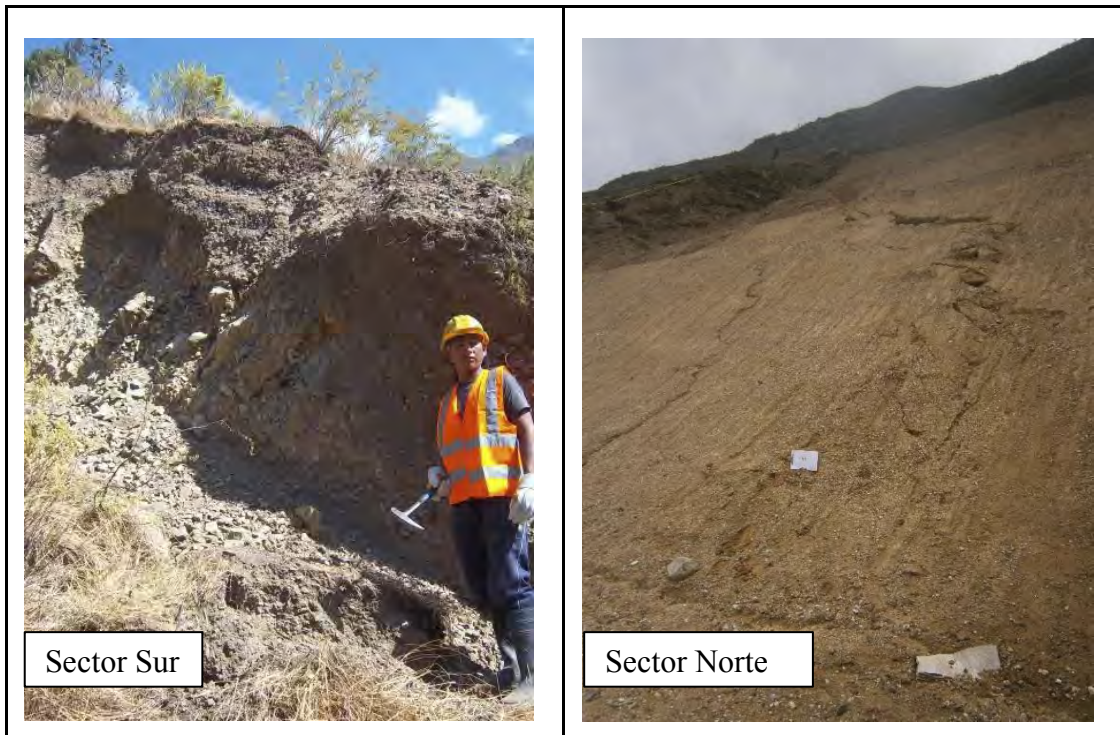


Figura 0.11 Vista del material de depósito coluvial en los sectores divididos

Mediante las investigaciones pudieron determinarse las siguientes características de los materiales comprometidos:

- El depósito de coluvión presenta dos características diferentes de un lado a otro de la quebrada Pucruchacra; en el sector norte fueron explorados hasta los 5m, siendo clasificado como una grava pobremente gradada con arcilla a grava arcillosa, de color marrón oscuro, húmeda, con estructura homogénea, medianamente densa a densa ($1.46-1.75\text{Kg/cm}^3$), gravas de T.M. 4"; Grava =50-70%, arena=20-35% y finos=5-10%. A una profundidad superior de 3 m y cerca de la quebrada Chahuatupe el material de coluvión tiene una

granulometría mas fina correspondiente a una arena arcillosa de color marrón claro.

- En el lado sur el material de coluvión esta conformado por una grava mal gradada. Los fragmentos del depósito generalmente son angulosos a sub-angulosos y de naturaleza andesítica muy resistentes, que presentan pátinas de oxidación. El deslizamiento que ocurrió en agosto 2011 y las perforaciones que se realizaron en el año 2012 indican que este depósito tiene una potencia 15 m en este sector. Dentro del depósito coluvial de la parte sur se observan horizontes de solo grava que corresponden a antiguos flujos de detritus (figura 3.12).
- En el sector sur el deslizamiento se produce en la parte alta y baja en el depósito de coluvión con materiales netamente granulares con porcentajes altos de grava.
- En el sector norte el material de falla ocurre en el depósito coluvial correspondiendo este a un material areno arcilloso (véase figura 3.4). La cohesión del material arenoso oscila entre 0.15 a 0.5 KPa y el ángulo de fricción de 34° a 39°.
- El depósito aluvial ubicado en la quebrada Pucruchacra corresponde principalmente a un material grava pobremente gradada arcillosa (GPGC), marrón oscuro, medianamente densa, húmedo con fragmentos sub-angulosos. La resistencia al corte de este material no fue estimado pues su extensión no es significativa.



Figura 0.12 División de los dos sectores según los materiales y zonas comprometidos

Tabla 0.12 Propiedades de resistencia y permeabilidad

Calicata	Muestra	Ensayo	γ_d (gr/cm ³)	ω (%)	Gs	SUCS	C (kg/cm ²)	ϕ_0	Pc (kg/cm ²)	K _{T20°C} (cm/seg)
C-01	MI	TX CU D=100 mm	1.62	7.5	2.32	GP-GC	0 0'	12.2 37.8'	1.77	4.06 E-05
C-02	MI	Corte Directo Residual	1.55	9.0	2.70	SC	0.50 ^{max} 0.39 ^r	34.8 ^{max} 32 ^r	-	-
C-03	MI	TX CU D=35 mm	1.23	10.0	2.70	GP-GC	0 0'	13.2 33.3'	-	-
C-04	MI	Corte Directo Residual	1.50	8.0	-	SC	0.21 ^{max} 0.07 ^r	35.4 ^{max} 33.4 ^r	-	-
C-05	MI	TX CU D=100 mm	1.47	7.0	2.61	GC	0 0'	10.0 34.8'	-	3.62 E-05
C-07	MI	Corte Directo Residual	1.50	8.0	-	GP-GC	0.49 ^{max} 0.28 ^r	37.2 ^{max} 35.1 ^r	-	-
C-09	MI	TX CU D=35 mm	1.62	8.0	2.70	SC	0 0.02'	14.0 32.5'	-	-
C-11	MI	TX CU D=100 mm	1.62	7.5	2.75	GP-GC	0 0'	13.6 39.7'	1.34	2.41 E-04
C-01	M-2	Corte Directo	1.70	8.0	-	GC	0.35'	39.0'	-	-
C-08	M-2	Corte Directo	1.70	10.0	-	GW-GC	0.15'	34.0'	-	-
T-1	M-2	Corte Directo	1.45	8.0	-	SC	0.50'	29.0'	-	-

Calicata	Muestra	Ensayo	γ_d (gr/cm ³)	ω (%)	Gs	SUCS	C (kg/cm ²)	ϕ_0	Pc (kg/cm ²)	K _{T20°C} (cm/seg)
T-3	M-2	Corte Directo	1.65	8.0	-	SC	0.15'	37.0'	-	-
MI	3 lloronas	Corte Directo	Inalterado	-	-	GC	1.50'	17.0'	-	-

r: valor residual; max: valor máximo del parámetro

3.5.2 Caracterización del macizo rocoso

El basamento rocoso sobre el que yacen los depósitos cuaternarios corresponde a una andesita de color pardo o anaranjado claro, altamente alterada por la argilización y moderadamente meteorizada.



Figura 0.13 Vista del macizo rocoso alterado el 17/08/2011 luego del deslizamiento

3.5.2.1 Roca intacta

Quince ensayos de muestras de testigo de perforaciones de roca ligera a moderadamente meteorizada fueron ensayadas, obteniéndose los resultados mostrados en la tabla 3.13. La andesita estaría clasificada como una roca de baja resistencia a la compresión simple (RCS).

Tabla 0.13 Resultados de carga puntual

Litología	Índice de carga puntual $I_{s(50)}$			RCS (MPa)
	Promedio	Máximo	Mínimo	
Andesita	0.81	1.96	0.11	15 a 25

3.5.2.2 Discontinuidades

Las discontinuidades del macizo andesítico están altamente alteradas y son abundantes por lo que se consideraría al macizo rocoso como un medio continuo. No teniendo mucha importancia la configuración de las discontinuidades.

De otro lado las juntas tienen paredes moderadamente meteorizadas, están rellenas de arenas y óxidos con espesores de hasta 5 mm. En superficie fuera del área del deslizamiento el macizo rocoso tiene tres familias juntas (véase plano 4.2).

3.5.2.3 Macizo Rocosó

De acuerdo a los estudios de refracción sísmica se ha podido determinar la presencia de roca ligeramente alterada y roca sana por debajo de la roca alterada por lo que los parámetros de resistencia de estas han sido extrapolados.

Los parámetros geomecánicos del macizo rocoso fueron calculados por los criterios de fallas empíricas como el propuesto por Hoek (1973) teniendo en consideración un factor de escala. El criterio de falla de macizo más usado es el propuesto por Hoek, Carranza-Torres y Corkum (2002). Este criterio de falla toma en consideración la resistencia a la compresión simple de la roca, la constante m_i de la roca intacta y el índice GSI (Geological Strength Index) desarrollado por Hoek (1994) y que se basa en la descripción de la estructura del macizo rocoso y las características intrínsecas de las discontinuidades (ver figura 3.14).

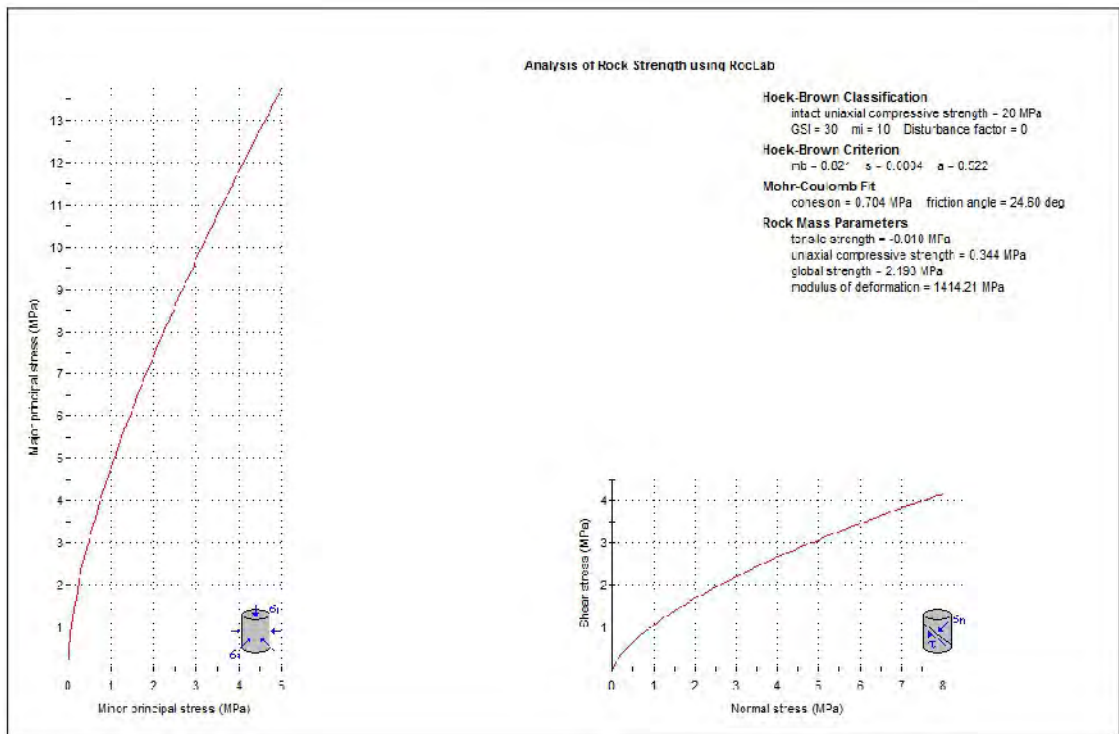


Figura 0.14 Parámetros del macizo rocoso - Roclab 3.0

Los parámetros del criterio de falla de Mohr-Coulomb; cohesión y ángulo de fricción del macizo rocoso también fueron calculados siguiendo la metodología propuesta por Hoek (Hoek et. al, 2002); así mismo, se estimó el Módulo de Deformación (E_{rm}) del macizo rocoso con la fórmula empírica propuesta por E. Hoek y M.S. Diederichs (2005). Estos parámetros fueron determinados con el programa RocLab 3.0 de Rocscience.

Tabla 0.14 Resultado de los parámetros de resistencia y deformación del macizo rocoso

Parameter	Value
intact uniaxial compressive strength	20 MPa
GSI	30
mi	10
Disturbance factor	0
mb	0.02
s	0.0034
a	0.322
cohesion	0.704 MPa
friction angle	24.80 deg
tensile strength	-0.010 MPa
uniaxial compressive strength	0.344 MPa
global strength	2.193 MPa
modulus of deformation	1414.21 MPa

CAPITULO IV

HIDROGEOLOGÍA E HIDROLOGÍA

4.1 Hidrogeología

Las condiciones hidrogeológicas del deslizamiento fueron evaluadas a partir de la observación e inspección de los diferentes eventos ocurridos a lo largo de los tres años de estudio y de la instrumentación instalada en el cuerpo del deslizamiento.

4.1.1 Permeabilidad

El cuerpo del deslizamiento está formado por los depósitos coluvial, aluvial y un macizo rocoso intensamente fracturado a triturado, altamente meteorizado y alterado. La permeabilidad de estos materiales fueron investigados mediante ensayos de permeabilidad “in situ” realizados a diferentes profundidades de los pozos de perforación. Los resultados de estos se muestran en la tabla 4.1.

Los resultados de los ensayos muestran una variabilidad del coeficiente de permeabilidad debido a la heterogeneidad de los materiales que conforman el depósito coluvial de deslizamiento y el basamento rocoso.

Tabla 0.1 Resultados de los ensayos de permeabilidad en los sondeos

Sondeo	Profundidad (m)		Tramo (m)	Tipo de material/depósito/litología	Coeficiente de permeabilidad k (cm/seg)	Tipo de ensayo
	De	A				
S-1	9.75	10.25	0.50	Coluvial	6.72E-04	Carga constante
	14.50	15.00	0.50	Coluvial	4.55E-03	Carga variable
	14.65	20.00	5.35	Zona de fallas	8.08E-05	Carga constante
	14.65	22.70	8.05	Andesita y coluvial	1.18E-04	Carga constante
	24.14	24.50	0.36	Andesita alterada	1.10E-03	Carga constante
	31.42	35.00	3.58	Andesita sana	1.02E-03	Carga variable
S-3	5.10	5.10	0.00	Coluvial	4.28E-02	Carga constante
	10.00	10.00	0.00	Coluvial	8.01E-03	Carga constante
	15.05	15.05	0.00	Coluvial	6.67E-04	Carga constante
	18.40	18.45	0.05	Coluvial	1.00E-03	Carga constante
	19.80	20.00	0.20	Coluvial	3.31E-04	Carga constante
	24.45	24.95	0.50	Coluvial	2.51E-04	Carga constante
	30.35	30.35	0.00	Roca alterada	2.45E-03	Carga constante
	35.35	35.35	0.00	Roca alterada	7.05E-03	Carga constante
S-4	4.17	5.10	0.93	Coluvial	3.71E-05	Carga variable
	9.50	10.10	0.60	Coluvial	5.58E-04	Carga constante
	13.77	14.80	1.03	Zona de falla	7.72E-05	Carga constante
	20.00	20.00	0.00	Roca alterada	3.81E-04	Carga constante
	25.20	25.20	0.00	Roca alterada	2.18E-03	Carga constante
S-5	4.20	5.30	1.10	Coluvial	4.14E-04	Carga variable
	9.40	10.10	0.70	Coluvial	1.31E-04	Carga constante
	14.80	15.30	0.50	Zona de falla	8.49E-05	Carga constante
	20.25	20.25	0.00	Roca alterada	1.08E-03	Carga constante
	25.25	25.25	0.00	Roca sana	2.14E-03	Carga constante
	29.90	29.90	0.00	Roca sana	7.40E-03	Carga constante
	35.00	35.00	0.00	Roca sana	1.01E-03	Carga constante
S-6	4.50	5.00	0.50	Coluvial	2.10E-03	Carga constante
	9.60	10.10	0.50	Coluvial	1.42E-03	Carga constante
	14.75	15.00	0.25	Coluvial	2.30E-04	Carga constante
	19.80	19.80	0.00	Coluvial	3.34E-03	Carga constante
	26.10	26.60	0.50	Zona de falla	1.47E-04	Carga constante
	30.30	30.40	0.10	Roca alterada	3.62E-03	Carga constante

Sondeo	Profundidad (m)		Tramo (m)	Tipo de material/depósito/litología	Coeficiente de permeabilidad k (cm/seg)	Tipo de ensayo
	De	A				
	35.15	35.15				

El coeficiente de permeabilidad del depósito coluvión que forma parte del cuerpo del deslizamiento varía desde una permeabilidad alta a media con valores que oscilan desde 4.2E-02 cm/s para una grava mal graduada y va disminuyendo hasta 1.18E-04 cm/s en la profundidad 22.70m para una arcilla. De acuerdo a estos resultados el suelo coluvión tiene una permeabilidad moderadamente alta.

En la zona de falla la permeabilidad disminuye hasta 8.0E-05 cm/s para una grava mal graduada con arena y arcilla para una profundidad de 14.50 a 15.00m.

Las condiciones de permeabilidad del macizo rocoso, altamente alterado por flujos hidrotermales e intensamente fracturado a triturado, son altas con un valor promedio de 1.00E-03 cm/s.

4.1.2 Nivel freático

El monitoreo del nivel de agua en los ocho piezómetros instalados en los años 2011 y 2012 permite afirmar que no se halló ningún nivel freático de un acuífero cercano al deslizamiento hasta una profundidad de 35 m en el sector norte y de 45 m en el sector sur; los niveles de agua que fueron registrados en algunos piezómetros corresponderían al agua de la perforación atrapada en el tubo. La figura 4.1 muestra los controles del nivel de agua reportados por terceros y por SMC durante y posterior a la instalación de los piezómetros.

la parte alta, fluyendo hasta 5.0 l/min o según los riegos. Para el sector norte fue reconocido el plano de falla en los taludes adyacentes al canal.



Figura 0.2 Flujos de agua en las paredes de calicata en el plano de deslizamiento

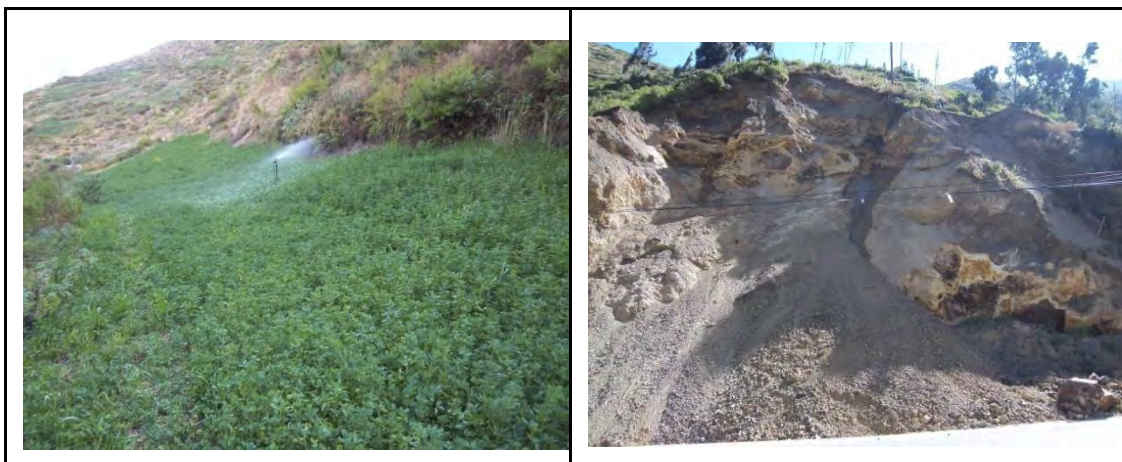


Figura 0.3 Riego por aspersión y filtraciones de agua en el terreno del deslizamiento

En el sector sur el plano de deslizamiento fue reconocido a unos 20 m de profundidad (cuando ocurrió el deslizamiento en agosto 2011) donde también fueron observados flujos (figura 4.3). La superficie de corte del deslizamiento se comporta como una discontinuidad favorable a los flujos.



Figura 0.4 Diversos puntos de filtraciones de agua en la zona del portal del túnel

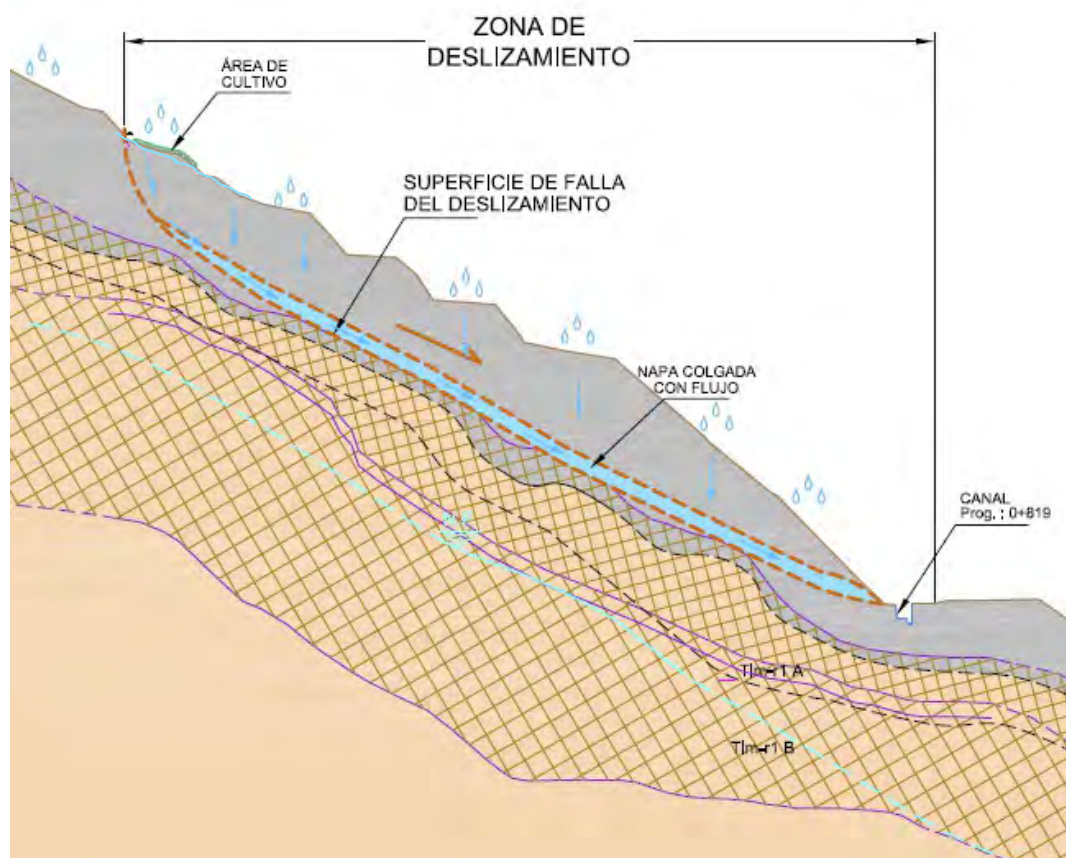


Figura 0.5 Modelo preliminar hidrogeológico del deslizamiento en suelo (sector norte)

Actualmente, los riegos han sido paralizados y el flujo que se observa es mínimo, pero se puede deducir que la quebrada tiene un plano y conducto definido por donde se conduce el agua (tanto en suelo como en roca) y tendría aportes de agua de otra procedencia (lagunas situadas ladera arriba) y por la infiltración de lluvias tal como lo muestra el modelo hidrogeológico preliminar de la figura 4.5.

4.2 Hidrología

Los registros de precipitación en la red de estaciones meteorológicas del área del Proyecto, es escasa. Dentro de la zona hidrológica en que se encuentra el deslizamiento, se ha identificado la estación San José de Parac, ubicada a 3805 msnm, como la más representativa del área en estudio.

Sobre el particular, debe acotarse que la cota media del área del Proyecto es de 3800 msnm y que la variación de la precipitación anual, en la zona hidrológica 37, en que se encuentran tanto en la estación San José de Parac como el área del deslizamiento, varía en función de la altura sobre el nivel del mar.

La extensión de la cuenca colectora, lo mismo que la longitud máxima de la cuenca y la distancia al centroide de la misma, se evaluó en base a la previa identificación de los límites de la cuenca topográfica, a escala 1:10,000, que cubren el área del Proyecto.

Las características de la cuenca donde se encuentra el deslizamiento Pucruchacra son las siguientes:

- Área: 1.65 km².
- Perímetro: 5.40 km.

- Cota Máxima. 4,400 msnm.
- Cota Mínima: 3,200 msnm.
- Altitud Media: 3,800 msnm.
- Longitud de la Cuenca: 2.24 km.
- Ancho de la Cuenca: 0.90 km.

Pendiente: 0.53

La ubicación de esta estación, las variables registradas y los períodos de registros correspondientes, se detallan en la tabla 4.2.

Tabla 0.2 Ubicación de estaciones, periodo de registro y variable registrada

Estación	Latitud (S)	Longitud (W)	Altitud (msnm)	Período de registros	Tipo de registros
San José de Parac	11° 48'	76° 15'	3805	1965 - 1969 1980 - 2012	P _{max} 24 horas

La precipitación extrema detallada para cada estación se presenta en la tabla 4.3.

Tabla 0.3 Precipitación extrema en la estación San José de Parac (mm)

Cuenca	Período de recurrencia (años)			
	100	200	500	1000
San José de Parac	36.92	38.63	40.77	42.31

Para realizar los análisis de precipitación en la cuenca del deslizamiento, los valores de precipitación extrema, fueron afectados por el factor 1.13, conforme al criterio de Hershfield, para la condición de una lectura diaria de precipitación. Los valores de precipitación extrema en el área del Proyecto, se detallan en la tabla 4.4.

Tabla 0.4 Precipitación extrema medida en mm para la cuenca

Cuenca	Período de recurrencia (años)			
	100	200	500	1000
Deslizamiento Pucruchacra	41.72	43.65	46.07	47.81

La estimación de la precipitación extrema, para el tiempo de duración de la tormenta, se realizó mediante la fórmula de Dick y Persche:

$$P_d = P_{24\text{Horas}} * \left(\frac{t_d}{1440} \right)^{0.25}$$

Dónde:

P_d = precipitación en tiempo de duración, en mm

$P_{24\text{hrs}}$ = precipitación en 24 horas, en mm

t_d = tiempo de duración de la tormenta, en minutos

La precipitación y la intensidad de la lluvia, en el tiempo de duración, para la cuenca en estudio, se muestra en la tabla.

Tabla 0.5 Precipitación extrema en la cuenca en tiempo de duración (mm)

Cuenca	Período de recurrencia (años)			
	100	200	500	1000
Deslizamiento Pucruchacra	18.8	19.7	20.8	21.6

En la tabla 4.6, se resumen los valores de caudales extremos evaluados para la cuenca analizada, correspondientes a las recurrencias medias seleccionadas.

Tabla 0.6 Caudales extremos en cuencas (m³/s)

N ^a	Cuenca	Período de Retorno (Tr) - Años				Área (km ²)
		100	200	500	1000	
1	Deslizamiento Pucruchacra	1.20	1.30	1.40	1.50	1.65

Los periodos de registros pluviométricos, gráficos de los años 2011, 2012 y 2013.

Se determinaron las precipitaciones más recientes, de los meses de Septiembre del 2012 hasta Abril del 2013, para tener un indicio de la cantidad de lluvia durante los meses que se efectuó el monitoreo topográfico. La información fue obtenida de la página de internet del SENAMHI.

Como se menciona en el ítem anterior la existencia de las áreas de cultivo con un regadío por inundación fue uno de los factores detonantes de la reactivación del deslizamiento. Por ello una de las primeras medidas de mitigación desde la aparición de las grietas, fue eliminar el riego de las tierras cultivadas que se encontraban aguas arriba y que cubrían alrededor de 18 622 m². Esta medida fue tomada desde Septiembre del 2012, resultando beneficiosa, ya que el movimiento se desaceleró, pero es importante remarcar, que una vez detonado el movimiento, detenerlo requiere de varias medidas de control y tiempo.

Actualmente, el único volumen de agua que puede llegar al plano de deslizamiento, es aquella que se infiltra de las precipitaciones. Utilizando como referencia la estación Río Blanco, se determinó que las mayores precipitaciones ocurren entre los meses de Diciembre y Abril, registrando en los últimos 25 años un mínimo de 198.2 mm en el año 1992 y un máximo de 787.4 en el año 2000.

La precipitación mensual máxima, en el período húmedo, ocurrió en marzo del 2003 (223.9 mm) y la mínima en enero de 1991. Las grietas en los depósitos coluviales aparecieron en el mes de Diciembre del 2010, período que presentó una precipitación de 134 mm, que es el tercer valor más alto registrado en los meses de diciembre de los últimos 25 años.

4.2.1 Infiltración

Los procesos de infiltración dependen de la capacidad de campo del material de superficie, que determina la cantidad de humedad que puede recibir un suelo antes de generar escorrentía. Este volumen de agua infiltrada depende en gran parte del tipo de granulometría del material de superficie. Una arena limpia por ejemplo, presenta alta permeabilidad, y por lo tanto presenta una alta capacidad de campo, generando bajos volúmenes de escorrentía. Un suelo limoso, por su baja permeabilidad, presenta alto potencial de escorrentía y bajo potencial de infiltración.

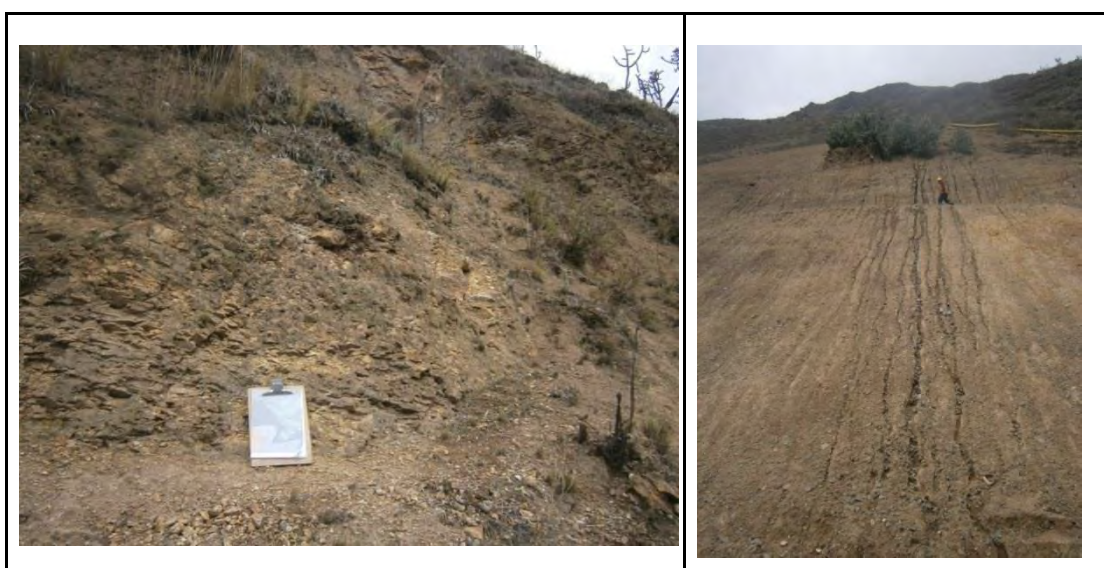


Figura 0.6 Macizo rocoso ladera arriba del deslizamiento y cárcavas en los taludes

En la zona de la cabecera del deslizamiento Pucruchacra, se observaron evidencias de infiltración principalmente en el suelo coluvial superficial. En el mismo, se determinó la existencia de zonas húmedas, con zonas secas, indicando que el proceso de infiltración no es homogéneo en el material coluvial superficial. Aún así, los procesos de infiltración en este tipo de material pueden ser lentos, y se puede presentar un efecto retardador respecto a los eventos de lluvia.

De manera casi total las infiltraciones en todo el cuerpo del deslizamiento se observó que los suelos que lo conforman tienen un alto potencial de infiltración solo algunos sectores de las partes superiores tienen una baja infiltración en donde se han observado que se genera escorrentía. En estos sectores los suelos tienen contenido notable de arcillas.

Los afloramientos rocosos están altamente fracturados, por lo que es de esperar que faciliten la infiltración de agua (figura 4.6).

4.2.2 Escorrentía

El agua de escorrentía, es aquel volumen de agua que no se infiltra o se evapotranspira en el suelo durante las precipitaciones. Este volumen de agua que escurre superficialmente, depende de varios factores: la capacidad infiltrante del suelo, la intensidad de la precipitación y el potencial de evapotranspiración. El agua excedente de estos últimos dos procesos es el volumen de escorrentía que se genera en superficie.

Durante el trabajo de los cortes de talud se observaron evidencias de agua de escorrentía en la parte de la cabecera del deslizamiento Pucruchacra y en los taludes de las obras de estabilización realizadas (ver figura 4.5). Estas escorrentías dejaron trazos de cárcavas de erosión producto del agua que discurre superficialmente aguas abajo. Como se mencionó anteriormente las evidencias de encausamiento del agua de escorrentía son escasas, y con muy bajos volúmenes de agua escurrida. Otras estructuras tales como las grietas de tracción favorecen en el incremento de las

infiltraciones. Las grietas y escarpas que se observan en el suelo coluvial y en la roca son una vía directa del agua hasta el plano de deslizamiento.



Figura 0.7 Escarpa y grietas en el material de alta permeabilidad situado en la cabecera

En la cabecera de la quebrada Pucruchacra se observó una escarpa con un salto de 1.24 m (probablemente el salto neto producido por el deslizamiento en ese lugar), altamente propicio para la infiltración de agua hacia el plano de deslizamiento donde se observa el afloramiento de roca en la cabecera. Debemos mencionar que la remoción de material para efectuar las obras de drenaje de la zona sur favoreció también a la rápida infiltración de las aguas de lluvia pues el material es gravoso, con muy poco a escaso porcentaje de finos y además fueron excavados en los sectores de la escarpa principal, habiendo sido dejado al descubierto casi por un año. Esta granulometría de material lo hace altamente propenso a rápidos procesos de infiltración.

CAPITULO V

ANALISIS DE LA EVOLUCIÓN DEL DESLIZAMIENTO

5.1 Cronología de eventos en la reactivación y actividad del deslizamiento

A lo largo de los años de estudio se produjeron diversos eventos, por lo que la geomorfología del deslizamiento Pucruchacra evolucionó y/o cambió notablemente, lo que modificó su comportamiento. A continuación, se detallan los principales eventos ocurridos desde inicios de la reactivación hasta diciembre del año 2013.

- En enero 2005 la ladera Pucruchacra comienza a ser usada para cultivar plantas menores usando para su riego el método de aspersión por inundación (véase Figuras 5.1 y 5.2); el área total comprende varias parcelas que suman 18,700 m².
- En diciembre del año 2010 en varios sectores de la ladera Pucruchacra aparecieron varias grietas de tracción de corta longitud (< 5 m); siendo más predominante su ocurrencia en la zona denominada cobertizo.

- Entre abril a junio 2011, las grietas de tracción evolucionaron rápidamente configurando el área y forma del deslizamiento.

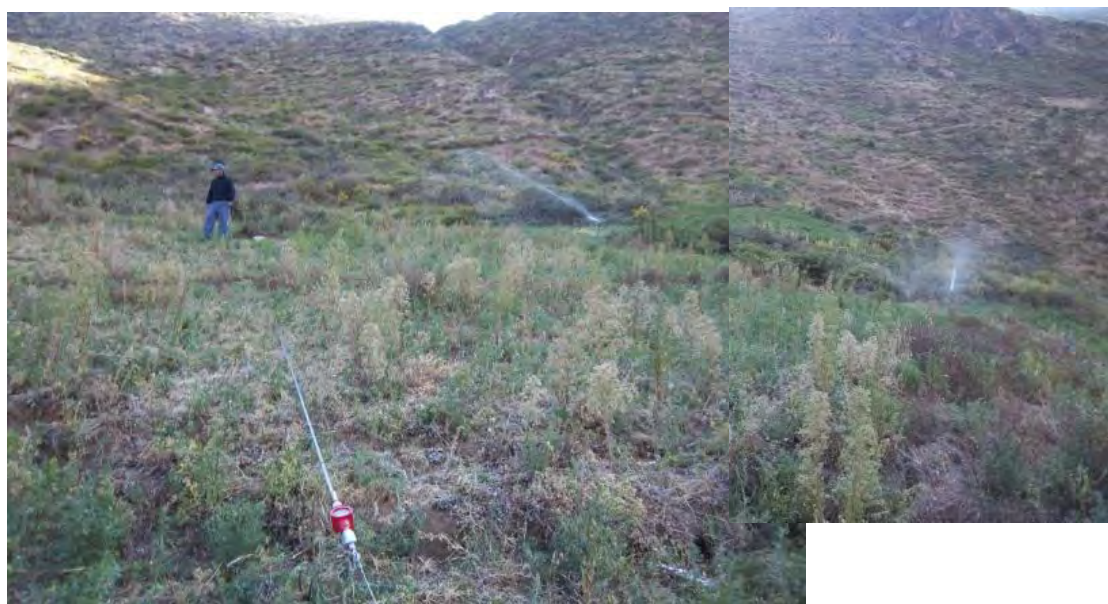


Figura 0.1 Vista de las áreas de cultivo situadas cerca de los hitos D1 y D2 con riego por aspersión



Figura 0.2 Vista de riego por aspersión en la zona lateral a los hitos D1 y D2



Figura 0.3 Área de cultivo regada por aspersión cerca de la zona de cobertizo



Figura 0.4 Vista de la ladera Pucruchacra en el mes de febrero del año 2011

- El 16 de agosto 2011 a horas 04:10 pm se deslizó una gran masa de suelo de la parte inferior del deslizamiento (figura 5.5), cubriendo por completo un tramo de 80 m de la carretera central; dicho deslizamiento afectó 6 casas situadas al frente del deslizamiento al

borde de la carretera, destruyendo totalmente 4 de ellas cuyos restos se encuentran ladera abajo; otras casas adyacentes a estas fueron parcialmente cubiertas por el material de deslizamiento.



Figura 0.5 Vista panorámica del deslizamiento en suelo el 18/08/2011

La masa deslizada estaba comprendida entre las cotas 3,105 a 3,175 msnm, con una extensión de 95 m de longitud y un ancho en su base de 75m, el volumen estimado fue $130,204 \text{ m}^3$, afectando un área de $1,842 \text{ m}^2$. La corona del área deslizada es cóncava de 30 m de longitud, el plano de deslizamiento tiene forma circular y la escarpa principal tiene 15 m de altura.

El material deslizado consistía en dos tipos de materiales cubiertos superficialmente por una capa de material orgánico de 50 cm de

espesor. El perfil de la escarpa principal muestra algunas variaciones en la composición del deslizamiento (véase figura 5.5), para su descripción se ha dividido en tres sectores A, B y C. En la margen derecha (sector A) está compuesto por una roca alterada por argilización, moderadamente meteorizada, en la parte central (sector B) desde la cresta de la escarpa hasta los 14 m está conformado por una grava arenosa, marrón claro y desde los 14 m hasta el pie de escarpa está constituido por una grava arcillosa, marrón amarillenta con gravas finas y arcillas ligeramente plásticas y en la margen izquierdo (sector C), está compuesto por grava mal graduada con escasos finos, suelta a medianamente densa.



Figura 0.6 Vista de la corona de deslizamiento y del material deslizado en agosto 2011

A media altura de la escarpa principal se registró un nivel de humedecimiento, la muestra de suelo en la superficie dejaba la mano mojada, el cual estaría relacionado a la infiltración directa de las aguas de regadío de las áreas de cultivo situadas en la ladera Pucruchacra.

El material en el plano de fallas esta conformado por una grava arcillosa de color marrón a marrón amarillenta, húmeda a ligeramente saturada, medianamente densa a densa, con clastos angulosos a muy angulosos. Este material tiene origen coluvial.

Debido a la localización del deslizamiento se produjo daños a las viviendas ubicadas al pie del deslizamiento y la interrupción del tránsito en la carretera central en este tramo, lo que originó varios kilómetros (~20Km.) de filas de vehículos de transporte terrestre.



Figura 0.7 Casas ubicadas en el borde de la carretera en el mes de junio de 2011



Figura 0.8 Casas cubiertas por el deslizamiento, al menos 04 casas sepultadas



Figura 0.9 Vista del deslizamiento en abril 2012 dividido en sectores

- En abril 2012 ocurre un deslizamiento situado en el sector sur y adyacente a la boquilla del túnel de aducción (figura 5.9).

Desde setiembre 2011 a octubre 2014, el deslizamiento Pucruchacra fue declarado en varias oportunidades en estado de emergencia debido sobre todo al impacto y alto riesgo que representa sobre la principal vía de penetración hacia el centro del país que es la Carretera Central. En octubre 2012, el gobierno regional inició los trabajos de drenaje y de corte en el sector sur del deslizamiento.

Desde setiembre 2012 hasta diciembre 2013 una empresa contratista realizó los trabajos de estabilización del sector norte del deslizamiento hasta la quebrada Pucruchacra; los trabajos consistieron en el re-taludamiento del terreno natural (figura 5.10).

El retadulamiento consiste en el corte o remodelación de la geometría de los taludes, que permiten la disminución de la pendiente o de la longitud de la ladera tales como:

- Descabezado de taludes con el movimiento de tierras,
- Retirada de materiales inestables
- Tendido o reperfilado de taludes.
- Banqueo de taludes.

Para el sector a estabilizar en Pucruchacra se construyeron bermas de 3 m separados cada 5 ó 10 m de altura; el talud de corte fue de 1.5H/1V.

Entre octubre a diciembre 2013 los movimientos del deslizamiento sur comienzan a evolucionar rápidamente.



Figura 0.10 Vista del deslizamiento en noviembre 2013

5.2 Auscultación del deslizamiento

A lo largo de los años 2011, 2012 y 2013 con el objetivo de detectar una tendencia evolutiva (aceleración o disminución de los movimientos), y establecer la magnitud y dirección de los desplazamientos tanto en superficie como en profundidad, que pudiera conducir a una situación peligrosa para las estructuras de la Central Hidroeléctrica Huanchor fueron instalados varios sistemas de auscultación. Se instalaron los hitos de cemento, tanto para el control topográfico como para el control extensométrico con sus respectivos puntos base. Desde su reactivación los resultados de la auscultación permitieron reforzar la vigilancia de las obras comprometidas en caso de evoluciones significativas. Básicamente fueron instalados tres sistemas de auscultación: el topográfico, inclino-piezométrico, extensométrico; siendo el principal de todos el topográfico.

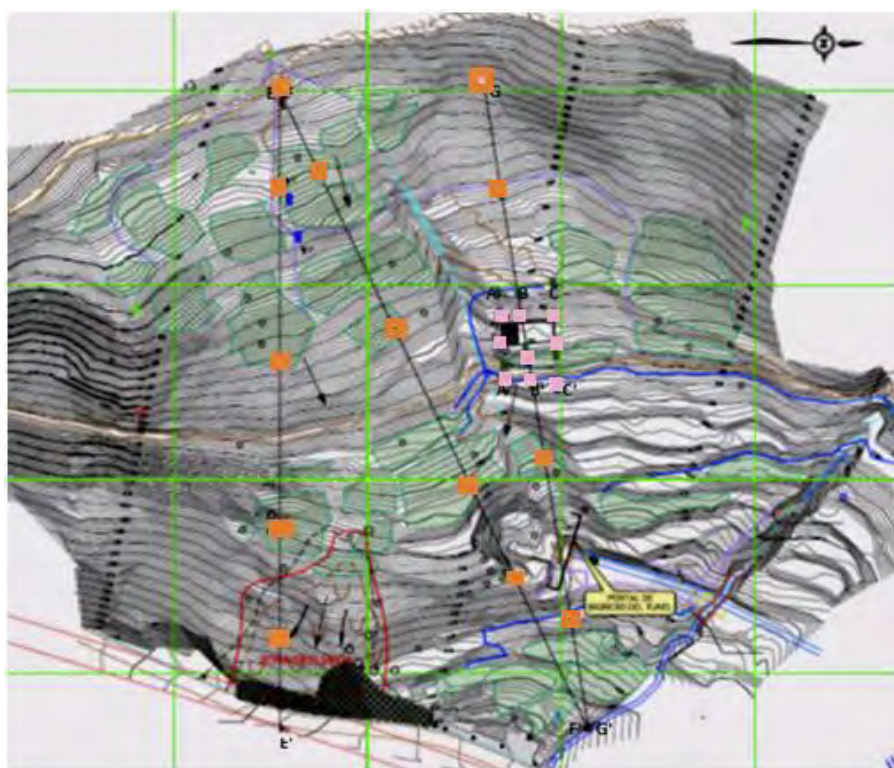


Figura 0.11 Distribución esquemática de los hitos de control instalados en el año 2011

En el año 2011 un total de 28 hitos de monitoreo fueron instalados en la ladera Pucruyacra para los sistemas topográficos y extensométricos; la figura 5.11 muestra de manera esquemática la distribución de los monolitos de control topográfico en anaranjado y en rosado los de control topográfico y extensométrico.

Entre el 20 de abril al 22 de junio fueron realizadas tres mediciones topográficas y extensométricas, de las cuales la primera fue considerada como medida base.

En el año 2012 entre los meses de abril a mayo fue realizado un control topográfico de los monolitos instalados en el año 2011 efectuándose tres mediciones. Además fueron instalados seis inclinómetros más. Asimismo personal de CC.HH. Huanchor inició la auscultación topográfica de los monolitos que ellos mismos instalaron. El inicio de las mediciones fue en el mes de agosto del mismo año.



Figura 0.12 Hito de control finalizado



Figura 0.13 Construcción de un hito de control

En el año 2013 durante los cuatro (04) primeros meses del año la empresa CC.HH. Huanchor continuó realizando las mediciones topográficas como parte del control y vigilancia de la evolución y actividad del deslizamiento.

Desde el mes de enero del año 2014, la CC. HH. Huanchor reinició las mediciones topográficas colocando para ello nuevos hitos de concreto en la zona de mayor peligro para la central hidroeléctrica; los antiguos hitos fueron removidos debido a los trabajos de corte y drenaje en la ladera.

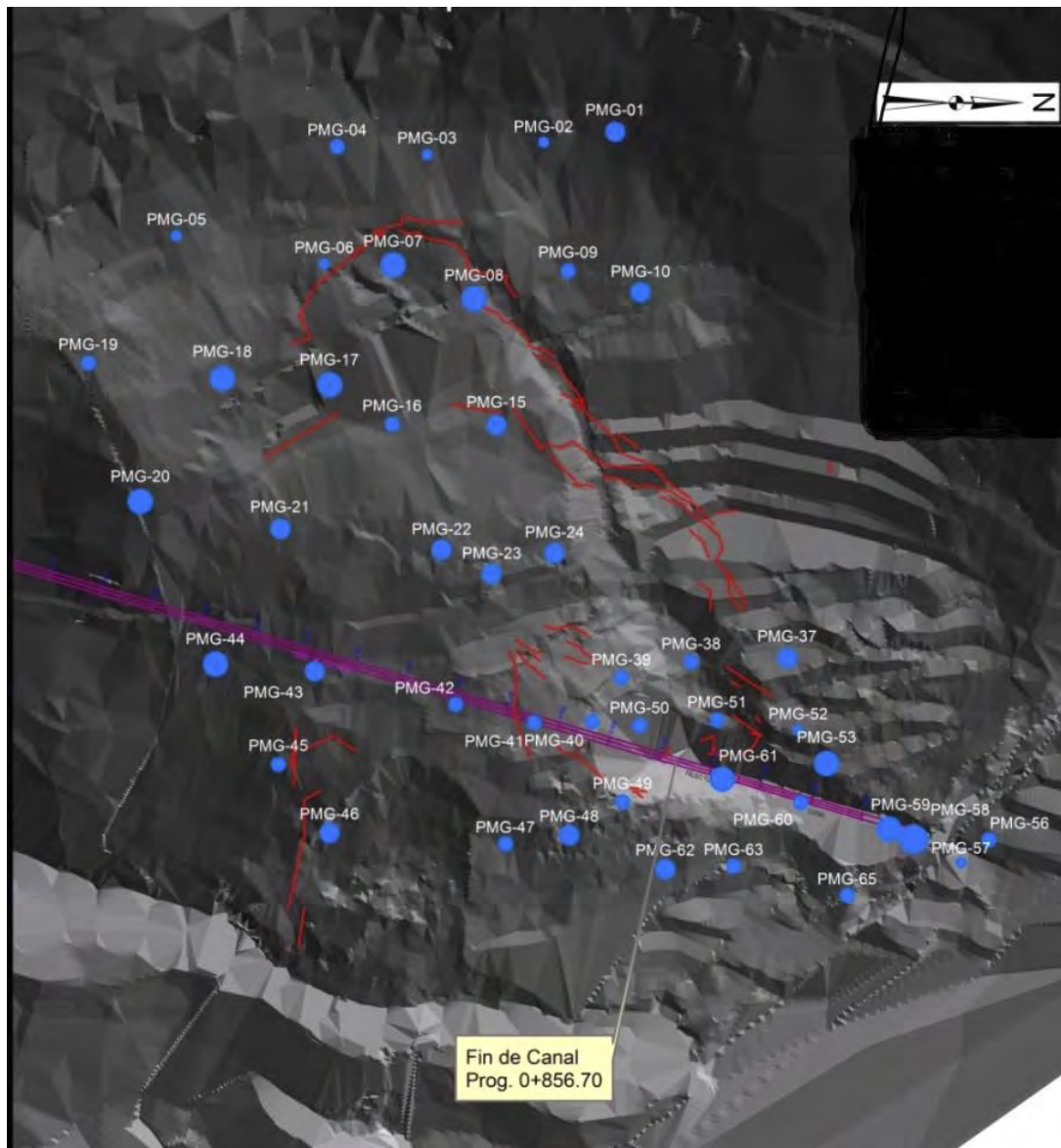


Figura 0.14 Distribución de los hitos de control instalados en el año 2013

5.2.1 Sistema extensométrico

El control extensométrico tuvo como objetivo medir el desplazamiento superficial (evolución de la abertura de la grieta) entre dos hitos instalados a los extremos de una grieta y con una determinada orientación. La medición se inicia colocando los extremos de la cinta extensométrica entre las varillas ancladas de los hitos situados a

ambos lados de la fisura que se desee controlar, colocándose primero en cero las agujas del medidor, luego la cinta se tensa de tal manera que se mantenga constante a fin de minimizar los errores en caso de variaciones de tensión. La lectura se realiza ladera abajo de la grieta y tiene una precisión de 0.025mm.

En la zona denominada “cobertizo” donde se originaron muchas grietas, catorce hitos de control extensométrico se instalaron; otros dos hitos en la parte alta de la zona sur. Los hitos fueron distribuidos en 4 perfiles de control A, B, C y D.

Tres medidas topográficas y extensométricas fueron realizadas entre el 20 de abril al 22 de junio del 2011, siendo considerada la primera medida como la “medida base”.

Tabla 0.1 Resultado de las lecturas realizadas con el extensómetro en el año 2011

Hito		Lectura 1	Lectura 2	Lectura 3	Desplazamiento	Desplazamiento	Desplazamiento
De	A	20/04/11 (mm)	09/05/11 (mm)	22/06/11 (mm)	(L2 - L1) (mm)	L3-L2 (mm)	L3-L1 (mm)
A-1	A-3	12421.70	12421.20	12632.18	-0.50	210.97	210.47
A-3	A-5	14884.20	14910.60	14934.08	26.40	23.48	49.88
A-5	A-7	14189.93	14227.50	14219.15	37.57	-8.35	29.22
B-1	B-3	13988.70	13991.20	13947.35	2.50	-43.85	-41.35
B-3	B-5	14176.25	14253.20	14464.80	76.95	211.59	288.55
B-5	B-7	10311.88	10308.80	10310.38	-3.08	1.58	-1.50
B-7	B-9	13287.80	13287.10	13278.10	-0.70	-9.00	-9.70
C-1	C-3	14472.80	14472.60	14462.03	-0.20	-10.58	-10.77
C-3	C-5	12002.90	12024.40	12200.45	21.50	176.05	197.55
C-5	C-6	9427.44	9426.80	9405.95	-0.64	-20.85	-21.49
C-6	C-7	12818.00	12863.80	12893.23	45.80	29.43	75.23
D-1	D-2	11728.30	11766.90	11973.13	38.60	206.23	244.83

Los desplazamientos acumulados muestran que los movimientos se incrementaron rápidamente en un lapso corto; la velocidad calculada para el periodo de medición es una velocidad igual a 3.74 mm/día que catalogaría el movimiento como lento según

la escala de Varnes (1996). Sin embargo las deformaciones y desordenes del terreno en superficie fueron mayúsculos en este periodo a tal punto que inhabilitó varios monolitos.

5.2.2 Sistema inclinométrico

El sistema inclinométrico fue instalado en dos campañas, la primera fue efectuada en el mes de octubre del 2011 y la segunda fue efectuada en el mes de noviembre del 2012. Durante la primera campaña fueron instalados dos inclinómetros en los pozos de perforación S-1 y S-2 muy cerca del canal; los cuales se deformaron rápidamente en dos semanas, pudiéndose efectuar pocas mediciones con las que se determinó la cota del plano de falla. Durante la segunda campaña fueron instalados seis inclinómetros, los cuales fueron distribuidos en todo el deslizamiento, pero mayoritariamente en la zona que afecta al canal. En el ítem 2.13.3.2 se explica brevemente el método. Los tubos inclinométricos instalados fueron de la marca RST cuyas características son: material ABS Plastic con diámetro externo de 70 mm (2.75”) y diámetro interno de 59mm (2.32”), su peso es de 1.27 kg/m y las longitudes de los tubos variaron de 1.50m a 3.06 m. En los seis sondeos la tubería inclinométrica estuvo acoplada en la base a la tubería ranurada de 2” de diámetro de 3 m de longitud.

Los procedimientos para la instalación de los piezómetros se muestran en las figuras 5.15 a 5.18.

	
<p>Figura 0.15 Ingreso del tubo piezométrico</p>	<p>Figura 0.16 Maniobras de instalación de los tubos inclinómetros</p>
	
<p>Figura 0.17 Verificación de la orientación del eje de ranuras principales</p>	<p>Figura 0.18 Ingreso de los materiales que rellenan el anillo entre las paredes del sondeo y el tubo</p>

La tabla 5.2 muestra los datos de los inclinómetros.

Tabla 0.2 Datos de la instalación de la tubería piezo-inclinométrica en los sondeos

Sondeo	Longitud (m)	Fecha de instalación	Sondeo	Longitud (m)	Fecha de instalación
S-1	35.40	27/09/2011	S-5	35.00	23/11/2012
S-2	25.00	04/10/2011	S-6	35.15	29/11/2012
S-3	47.75	11/11/2012	DH-5	42.50	30/10/2012
S-4	30.00	15/11/2012	DH-6	38.00	22/10/2012

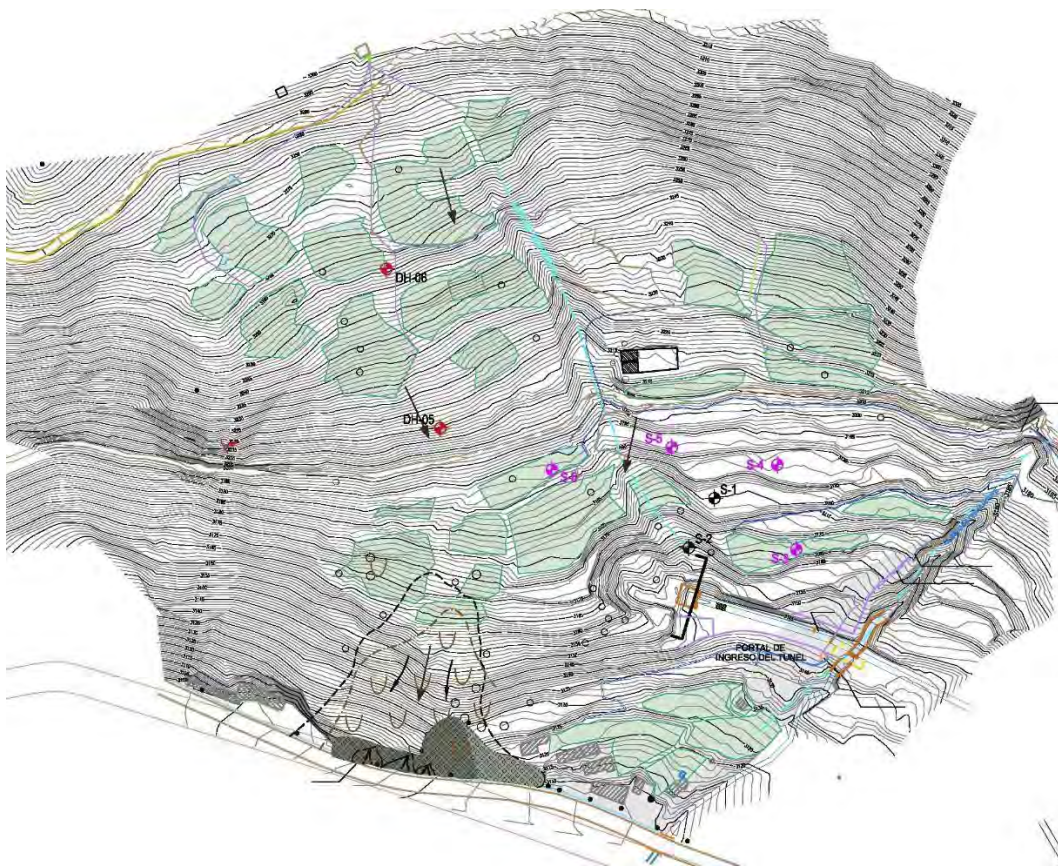


Figura 0.19 Distribución de los inclinómetros instalados entre los años 2011 a 2012

En los inclinómetros S-1 y S-2 solo se pudo identificar la profundidad de los planos de corte y que la dirección de los movimientos era al NE. En el inclinómetro S-2 la velocidad alcanzada durante el periodo de medición fue de 0.5mm/día. Las siguientes figuras muestran la evolución de los desplazamientos.

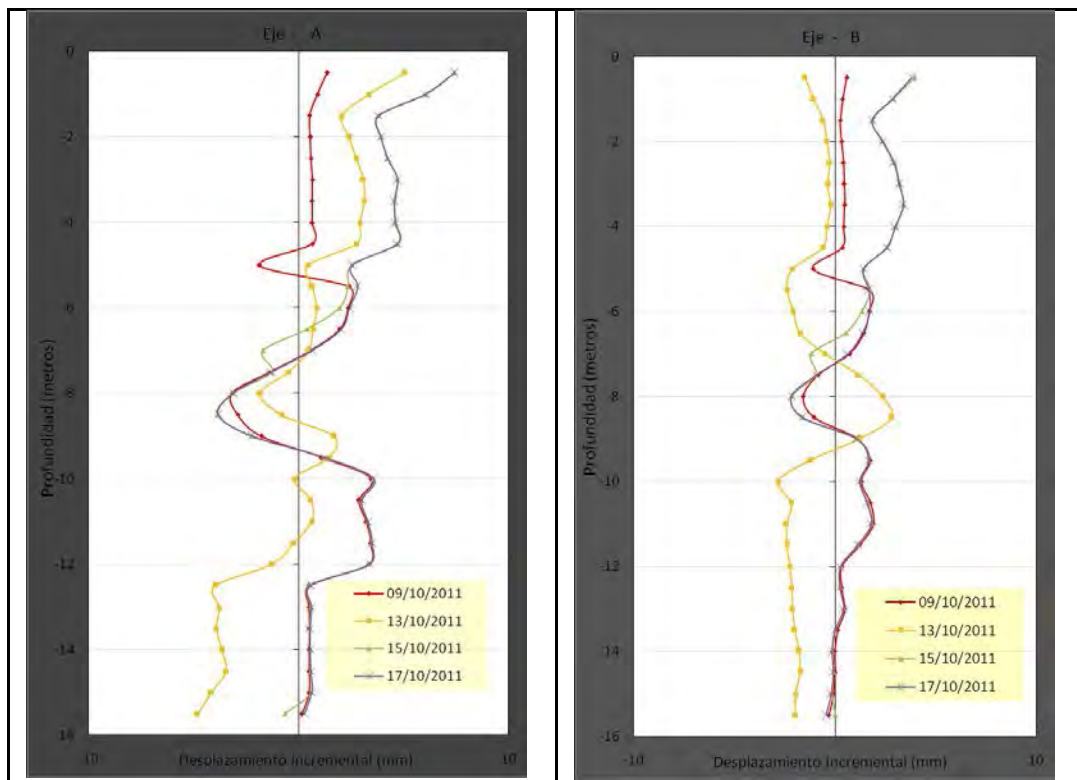


Figura 0.20 Gráficos del desplazamiento incremental en los ejes del inclinómetro S-1

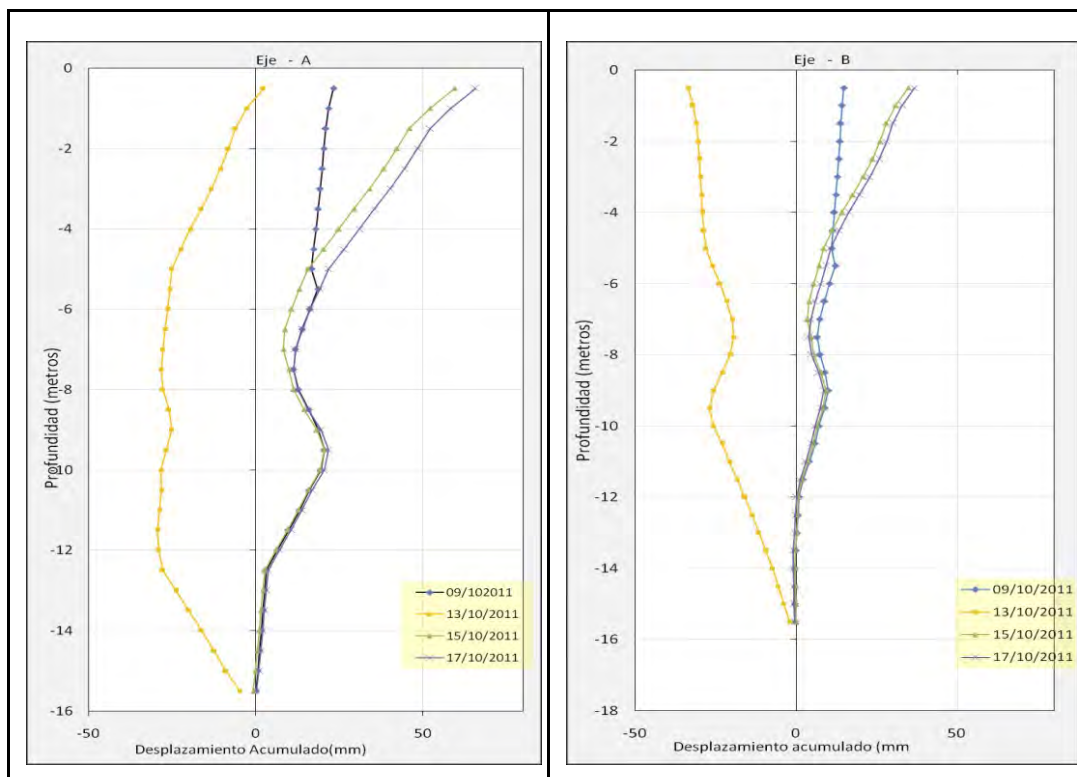


Figura 0.21 Gráficos del desplazamiento acumulado en los ejes del inclinómetro S-1

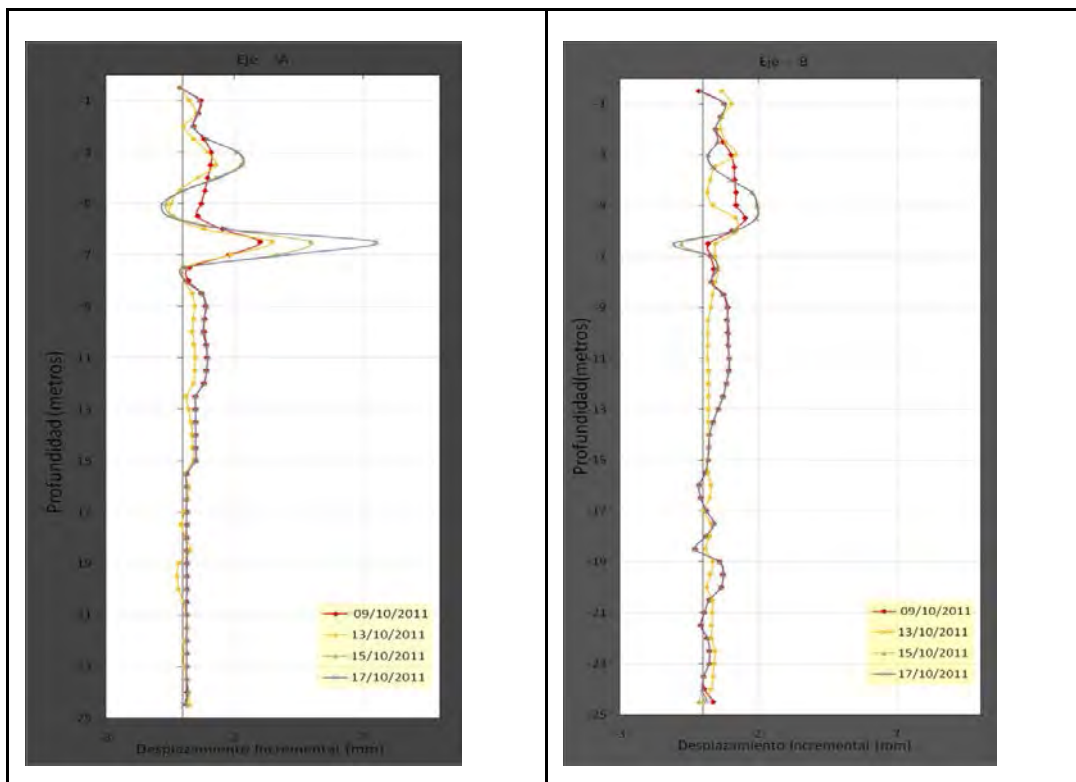


Figura 0.22 Gráficos del desplazamiento incremental en los ejes del inclinómetro S-2

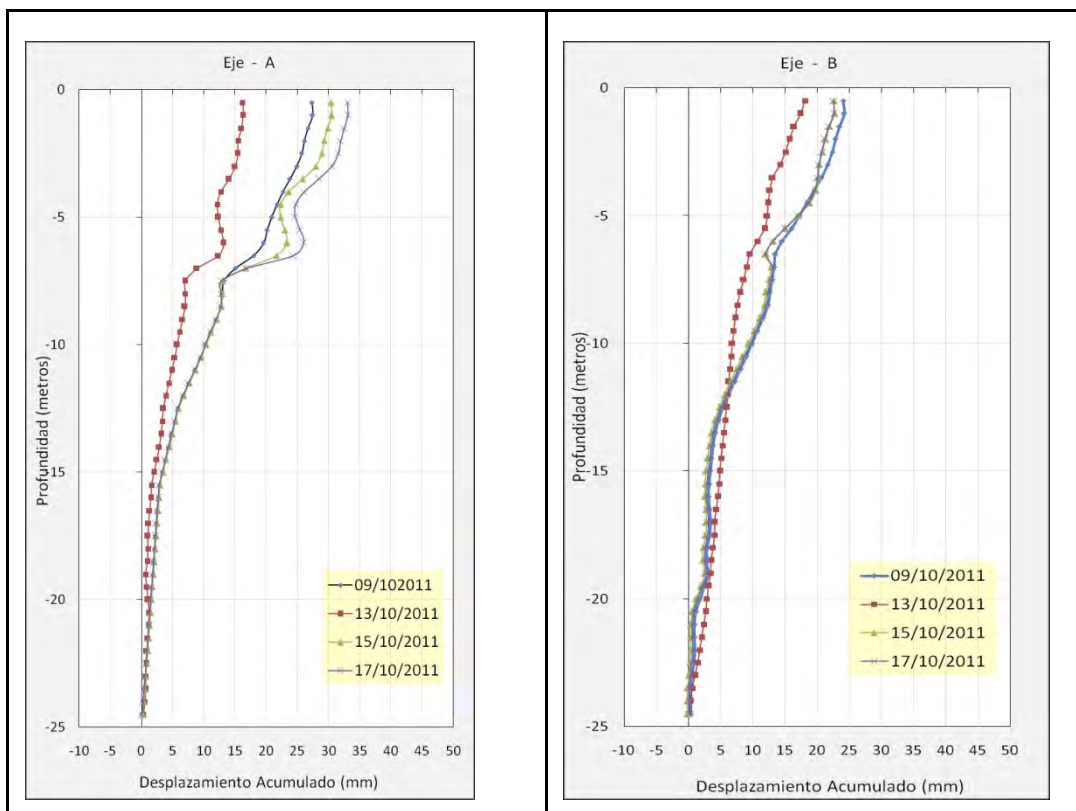


Figura 0.23 Gráficos del desplazamiento acumulado en los ejes del inclinómetro S-2

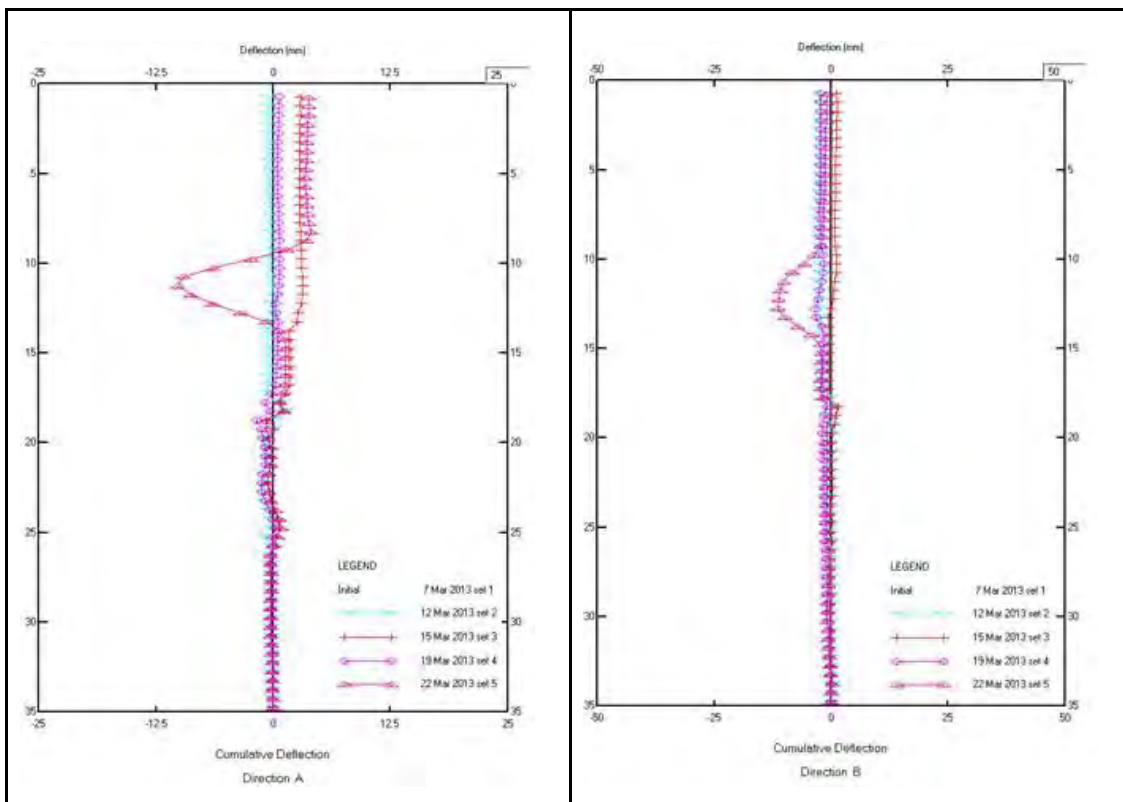


Figura 0.24 Gráficos del desplazamiento acumulado en los ejes del inclinómetro S-3

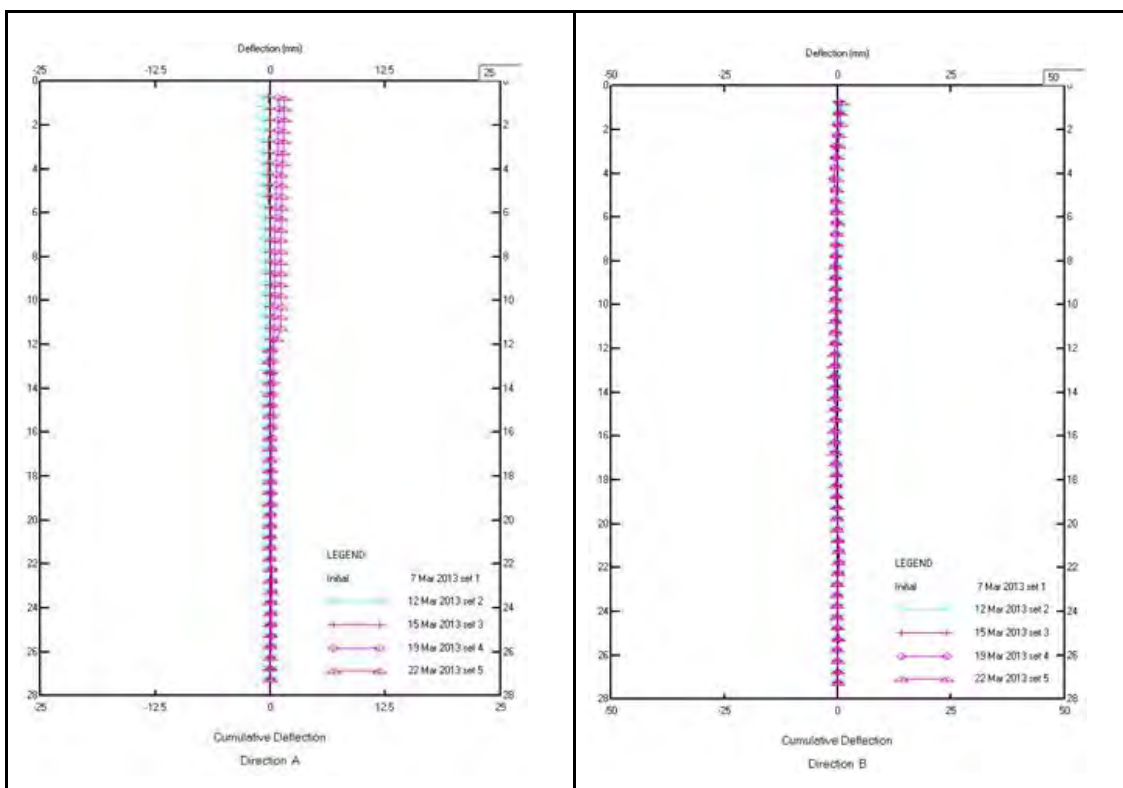


Figura 0.25 Gráficos del desplazamiento acumulado en los ejes del inclinómetro S-4

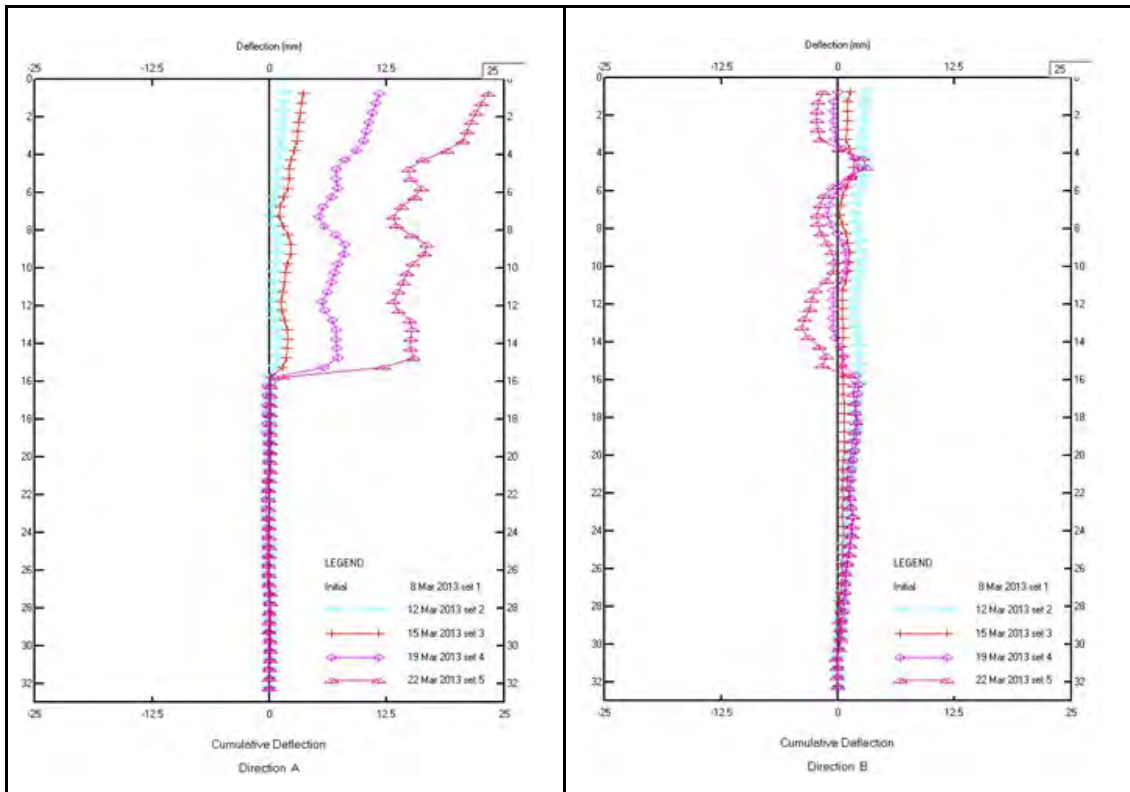


Figura 0.26 Gráficos del desplazamiento acumulado en los ejes del inclinómetro S-5

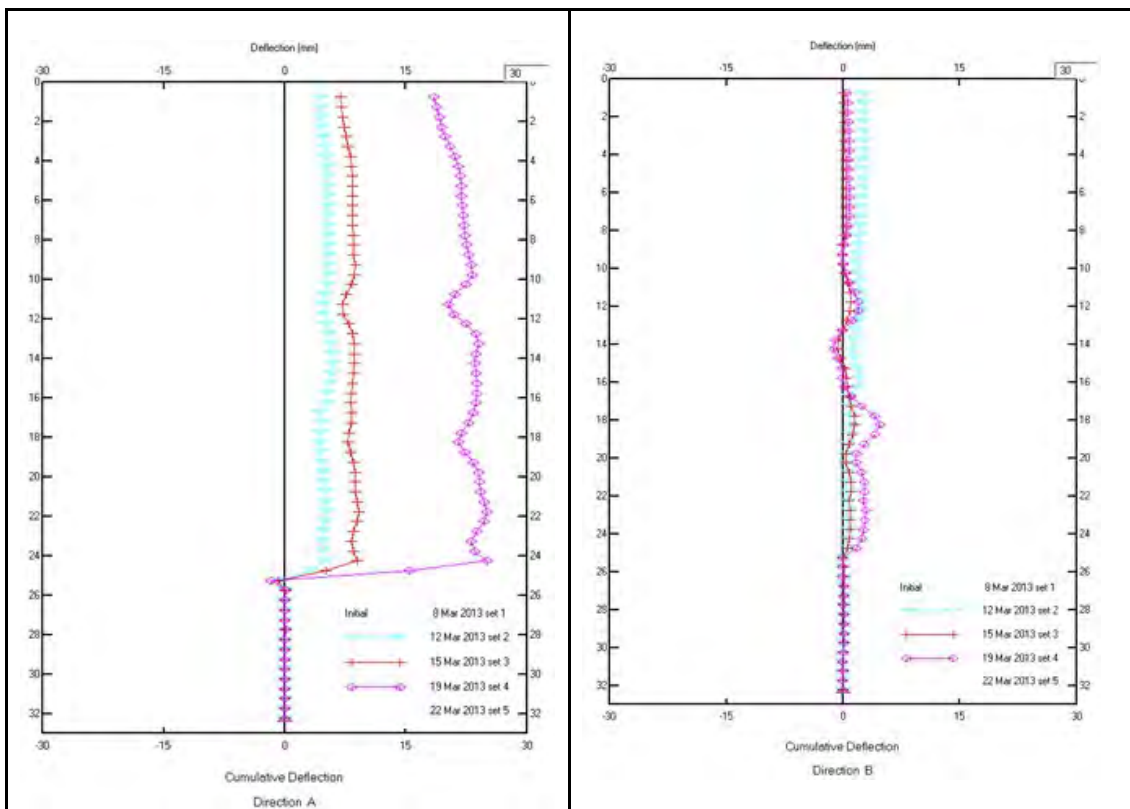


Figura 0.27 Gráficos del desplazamiento acumulado en los ejes del inclinómetro S-6

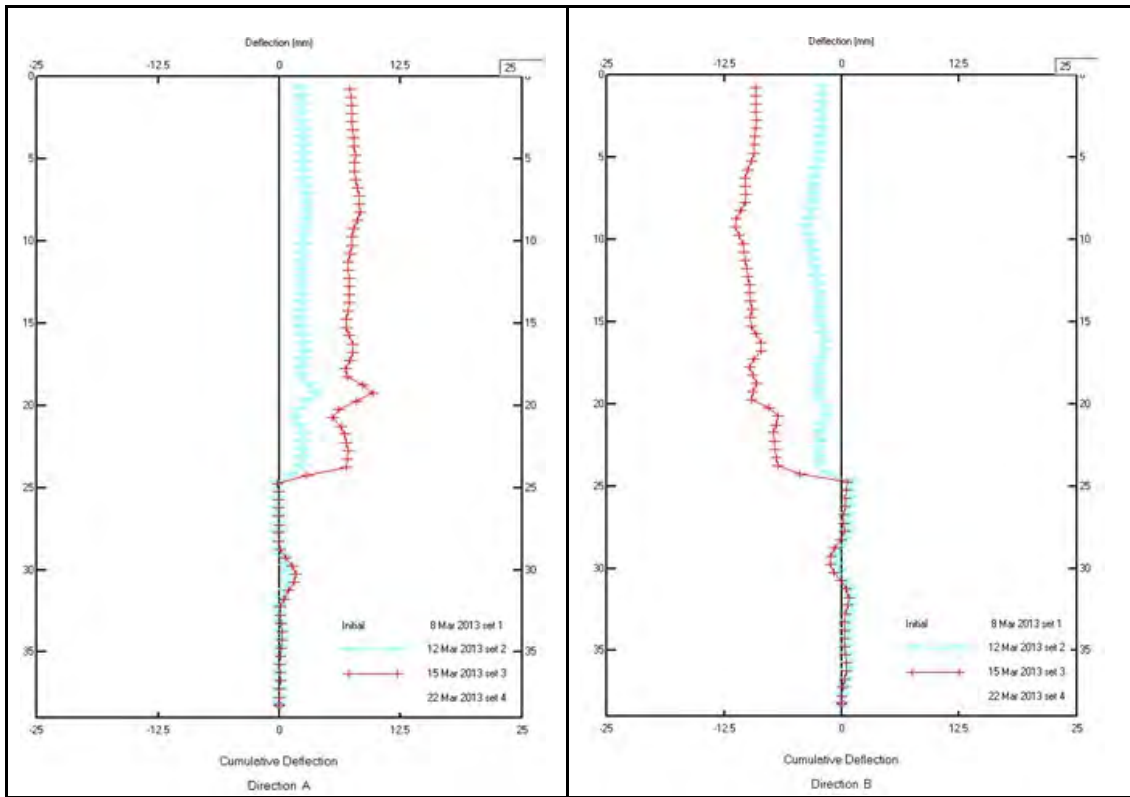


Figura 0.28 Gráficos del desplazamiento acumulado en los ejes del inclinómetro DH-5

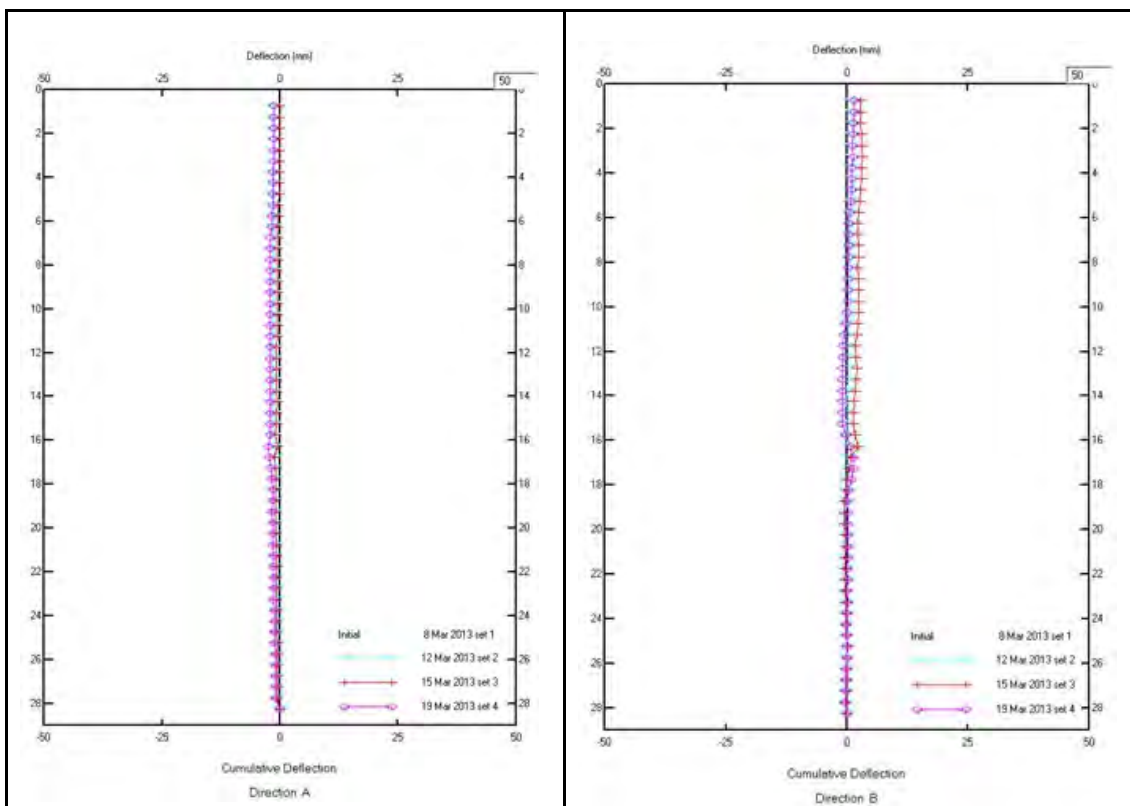


Figura 0.29 Gráficos del desplazamiento acumulado en los ejes del inclinómetro DH-6

Las figuras 5.20 a 5.23 muestran los desplazamientos y las profundidades de los planos de corte en los inclinómetros S-1 y S-2. En el S-1 el corte del tubo se produjo antes de la primera medición, la profundidad de la falla de la tubería se produjo a los 15.5 m. Esta profundidad representa la profundidad hasta la que podía ingresar el torpedo. En el inclinómetro S-2 el corte se produjo los 6.5 m, lográndose medir la velocidad del movimiento.

En la segunda campaña los inclinómetros instalados fueron medidos tanto por GEMCO como por el personal de la CC. HH. Huanchor. Solo los datos de los últimos fueron validados debido a las enormes variaciones que se encontraron en los datos del primero. Los datos brutos no fueron entregados por lo que no se pudo procesar ni generar gráficos de desplazamientos incrementales. Los gráficos entregados solo correspondían a los de acumulación de desplazamientos los cuales son mostrados en las figuras de las páginas siguientes. El periodo de las lecturas comprendió 5 lecturas en el mes de marzo del año 2013.

En el sector cercano del canal, los inclinómetros mostraron las siguientes características; el inclinómetro S-3 (figura 5.24), falló a los 11.30 m de profundidad con el mayor desplazamiento acumulado progresivo de 11 mm; a una velocidad de 0.73 mm/día. En el inclinómetro S-4 (figura 5.25), la falla este ubicada a los 12.30 m de profundidad; el desplazamiento acumulado fue de 2 mm; a una velocidad de 0.13 mm/día (Estable). El inclinómetro S-5 (figura 5.26), identificó a los 24.30 m. de profundidad el mayor desplazamiento acumulado de 25.50 mm. a una velocidad de 1.73 mm/día. El plano de falla estaría ubicado a los 24.30 m.

Los resultados de las mediciones mostraron que en el lado sur y parte de la quebrada Pucruchacra los movimientos son mas rápidos. Los inclinómetros DH-06, DH-05 y S-6, fallaron rápidamente no pudiendo observarse en el DH-5 y en el S-6 las velocidades antes del corte. El inclinómetro DH-05 (figura 5.28) falló a los 19.30 m de profundidad, la velocidad medida fue de 1.28 mm/día, el 19 de marzo 2013 ya no ingresó el torpedo. En el inclinómetro DH-06 (figura 5.29) el torpedo solo ingresó hasta los 28 m de profundidad. El S-6 (figura 5.27) falló a los 26 m de profundidad.

5.2.3 Sistema topográfico

El objetivo del monitoreo de hitos mediante mediciones topográficas es de conocer a la vez las velocidades y las direcciones de desplazamientos del terreno superficial con la finalidad de conocer como y donde se produce la evolución en el curso del tiempo (aceleración, estabilización, desaceleración, etc.).

El principio de este control topográfico se basa en la instalación de puntos de observación los cuales son presumidos fijos con coordenadas conocidas desde donde se controlan a otros puntos móviles, las coordenadas de los puntos a controlar son determinados mediante un cálculo geométrico.

Los dispositivos de medidas topográficas (planimetría) consisten en pilares de observación (Figura 5.30) y de hitos de control instalados en la ladera a vigilar (Figura 5.31). En el año 2011, los pilares de observación fueron construidos en concreto e instalados en roca estable, los puntos de control son hitos de concretos de pequeñas dimensiones.

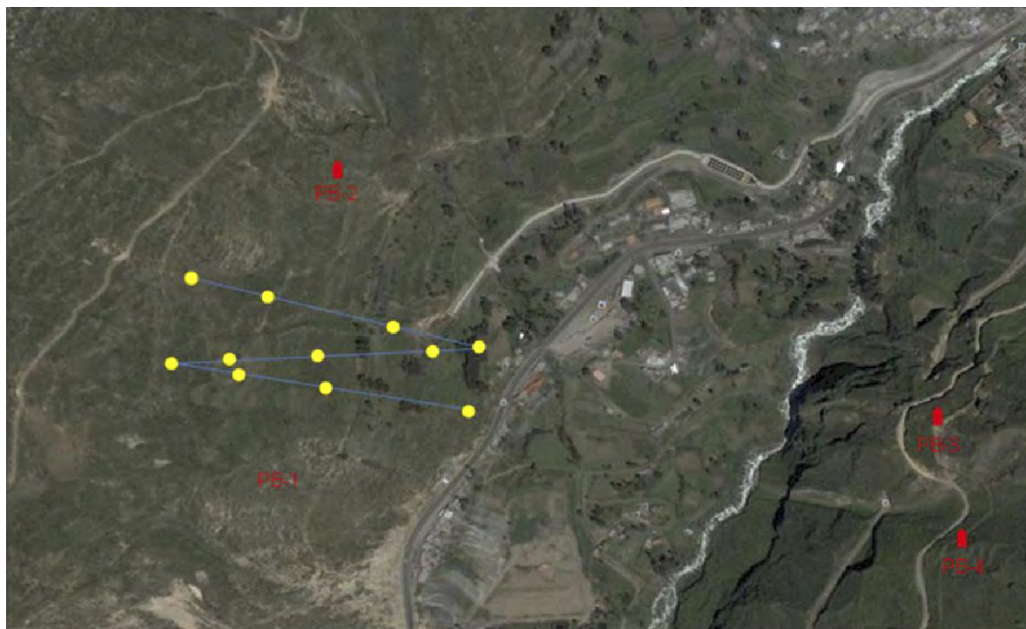
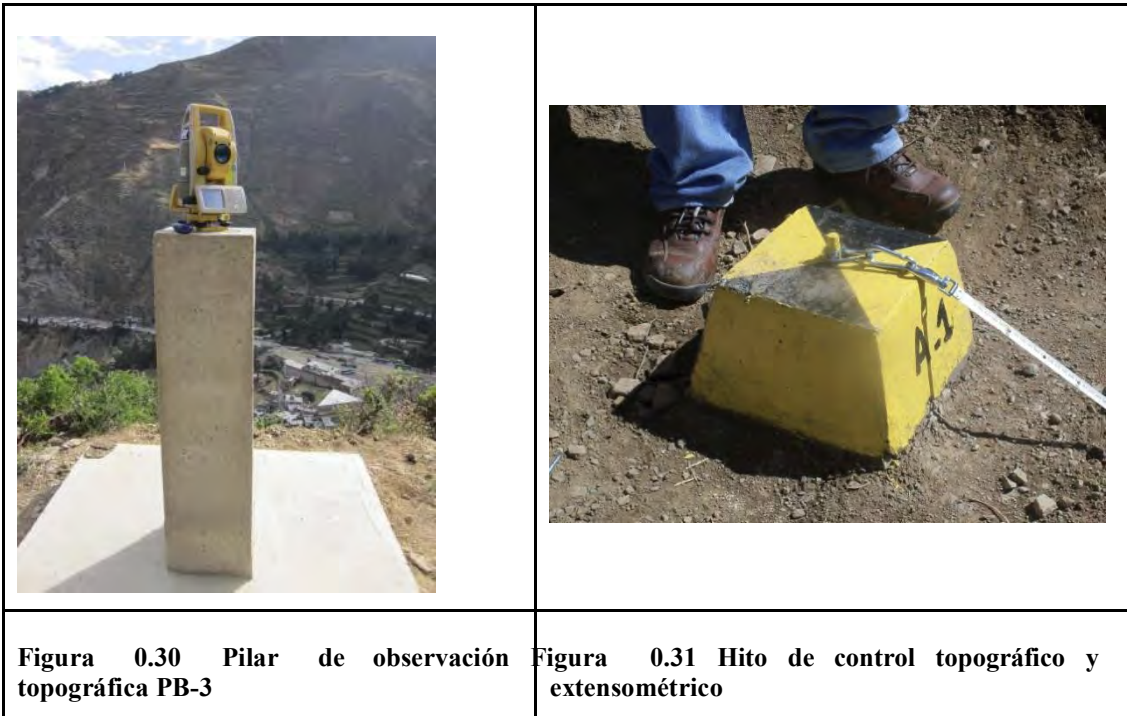


Figura 0.32 Configuración del sistema topográfico realizado en el año 2011

El primer plan de monitoreo de la ladera Pucruchacra (2011) comprendió 4 hitos de observación y 18 hitos de monitoreo, estos últimos estaban distribuidos en la ladera formando 6 perfiles de control, tres perfiles se situaban en la zona denominada

cobertizo y las otras 3 en toda la ladera, los puntos de observación (PB) estaban situados en zonas estables. La figura 5.32 muestra en rojo los pilares de control y en amarillo los hitos de control.

El objetivo de las mediciones es medir los desplazamientos de la superficie del suelo de la ladera; para ello la medición se realizó mediante el uso del equipo topográfico de alta precisión modelo Topcon, el cual incorpora el sistema de teodolito para las mediciones realizadas con una precisión angular de 1", los hitos son referenciados con un prisma que se coloca sobre los puntos de monitoreo empleándose trípodes para fijarlo. El método de medición fue el de intersección de tres mediciones desde tres puntos diferentes. En esta primera campaña los hitos fueron controlados 3 veces después de su instalación.

Posteriormente, en el año 2012 el control fue efectuado por la empresa hidroeléctrica, lo que nos limito solo a procesar la data y conocer la evolución de los movimientos, por los datos entregados se presume que el método usado fue el radial simple que consiste en una sola medición para un hito a partir de un pilar de monitoreo.

5.2.4 Procesamiento de la información

En la primera campaña el tratamiento de datos consistió primero en descargar los datos del equipo topográfico a un micro procesador realizándose la elección de variables de monitoreo, la cual permite evaluar las componentes X, Y, Z; ángulos horizontales (H) y verticales (V)) dentro de un sistema de medida. El tratamiento

informático de las mediciones fue realizado mediante el uso del programa de cálculo Excel, estableciéndose los límites de tolerancia a ± 2 mm.

El tratamiento comienza con los datos de los puntos de observación PB-2 y PB-3, luego realizamos el cálculo de los datos de cada punto de control estableciéndose como línea base la primera lectura (22/04/2011), la lectura corresponde a la mediana del total de lecturas tomadas para un punto, luego se compara los errores del conjunto de datos de un punto a través de la desviación estándar con respecto a mediciones efectuadas durante el monitoreo y se valida el resultado. Finalmente con un cálculo geométrico se hallan los valores que corresponden a cada hito.

En el año **2013** nos entregaron los datos del monitoreo topográfico de los 65 hitos instalados en el deslizamiento de Pucruchacra, con respecto a otros cuatro puntos base de control. El monitoreo topográfico se realizó con el fin de conocer las condiciones de movimientos de la ladera tanto Sur como Norte del deslizamiento Pucruchacra.

El monitoreo consistió en la medición rutinaria de coordenadas y cota de los puntos de control establecidos; las mediciones fueron efectuadas cada 2 a 3 días por un período de 10 meses aproximadamente. Los datos corresponden a las mediciones realizadas entre el 13 de Julio del año 2012 al día 19 de Abril del 2013. Los datos fueron procesados en una tabla simple de Excel, ordenándose para el cálculo del vector de desplazamiento (sentido y dirección del movimiento) y las velocidades. El procesamiento fue el siguiente:

- A partir de los valores originales de medición de coordenadas, se realizó el procesamiento para calcular los valores de movimientos

horizontales incrementales y netos. El primero se obtuvo a partir de la diferencia entre una medición y la siguiente, mientras que los valores de movimiento neto, se obtuvieron a partir la diferencia entre la medición inicial y la última medición.

- Una vez obtenidos los valores incrementales y netos tanto de Este como de Norte, se prosiguió a unir ambos valores trigonométricamente, para obtener un valor de movimiento en el plano horizontal. Para ello, se utilizaron los valores incrementales de Este y Norte, para obtener un valor incremental, y se hizo lo mismo con los valores netos, obteniendo en este último caso, la magnitud total de movimiento en el plano horizontal del hito.
- A estos valores netos en el plano horizontal, se le integró, también de forma trigonométrica, el valor de variación de cota, incremental y neto respectivamente. Una vez integrados estos tres valores, se pudo proseguir a obtener un valor de movimiento en tres dimensiones, tanto incremental como neto.

Por cuestiones de reserva de los datos originales que no nos pertenecen; la data no es presentada en la presente tesis, presentándose solo los resultados de dicho procesamiento (véase anexo 2).

5.3 Análisis e interpretación de los resultados de la auscultación

Los resultados obtenidos de las auscultaciones se analizaron e interpretaron por cada año de monitoreo.



5.3.1 Año 2011

En el 2011 la auscultación geodésica confirma la existencia de movimientos que afectan el sector inferior de la zona norte y la zona sur con desplazamientos y direcciones diferentes. Los desplazamientos acumulados van de 20 a 250 mm aproximadamente, estos movimientos son importantes sobre todo en la zona norte (cobertizo) donde los desplazamientos tuvieron dirección SO, confirmando así los desplazamientos medidos con el extensómetro. De manera preliminar se pudo afirmar que existían 4 sectores en movimientos:

- El primero ya confirmado en la zona de cobertizo con deformaciones altas y que podrían limitarse a un pequeño sector con dirección SE.
- El segundo situado en la zona alternante a las obras hidráulicas (canal y portal) con movimientos rápidos en los taludes cercanos al canal y en la escarpa del talud en frente del portal (figuras 5.33 y 5.34).
- El tercero situado en la zona frontal inferior Este cerca de la carretera central de dimensión importante con grandes desplazamientos en su entorno siendo la más activa donde se presentan deslizamientos y derrumbes actualmente produciendo un retroceso del talud de la carretera.

- El cuarto de mayor magnitud comprendía la mayor parte del deslizamiento con desplazamientos diferentes y orientación $N20^{\circ}E$ que evolucionaba rápidamente, donde los movimientos más importantes se sitúan en la parte central con desplazamiento de hasta 130 mm. y en la parte alta con desplazamientos de 90 mm.

En el año 2011, la zona de cobertizo tuvo desplazamientos que fueron importantes (del orden de 100 mm. en 1 mes), los hitos de control en general tuvieron similares direcciones de movimiento las cuales variaron entre $S45^{\circ}E$.

	
<p>Figura 0.33 Movimiento del material situado sobre el portal del túnel de conducción</p>	<p>Figura 0.34 Evidencia de grietas en el material situado sobre el portal de ingreso del túnel</p>

Los hitos situados en el perfil de observación E-E' presentan movimientos con diversas direcciones (ligeramente ladera arriba y ladera abajo) pero con desplazamientos similares; el movimiento de la parte cerca de la carretera se dirige hacia la carretera con dirección SE y la parte central superior hacia el NE.

En el perfil de control F-F' los hitos muestran que la dirección de sus desplazamientos es NE, similar al del perfil E-E'.

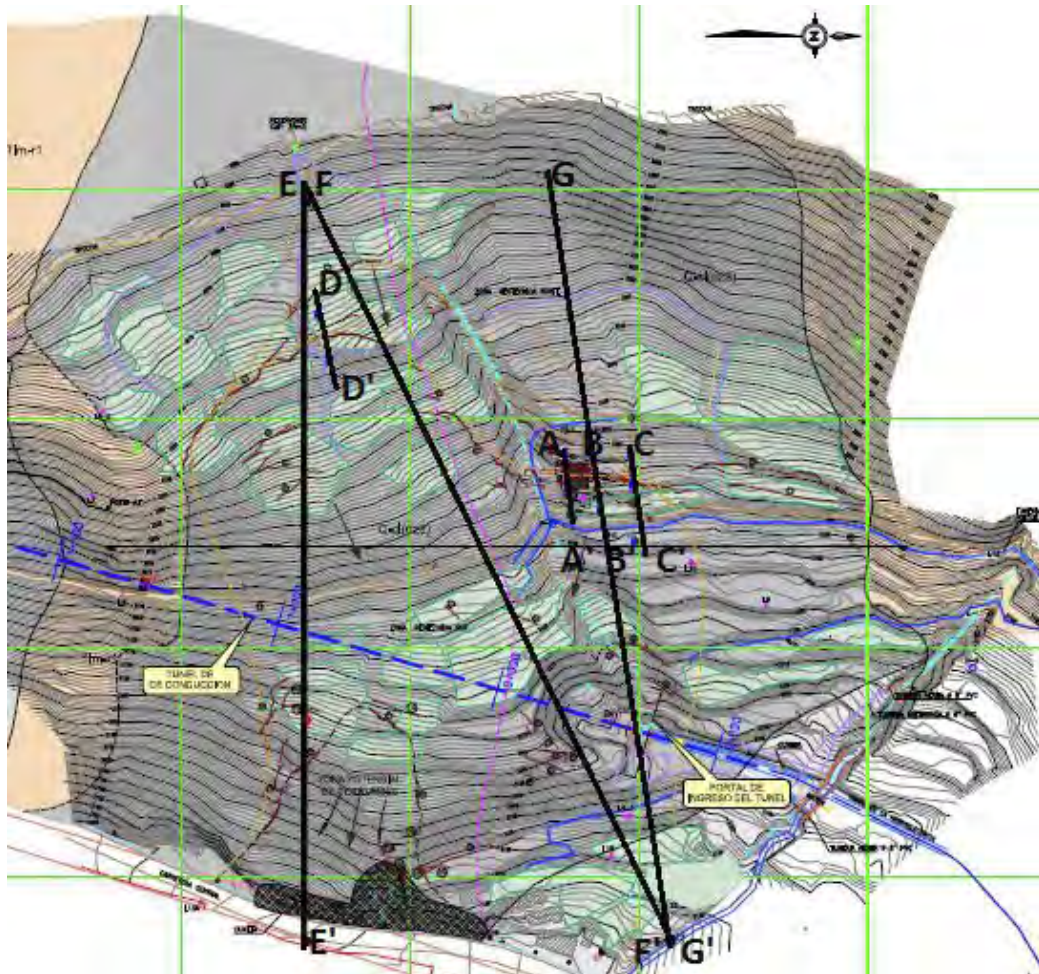


Figura 0.35 En planta perfiles de control topográfico y extensométrico en 2011

Del perfil de control G-G' se observó que los hitos sobre el cobertizo no tuvieron desplazamientos significativos y presentaron pequeños desplazamientos con direcciones no definidas.

Debido a la poca densidad de datos topográficos solo se pudo afirmar de manera general que los movimientos principales de la zona norte tenían una dirección hacia el NE y de la zona sur parte alta los movimientos hacia el SE.

5.3.2 Año 2013

Si se analizan los gráficos de movimiento individuales de todos los hitos se pueden categorizar en general en tres grupos: los que presentan movimiento (en general siempre con tendencia ENE), los que no presentan movimientos significativos, y los que no tienen una data suficiente para analizar el movimiento general (registro de solo 4 meses).

En el caso que el número de las mediciones era inferior o igual a los 80 días, no fue posible establecer una dirección y sentido de movimiento, esto fue por la falta de datos a largo plazo y por los grandes errores en los registros diarios. Los errores se dieron principalmente en el sector Norte, que es donde se iniciaron las obras de estabilización, lo que impidió el monitoreo de los hitos.

En la tabla 5.3, se presentan los valores obtenidos de cada cálculo para los hitos de mayor importancia.

Tabla 0.3 Resumen de movimientos de Hitos cercanos a la quebrada Pucruchacra

Punto	Dirección de Mov.	Azimut (°)	Movimiento Vertical (mm)	Movimiento Total (mm)	Velocidad Acumulada (mm/día)	Registro	
						Inicial	Final
PMG-08	ENE	80	-97.55	129.37	0.46	13/07/2012	19/04/2013
PMG-09	-	-	-7.30	18.37	0.07	13/07/2012	19/04/2013
PMG-13	-	-	-1.69	1.84	0.03	13/07/2012	24/09/2012
PMG-17	ENE	70	-163.28	218.23	0.78	13/07/2012	19/04/2013
PMG-21	ENE	65	-110.92	229.02	0.82	13/07/2012	19/04/2013
PMG-24	ENE	80	-101.80	218.18	0.78	13/07/2012	19/04/2013
PMG-25	-	-	8.72	15.56	0.21	13/07/2012	24/09/2012
PMG-26	-	-	-1.63	3.85	0.05	13/07/2012	24/09/2012
PMG-27	-	-	7.08	16.08	0.23	13/07/2012	24/09/2012
PMG-31	ENE	270.00	-7.60	30.92	0.20	13/07/2012	14/12/2012
PMG-38	ENE	80	-44.72	137.05	0.49	13/07/2012	19/04/2013
PMG-39	ENE	80	-61.05	199.46	0.71	13/07/2012	19/04/2013

Punto	Dirección de Mov.	Azimut (°)	Movimiento Vertical (mm)	Movimiento Total (mm)	Velocidad Acumulada (mm/día)	Registro	
						Inicial	Final
PMG-43	-	80-280	-91.78	178.88	0.64	13/07/2012	19/04/2013
PMG-44	-	-	-22.97	26.26	0.09	13/07/2012	19/04/2013
PMG-50	ENE	70	-70.08	183.47	0.66	13/07/2012	19/04/2013
PMG-51	ENE	80	-56.44	170.74	0.61	13/07/2012	19/04/2013
PMG-52	-	-	-3.70	31.97	0.11	13/07/2012	19/04/2013
PMG-53	NON	300	-29.53	37.94	0.14	13/07/2012	17/04/2013
PMG-62	-	80-280	-55.56	119.00	0.43	13/07/2012	19/04/2013
PMG-63	-	-	-12.82	28.23	0.10	13/07/2012	17/04/2013

Las mediciones topográficas de los hitos, presentan una variación importante entre las lecturas y en errores que conllevan a un cambio del vector de movimiento entre medida y medida, pero en la que puede establecerse una tendencia cuando analizamos la data total o por periodos largos en las que puede notarse esta tendencia, disminuyendo el error (véase figura 5.36). Cuando un hito tuvo muy poco movimiento; el error no es grande considerando que no hay un movimiento significativo.

A partir de los hitos en que se detectaron movimiento, uno puede notar que los movimientos están en el rango de NE a E movimiento ladera abajo. El rango de movimientos netos va de 1.8 mm hasta 746 mm. Esto puede ser visto en el mapa de la figura 5.36.

La relación de desplazamientos y velocidades durante los periodos: Julio del 2012 a Febrero del 2013, Marzo del 2013 y Abril del 2013 es mostrada en la tabla 5.4, en donde notamos que para el mes de Marzo 2013 hay un importante aumento en la velocidad de desplazamiento. Este incremento probablemente esta directamente

relacionado a las precipitaciones locales que generalmente tienen un efecto retardado en los desplazamientos.

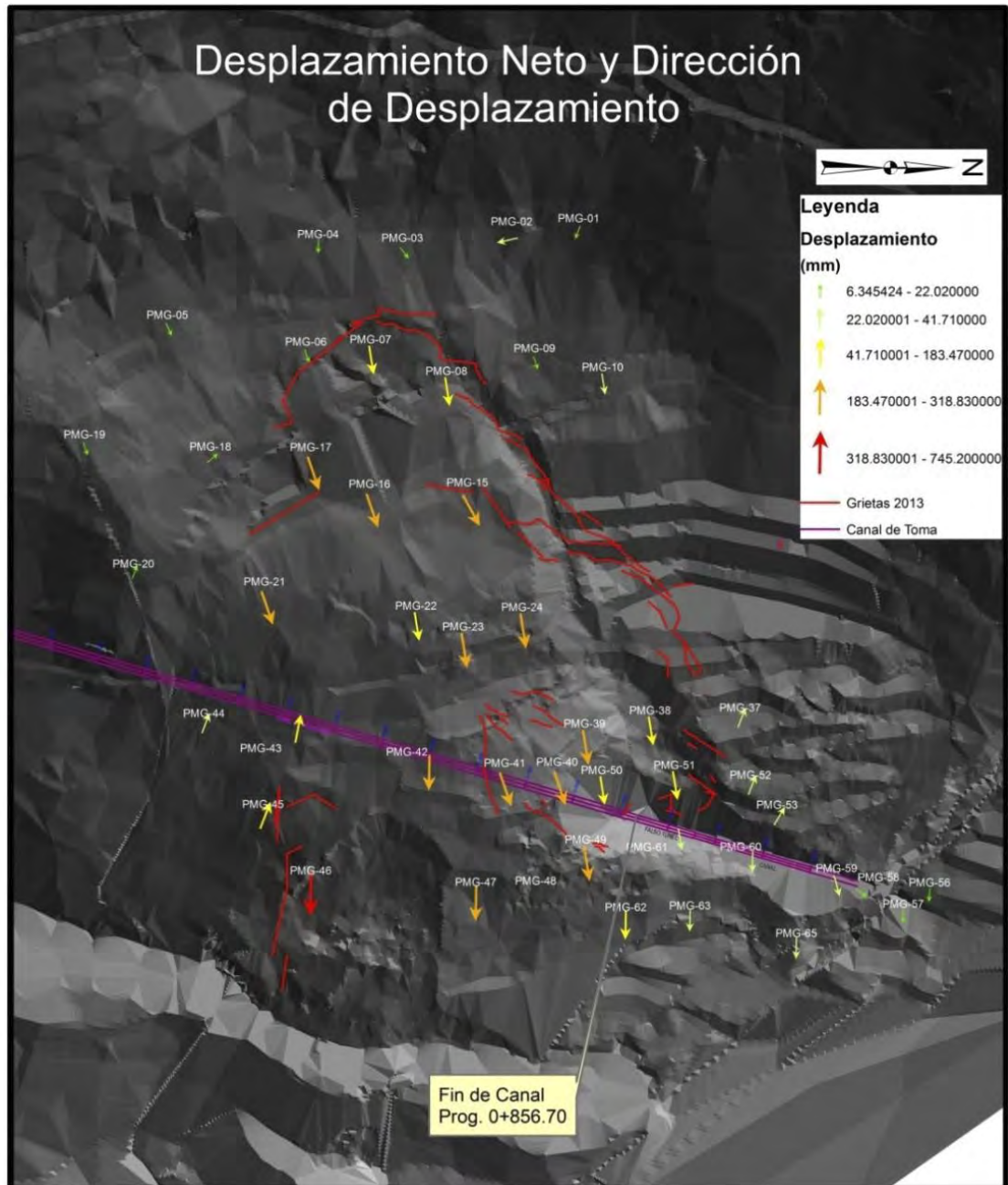


Figura 0.36 Dirección, sentido y magnitud de desplazamientos

En general, notamos que los resultados obtenidos en términos de desplazamientos netos medidos solo para el mes de marzo (véase tabla 5.4) fueron casi iguales y en

algunos casos hasta mayores que los desplazamientos netos de los ocho meses anteriores (julio 2012-febrero 2013).

Tabla 0.4 Velocidades y desplazamientos en los hitos cercanos a la Qda. Pucruchacra

Hito	Velocidad (mm/día)			Desplazamiento (mm)			
	Jul/12 a Mar/13	Mar-13	Abr-13	Jul-12 a Feb-13	Mar-13	Abr-13	Total
PMG-08	0.28	1.52	0.57	63.82	42.50	10.23	116.54
PMG-09	0.04	0.14	-0.14	9.83	3.81	2.59	16.23
PMG-14	No data suficiente				0.00	0.00	0.00
PMG-15	0.51	3.94	2.23	116.45	110.38	40.15	266.99
PMG-24	0.39	2.76	1.74	88.32	77.14	31.30	196.77
PMG-25	No data suficiente				0.00	0.00	0.00
PMG-31	No data suficiente				0.00	0.00	0.00
PMG-38	0.21	2.18	2.01	48.95	61.03	36.22	146.19
PMG-39	0.31	2.67	1.79	70.29	74.66	32.19	177.14
PMG-49	0.40	3.63	2.61	90.94	101.67	47.03	239.63
PMG-50	0.28	2.45	1.67	64.41	68.48	30.00	162.89
PMG-51	0.22	2.24	1.73	50.39	62.72	31.20	144.31
PMG-60	No data suficiente						0.00
PMG-61	No data suficiente						0.00
PMG-63	0.067	0.0389	-	15.31	1.09	0.00	16.40
PMG-64	No data suficiente						0.00
PMG-65	0.0923	-0.021	0.0003	21.13	-0.60	0.01	20.54

Los datos de precipitaciones entre septiembre 2012 a abril 2013 fueron tomados de los registros de precipitaciones de la página de SENAMHI (Servicio Nacional de Meteorología e hidrología del Perú) para poder hacer una comparación directa (véase figura 5.37); los registros muestran valores de 13.7 mm en septiembre del 2012, que fueron incrementando gradualmente hasta diciembre con 78.1 mm.

Para el mes de febrero, se registró el pico máximo, con 119.4 mm, casi la suma de los dos meses anteriores. Esta intensidad de lluvias continuó por todo el mes de marzo, disminuyendo en abril.



Figura 0.37 Gráfico de las precipitaciones mensuales de estación San Mateo

En el sector de la quebrada Pucruchacra las velocidades netas se clasifican como extremadamente lentas a lentas (de 0.20 a 1.14 mm/día); notándose que los incrementos de velocidad llegan a ser 10 veces mayor que las velocidades de los primeros 8 meses de registro (desde julio del 2012 hasta inicio de marzo del 2013), con desplazamientos abruptos. Incluso, durante el mes de abril continuaron las altas velocidades, aunque las mismas eran inferiores respecto a los desplazamientos.

Los movimientos que se registraron en marzo y abril del 2013 en toda la ladera, pueden ser útiles para predecir el tipo de movimiento que se puede generar en el futuro, correlacionando precipitaciones y desplazamientos podemos esperar este tipo de comportamiento luego de cada período de lluvia. En el lapso de control de movimiento fue determinado un retraso de casi un mes entre el inicio de las precipitaciones y el aumento de los desplazamientos.

De la figura 5.38 notamos que la velocidad de desplazamiento es mayor en el sector sur que en el sector norte.

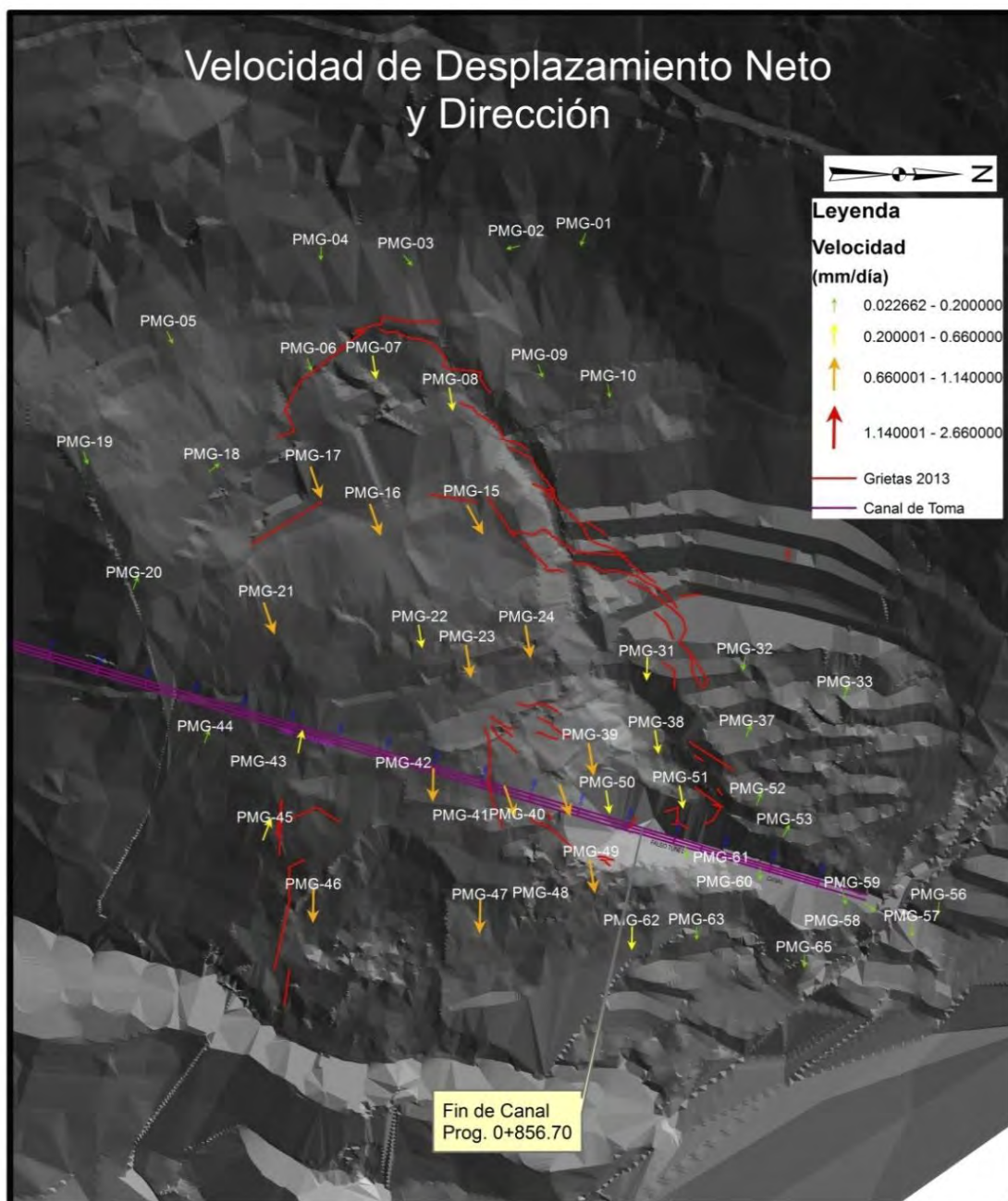


Figura 0.38 Mapa con velocidades de movimiento registrado para cada hito

Otro análisis de los desplazamientos muestra que los desplazamientos verticales en la cabecera y en el pie del deslizamiento son mayores hasta en 2.6 veces; mientras que

en el cuerpo en general los desplazamientos horizontal y vertical son parecidos. La figura 5.39 muestra a continuación el resultado de este análisis.

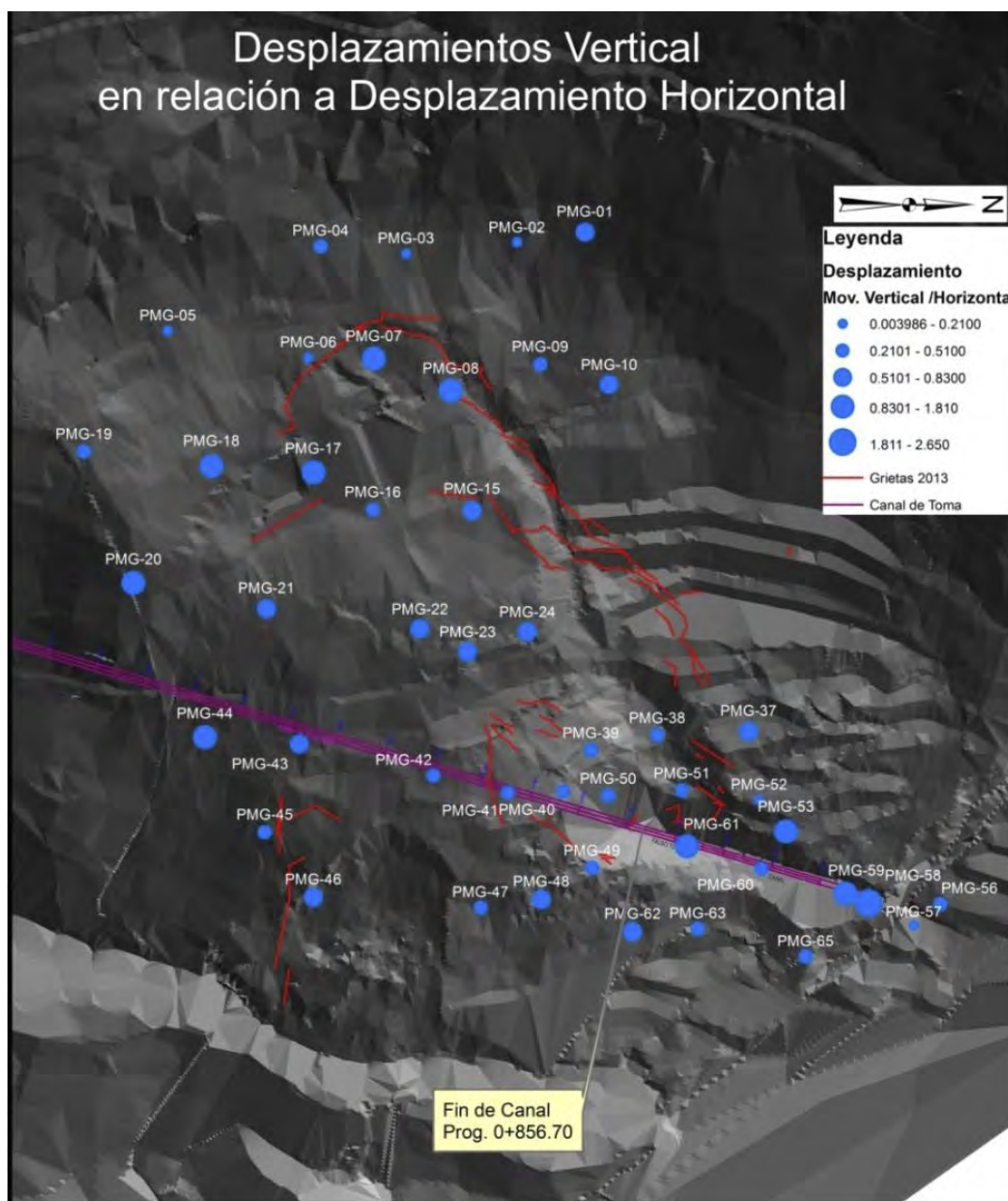


Figura 0.39 Mapa de relación entre desplazamiento vertical y horizontal

La figura 5.40 muestra el efecto retardado de las precipitaciones sobre el incremento de la velocidad, desde el mes de noviembre del 2012; que luego se aceleran en el mes de febrero hasta abril a pesar de disminuir las precipitaciones.

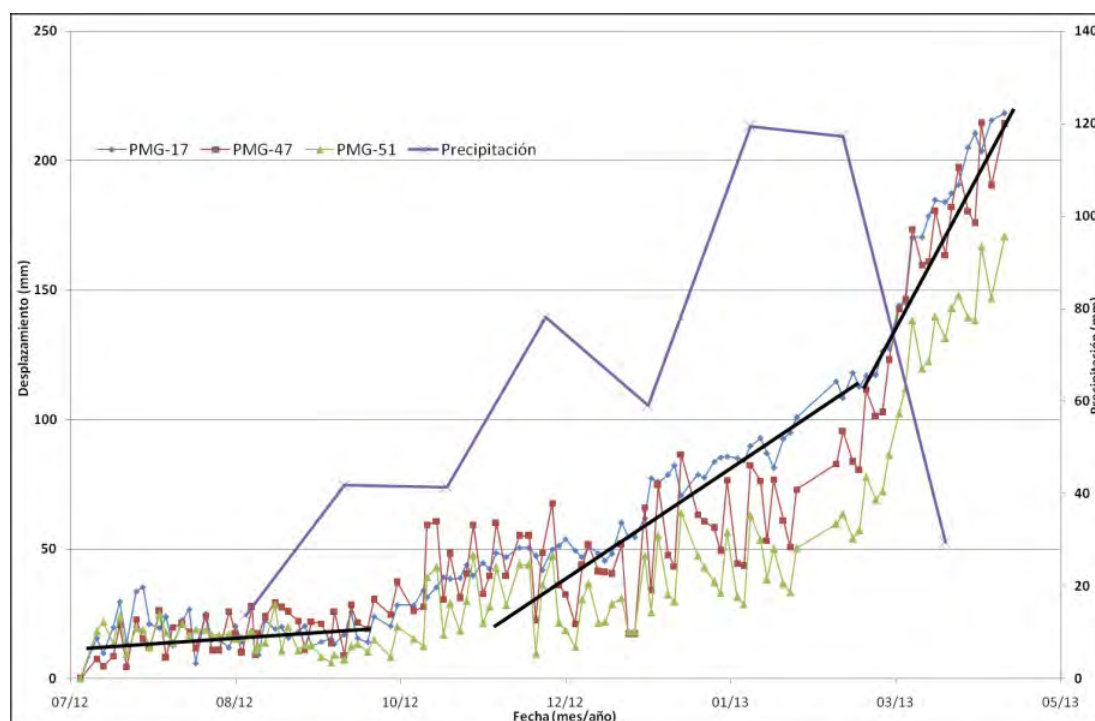


Figura 0.40 Comparación entre la evolución del desplazamiento acumulado y la precipitación

5.4 Inspección visual del deslizamiento

Generalmente, las grietas en el cuerpo del deslizamiento permiten la infiltración rápida de las aguas de precipitación fluvial lo cual favorece a una evolución mayor del movimiento del deslizamiento; por esta razón es importante vigilar la evolución de las grietas.

En el curso de las investigaciones efectué varias inspecciones visuales que consistieron en la observación geomorfológica de los indicios de movimientos del terreno como son las grietas y la aparición de flujos de aguas. Durante las primeras apariciones de las grietas los sectores inspeccionados de la ladera fueron los alrededores de la zona del canal, la zona de cobertizo y la parte alta de la zona sur; pues en estos sectores las grietas tenían una rápida evolución.

A fines del año 2010, las primeras grietas aparecieron en la zona de cobertizo y en algunos sectores de la margen derecho de la quebrada Pucruchacra, las grietas eran de corta longitud (< 2 m) y fueron identificadas en diversas partes de la ladera sin mostrar alguna relación entre ellas.

En el año 2011 a fines del mes de marzo después de la temporada de lluvias las grietas tuvieron una rápida evolución mostrando una configuración mas definida del deslizamiento, en el que se pudo caracterizar varias grietas principales que mostraban desplazamientos verticales mayores a los desplazamientos horizontales y sus longitudes habían aumentado hasta un máximo de 20m. Las principales grietas estaban situadas en la zona de arranque del deslizamiento; las grietas de menor importancia estaban en el cuerpo de deslizamiento, siendo varias de ellas transversales al mismo. La principal característica de las grietas era su discontinuidad aparente presentando algunos espaciamientos de 1 m. entre grietas que finalmente conformaban una sola de gran tamaño; como fue el caso de grietas ubicadas en la zona de arranque y en los sectores cercanos a los taludes de carretera y del canal de conducción de la central; estas grietas definieron varias zonas potenciales de derrumbe.

Por la morfología que presentaban las grietas y sus características se pudo confirmar la existencia de una zona activa con una deformación de la ladera situada principalmente en la parte alta de la zona sur y zona del cobertizo donde las grietas profundizaban hasta mas de 5m. En el mes de abril del 2011, las grietas definieron la configuración del deslizamiento, lo que confirmó la reactivación de este. La reactivación había sido precedida por deformaciones superficiales de suelos con múltiples agrietamientos locales.

El 16 agosto del 2011 se produjo el deslizamiento en la carretera, lo cual generó la aparición de más grietas de tracción paralelas al talud con lo cual se creaba una zona de retroceso de taludes de 30 m de ancho, con grietas abiertas de grandes longitudes, que se desplazaba en dirección a la carretera.

En octubre del 2011, una gran cantidad de grietas se habían formado en el terreno, las cuales presentaban longitudes, aberturas y desniveles notables; siendo las más importantes las grietas situadas en el sector de cobertizo cuyas longitudes de estas superaban los 100m.



Una característica de los movimientos era que los desplazamientos verticales de las grietas en diferentes zonas del deslizamiento, principalmente en la zona de arranque tuvieron una mayor evolución comparados a los desplazamientos horizontales, las fotos muestran la forma y desplazamientos de las grietas más importantes en diferentes fechas.

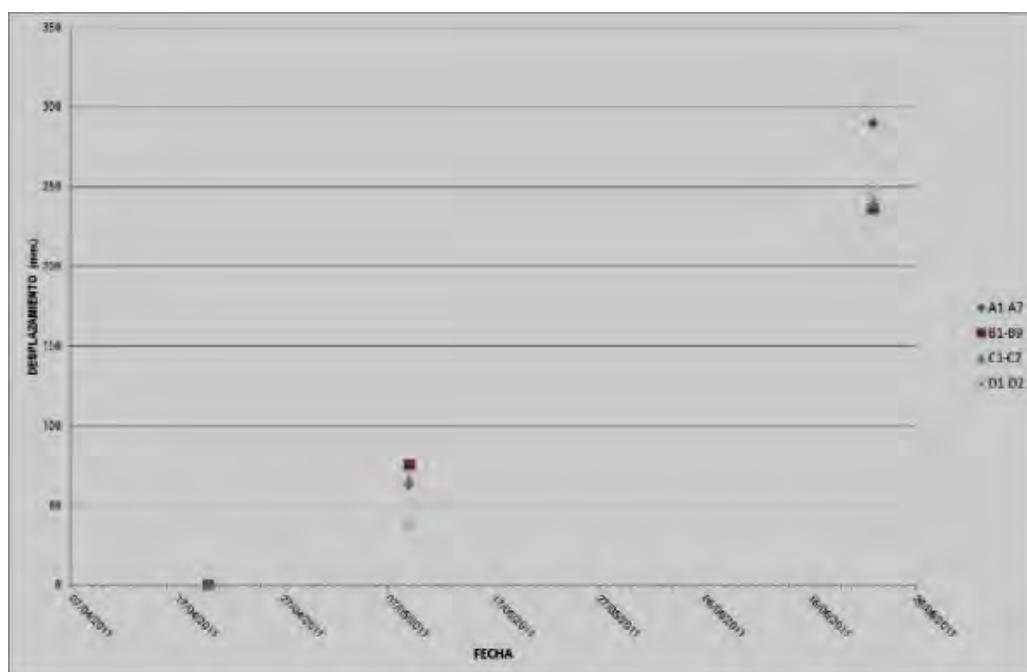
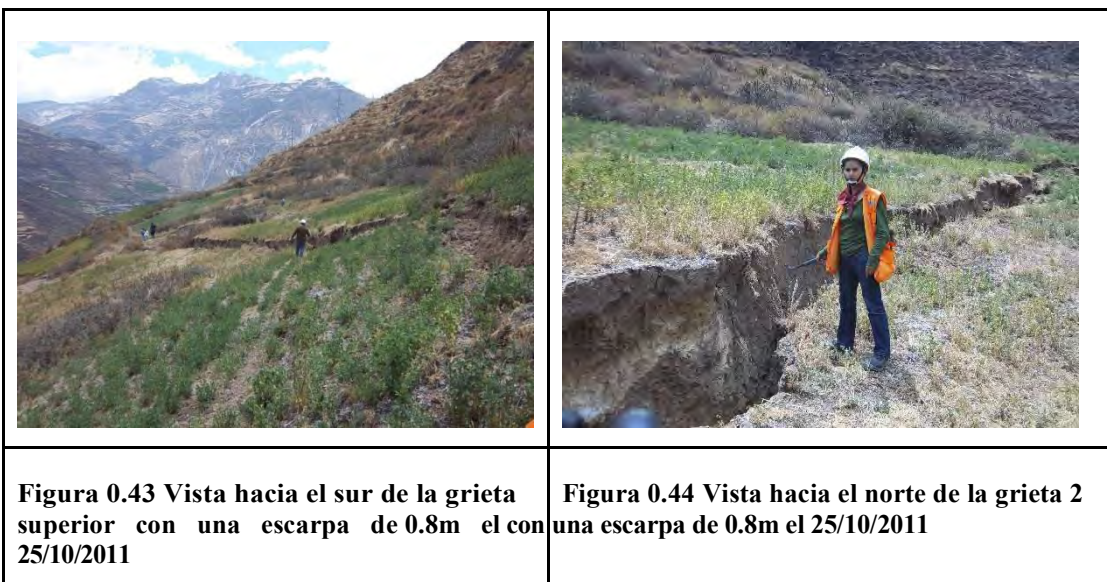


Figura 0.45 Evolución de la distancia entre los hitos colocados en las grietas en 2011

De otra parte el desplazamiento total de la grieta ubicada en parte alta de la zona sur de la ladera fue significativa (hitos D1 y D2), siendo este similar a los desplazamientos entre los hitos A1 a A7, B1 a B9 y C1 a C7 (cobertizo) tal como se muestra en la figura 5.32 lo que sugería que los movimientos de las grietas en la zona

de cobertizo y parte alta de la zona sur tienen una relación directa en el espacio (Figura 5.45).

Durante la inspección se pudo observar que muchas de las áreas de cultivo de la ladera, principalmente aquellas adyacentes a las zonas del cobertizo y a los hitos de control extensométrico, eran regadas mediante aspersión constantemente, en donde se multiplicaron el número de grietas de grandes dimensiones.

Varias filtraciones de agua fueron observadas en diferentes puntos al fondo de la quebrada Pucruchacra, principalmente en su parte baja, cercana a la zona de canal, en torno al portal de conducción y en la zona de derrumbe los cuales estaban relacionados al plano de falla.

En noviembre 2013 nuevas grietas fueron registradas, estas estaban asociadas a las obras de estabilización, que se habían iniciado en el año 2012 como parte del plan de emergencia para estabilizar el deslizamiento. Las grietas que se observaban en los taludes de corte de estabilización eran de diferentes longitudes y direcciones; las grietas se extendían desde la cota 3220 hasta la 3165 (véase plano 13); estas grietas fueron levantadas con topografía. De acuerdo a la información del personal de Volcán estas grietas fueron vistas en los taludes desde el inicio de los trabajos de corte, en noviembre 2012.

Tal como se observa en los planos 11 y 13 la ubicación de las grietas coincide con otras ya existentes que fueron cartografiadas en el año 2011; por lo que el origen de las grietas estaría relacionado al deslizamiento que afecta la ladera Pucruchacra y corresponderían a la zona de arranque del deslizamiento; ya que sobre estas no se habían identificado otras grietas.



Figura 0.46 Vista de los trabajos de retaludamiento y la grieta principal

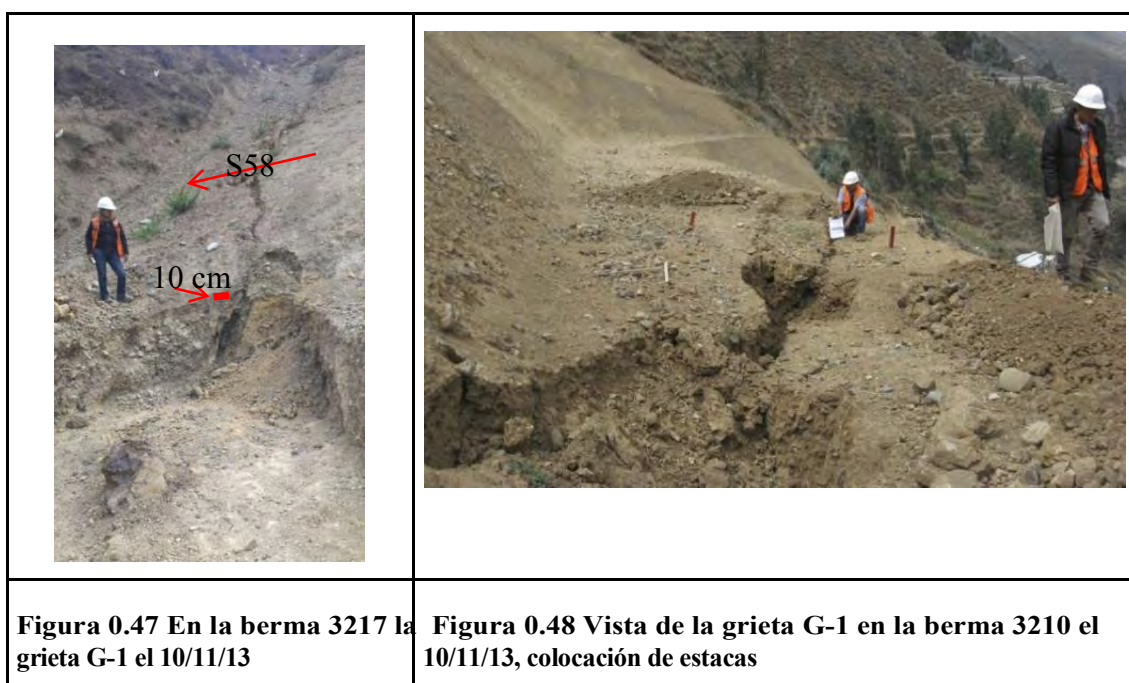
Es muy probable que debido a los trabajos realizados de movimiento de tierras las grietas hayan sido cubiertas por el terreno y que en el transcurso del tiempo, las precipitaciones fluviales y las nuevas condiciones geomorfológicas; las grietas se hayan expuesto presentando además la evolución de su movimiento. De manera general mencionaremos las condiciones y características más relevantes de las grietas principales que han evolucionado considerablemente entre los meses de noviembre y diciembre:

- Las grietas G-1 y G-3 son las grietas principales que en el sector norte delimitan la parte estabilizada del deslizamiento con aquella donde se observaron movimientos, estas grietas tiene una longitud continua de

80 y 60 m respectivamente; su arranque desde la zona alta coincide con las grietas reconocidas y cartografiadas anteriormente es decir con las grietas de arranque del deslizamiento general. Debajo de la cota 3195 la grieta G-1 se amortigua y desaparece progresivamente; en cambio la grieta G-3 cambia de dirección de N20°E a N40-50°E prolongándose hasta la cota 3165 donde se puede inferir que continua.

- Las grietas G-1 y G-2 se originaron en material gravoso; en la cota 3017 la grieta G-1 fue excavada mediante una calicata de 0.90 m (véase figura 5.48) en un material gravoso en donde se observó el plano de falla de 10 cm de espesor. Debajo de la cota 3210 las grietas G-2 y G-3 continúan en un material gravo-arenoso a areno-arcilloso; es en este tipo de material donde ocurre la mayor deformación (salto o asentamientos y expansión del material) tal como se observa en las figuras 5.37 y 5.38. Estas grietas fueron excavadas y rellenadas en algunas partes por el personal de Volcán.

De otro lado, en la cara de talud con cota de 3196.5 msnm; se expone el plano del antiguo deslizamiento general que afectaba al sector norte (Figura 5.36), quien está cortando casi-horizontalmente el talud. Dicho plano ocurre en el contacto roca-depósito coluvión, este último es un material gravo arcilloso con mediana plasticidad y no se evidencia la presencia de agua. Las grietas G-1 y G-2 cortan dicho plano de deslizamiento notándose que tienen diferentes direcciones de movimiento.

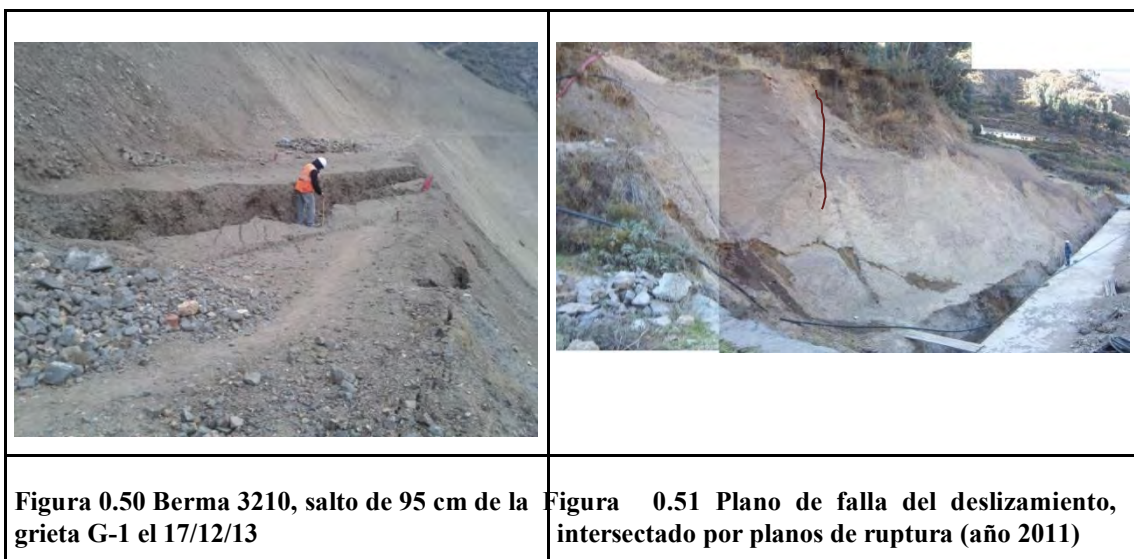


En el sector situado en el margen derecho de la quebrada Pucruchacra se observan tres grietas de longitud y continuidad notables denominadas G-A, G-B y G-C (figura 5.33); estas grietas se extienden entre las cotas 3210 hasta la cota 3165 y ocurren en material gravoso, los planos de corte se observan tanto en superficie como en las diferentes calicatas excavadas por el personal que trabaja en las obras de estabilización del deslizamiento sur. Estas grietas permitieron definir y prever la formación de una masa del deslizamiento que tomaría un comportamiento particular.

Las grietas denominadas G-A y G-B presentan aberturas menores a 10 cm y saltos verticales orientados hacia el NE. La grieta denominada G-C, presenta un desplazamiento vertical (salto) hacia el SE (véase figura 5.3); esta última dirección nos indicaría el límite de un sector en movimiento hacia el SE. Otras grietas de longitud menor de 5 m se observan en las bermas y taludes cortando el macizo rocoso intensamente fracturado.

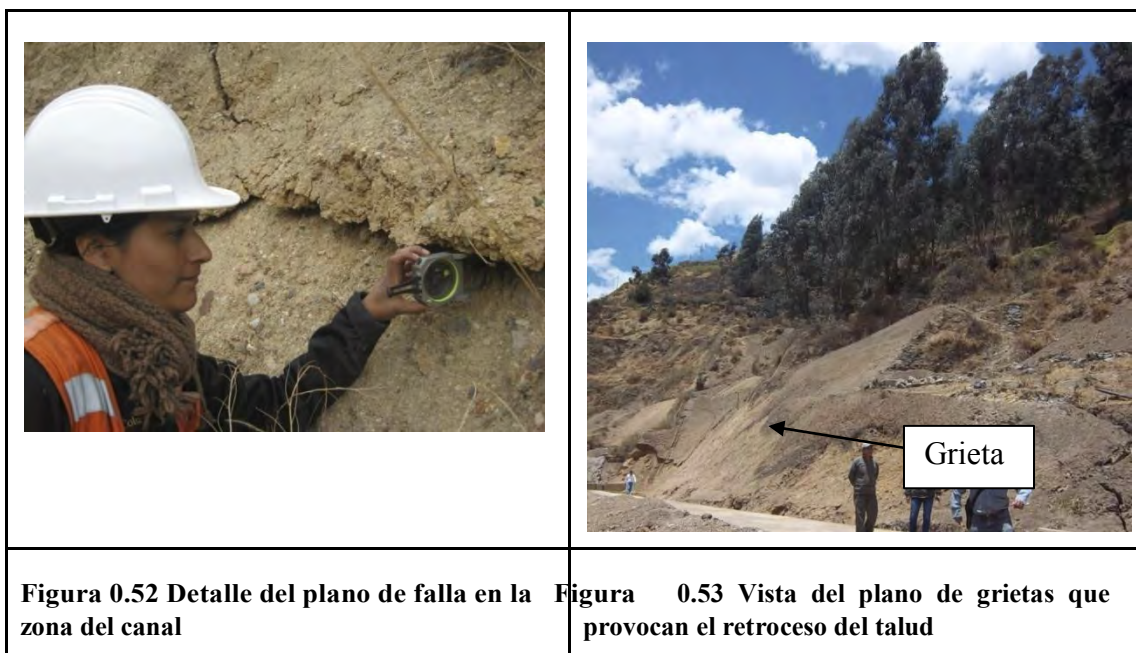


Figura 0.49 Plano de falla del antiguo deslizamiento en el talud de cota 3195 msnm el 10/11/13



Desde el año 2011, alrededor del canal y del falso túnel se han observado numerosos planos de ruptura situados en los taludes cercanos al canal y sobre el falso túnel; estos planos ocurren siempre en material gravo-arenoso. Los planos de ruptura situados en el talud de rumbo $N15^{\circ}E$ tienen una dirección de movimiento igual a $S70^{\circ}E$. En este talud se observó el plano principal del deslizamiento (véase figura 5.51), el cual se prolonga hasta el sector sur, atravesando la quebrada Pucruchacra. Las masas limitadas por estos planos de ruptura se encuentran en un estado crítico de

estabilidad siendo susceptibles a un colapso. Si bien los movimientos en las caras de los taludes no son muy evidentes los controles topográficos indicaron que los movimientos (ítem 3) fueron rápidos en este sector.



De una manera rudimentaria en noviembre del 2013, se procedió a controlar las grietas, colocando estacas de manera perpendicular a las grietas más importantes G-1 y G-2; notándose que en un mes y medio el desplazamiento entre los labios de las grietas alcanzaron los 60 cm (figura 5.54) con desplazamientos verticales (salto) superiores a los desplazamientos horizontales. Otras distancias no variaron pues otras grietas evolucionaron más rápido.

A pesar que los movimientos en el sector norte mostraron cambios geomorfológicos significativos en la ladera (véase figura 5.50), las velocidades máximas alcanzadas aún fueron clasificadas como lentos según la escala de Cruden y Varnes (1996).

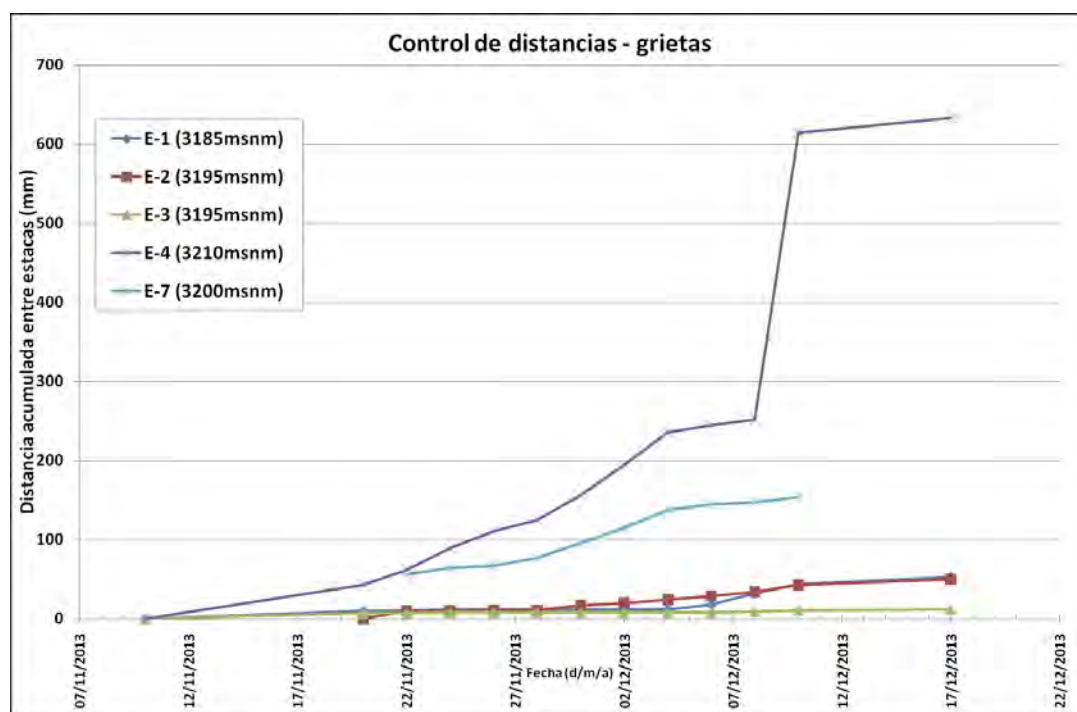


Figura 0.54 Evolución de las distancias entre estacas que controlan grietas

En la parte superior del sector deslizado hacia la carretera central (sector sur del deslizamiento), el terreno fue cortado en bancos de 1m (anexo 3), exponiéndose la roca meteorizada. Las grietas de tracción en este sector son numerosas, siendo todas paralelas a la escarpa del deslizamiento con una dirección N15°E. Las grietas están espaciadas entre sí por una distancia de 1 a 2 m y remontan hasta unos 15 m ladera arriba; sus longitudes son de 20 m con aberturas que evolucionaron rápidamente habiendo provocado numerosos deslizamientos hacia la carretera, los cuales han provocado su cierre temporal.

Además, debemos mencionar que los trabajos para la realización de drenajes en la zona sur consto de excavaciones, muchas de ellas se efectuaron en las grietas principales; de acuerdo a la recomendación referente a obras de drenaje para estabilizar deslizamientos, esta práctica es perjudicial pues favorece a la infiltración de las aguas en los planos de ruptura.



Figura 0.55 Vista de las excavaciones para la instalación del drenaje



Figura 0.56 Materiales para el drenaje, tubería perforada y geotextil



Figura 0.57 Reperfilamiento en la zona arriba del deslizamiento en agosto del 2011



Figura 0.58 Grietas longitudinales y paralelas al talud de la carretera en el reperfilamiento



5.5 Evaluación de la evolución del deslizamiento

La evolución del deslizamiento Pucruchacra después de su reactivación fue evaluado considerando sus características mas relevantes como son los factores que detonaron la reactivación, las características del terreno, los resultados e interpretaciones de la auscultación y las inspecciones del terreno.

5.5.1 Características del deslizamiento

El deslizamiento está clasificado como **activo** ($v > 10$ cm/año); el plano del deslizamiento está a una profundidad máxima de 26 m lo que clasifica como **poco profundo** (10-30 m). Por su velocidad (5.36 mm/s), según Varnes esta clasificado como **lento**. La inestabilidad se extiende a ambos lados de la quebrada Pucruchacra entre las cotas 3103 a 3275 msnm. La cabecera del deslizamiento en su parte más

alta tiene una gran escarpa de 1.50 m, la cual ha tenido en las partes más bajas (zona de cobertizo) una escarpa de casi 2.10 m.

En la siguiente figura se muestra las diferentes fases de actividad de un deslizamiento, en el fue proyectado la actividad del deslizamiento Pucruachaca.

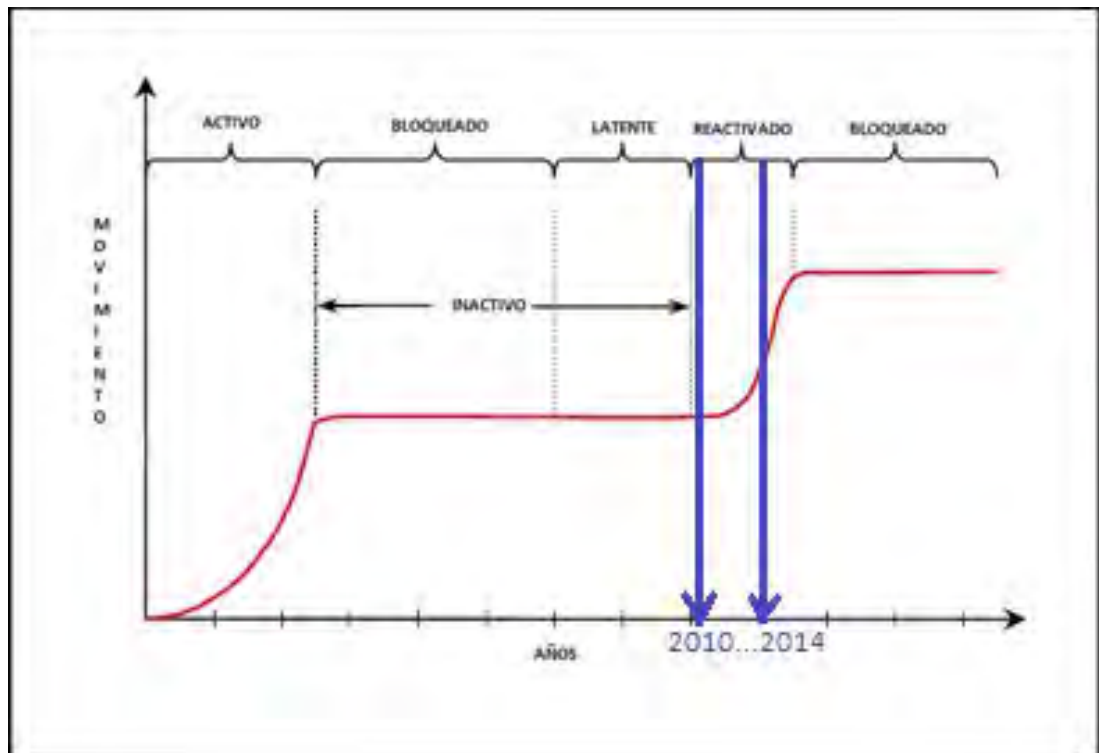


Figura 0.61 Fases de un deslizamiento; proyección del deslizamiento Pucruachaca

5.5.2 La evaluación del deslizamiento

La evolución del deslizamiento Pucruachaca ha estado relacionada principalmente a las condiciones geomorfológicas, pluviométricas y a las deformaciones internas del terreno que ocurrían de un año a otro.

La hipótesis más justificada que yo sostengo sobre la reactivación del deslizamiento de la ladera Pucruachaca fue provocada por el riego por aspersión indiscriminada con

inundación de las áreas de cultivo de plantas menores, estos últimos instalados en el año 2007.

Esta hipótesis esta sostenida en la presencia de superficies de falla pre-existentes, que disminuyen considerablemente la resistencia al corte de los antiguos planos de deslizamientos, así como las características del terreno; en las investigaciones geotécnicas siendo la mas fiable la excavación de calicatas ya que interceptaron al plano de deslizamiento donde se observó que el agua de regadío filtraba inmediatamente hacia el plano de deslizamiento y descendía a través él; así como la configuración geomorfológica de la zona reactivada son el sustento para esta hipótesis.

Además, durante el corte de taludes realizado en el año 2012, entre las cotas 3195 y 3200 se reconoció el plano de falla del antiguo deslizamiento Pucruchacra, dicho plano de falla esta fuera del área en movimiento delimitado en el año 2011, siendo este otro sustento de la hipótesis sobre el origen de la reactivación de un antiguo deslizamiento cuya cota arranque, en el sector norte, seria mayor al del actual deslizamiento.

La evolución de los movimientos estuvo condicionada por los factores geotécnicos y geomorfológicos. Así se pudo observar que las grietas situadas en la margen izquierda de la quebrada Pucruchacra; han presentado una rápida evolución en su deformación (principalmente vertical) ocurren en suelos areno-arcillosos situados muy cerca del contacto con un material gravoso que favorecen una rápida infiltración del agua de las precipitaciones fluviales (en este terreno no se han observado huellas de escorrentías). En la margen derecha no se observó una rápida evolución del

movimiento en las grietas principales debido a que las grietas y los planos de ruptura de estas ocurren en una roca altamente meteorizada que presentaría mayor resistencia.

De otro lado las grietas y planos de ruptura internos de la masa en movimiento han modificado la estructura del suelo y del macizo rocoso; favoreciendo o condicionando que los movimientos puedan ocurrir sobre estos planos que tienen una resistencia reducida y una alta inclinación. Asimismo la abertura de las grietas así como su longitud expuesta favorece a la conducción de aguas de filtración y por tanto a una aceleración del movimiento.

Las condiciones geomorfológicas tales como las moderadas a altas pendientes (ver planos de pendientes) fueron condicionantes para la reactivación del deslizamiento; en octubre del 2013 estas condiciones fueron modificadas en gran parte por los diversos trabajos para la estabilización de la ladera emprendidos por Volcan (dueño de la central hidroeléctrica) y por el gobierno Regional de Lima; habiendo aumentado las zonas de altas pendientes. Los nuevos cortes de talud han afectado de alguna forma la estabilidad del deslizamiento en el sector de las obras de conducción de la central (véase plano 13), pues la geometría del deslizamiento fue modificada; exponiendo en las caras de taludes varios planos de ruptura interna de la masa en movimiento, lo que ha generado inestabilidades o rupturas localizadas tal como se observa en los taludes situados entre las cotas 3185 a 3200 (figura 5.48). La nueva configuración geomorfológica de una parte del pie del deslizamiento en este sector probablemente ha provocado un nuevo reordenamiento en las fuerzas que actúan sobre el deslizamiento.

Las fuertes precipitaciones pluviales en el curso de los años de estudio (2011 a 2013) han jugado sin duda un rol preponderante en la actividad del deslizamiento; pues son el factor detonante de la aceleración de sus movimientos. Las precipitaciones, en el corto plazo, registradas en los meses de noviembre y diciembre del 2013 fueron sin duda el principal factor detonante de la aceleración de movimiento pues provocó el aumento de las presiones hidrostáticas y del peso del material sobre el plano del deslizamiento así como la disminución de la resistencia del material.

En el transcurso de los años, las velocidades del deslizamiento han tenido fases de aceleración rápida y fases de desaceleración con velocidades extremadamente lentas. Las fases de aceleración rápida engendraron cambios significativos en la morfología del deslizamiento, una de esas fases tuvo inicio el 16 de agosto 2011 cuando se deslizó una parte de la masa del deslizamiento, la cual formaba el talud de la carretera central (Km. 92+300).

La ladera Pucruhacra fue dividida en varios sectores, las cuales presentan diferentes direcciones y velocidades de movimiento; numerosas grietas de tracción delimitaron y delimitan dichos sectores. Entre los meses de febrero a marzo y de noviembre a diciembre del 2013 las velocidades se aceleraron lo que modificó la morfología de la quebrada Pucruhacra; notándose también movimientos diferenciales entre varios sectores del deslizamiento cuyas velocidades permiten deducir que el deslizamiento estaría conformado por varios “bloques” cuyos planos de falla probablemente coinciden con el deslizamiento general.

Un argumento valedero que sostiene esto es que parte del deslizamiento, ubicado ladera arriba del canal pudo ser estabilizado solo con el re-perfilamiento de taludes.

Además una parte del deslizamiento tiene un movimiento direccionado hacia la carretera central.

Desde 2010, el deslizamiento presentaba movimientos particulares en varios sectores, los cuales han sido definidos ya sea por los movimientos superficiales y/o por la auscultación (anexo 2).

En la parte central del deslizamiento; precisamente alrededor de la quebrada Pucruchacra. El sector está afectado por los desórdenes de las grietas de tracción (de longitudes considerables) que a fines del año 2013 presentó evoluciones rápidas en su movimiento.

En el período de auscultación topográfica entre agosto del 2012 a abril 2013 los registros muestran que los mayores desplazamientos se observan en la zona media y pie del sector Sur. Según la dirección de movimiento, es posible sectorizar el deslizamiento en tres partes. Alrededor de la quebrada Pucruchacra, los movimientos tienen una dirección de movimiento entre $N75^{\circ}$ - 80° E, con un promedio de $N77^{\circ}$ E, la cual va en dirección del canal con el túnel. Otro sector ubicado ladera arriba adyacente a la carretera central tiene una dirección $N90^{\circ}$ E, dirigiéndose hacia el talud de la carretera central. El sector superior de este último tiene direcciones de $N65^{\circ}$ a 80° E.

Los registros muestran que es evidente que todo el sector sur del deslizamiento presenta los mayores desplazamientos netos y las mayores velocidades con respecto al sector Norte, siendo por lo tanto esta primera la zona más activa del deslizamiento. Esta mayor actividad puede estar relacionada con la génesis de las grietas aparecidas en octubre del 2013 en el sector Norte, las que dieron una nueva configuración al

deslizamiento como consecuencia de los cortes de talud para la estabilización del sector que afectaba directamente a las obras de conducción de la C.H. Huanchor. La actividad del sector Sur probablemente tenga una influencia directa con el sector norte, arrastrando al material contiguo, y por lo tanto generando las grietas en los bancos de estabilización construidos.

El cuerpo del deslizamiento que esta actualmente activo ocurre principalmente en roca argilizada, moderadamente fracturada y medianamente meteorizada.

5.6 Modelo cinemático del deslizamiento

Si bien es difícil de reconocer el mecanismo al origen de ruptura de las laderas, conforme a los datos obtenidos de las diferentes investigaciones, observaciones y auscultaciones del deslizamiento, trato de sugerir un modelo cinemático del movimiento del deslizamiento Pucruhacra, el cual es para mi un deslizamiento complejo debido al comportamiento que ha presentado en donde hubieron derrumbes y algunos sectores han evolucionado más rápido que otros.

Los movimientos de superficie así como los desórdenes geomorfológicos indican que el movimiento tridimensional es complejo suponiéndose la existencia de un plano de falla general en donde existen bloques rígidos separados por los planos de ruptura inclinados con pendientes elevadas hacia aguas abajo y que estarían a diferentes estados de evolución lo que nos permitiría explicar los movimientos observados en superficie. El modelo implicaría que la resistencia global de la estructura aún continúa evolucionando hacia sus características residuales. Las observaciones en campo también nos indican que estos bloques rígidos estarían sufriendo una

deformación y desplazamientos internos debido a que han sido interceptados en su pie o en otro sector del deslizamiento por los cortes de talud. Dentro de cada bloque existen varias grietas.

Las áreas que podemos dividir según la configuración de las grietas, las velocidades de movimiento y al comportamiento que han presentado son las siguientes:

- El bloque 1 cubre superficialmente suelo de origen coluvial de poca cobertura, inferior a 3 m, y una roca argilizada, altamente meteorizada, las velocidades de este bloque y su dirección de movimiento son lenta y N70°E respectivamente.
- El bloque 2 esta situado en la zona de la quebrada y presenta derrumbes o colapsos en el pie y tiene una forma de cuña. El área cubre tres materiales diferentes como son la arena gravosa, la grava y la roca argilizada y altamente meteorizada; el área aproximada es de 13 500 m², con una profundidad aproximada de 16 m, la dirección de movimiento es N77°E; la velocidad de movimiento es lenta.
- El bloque 3 esta direccionado hacia la Carretera Central (E a SSO), este sector tiene grietas paralelas al talud que causan retroceso al talud de la carretera, provocando colapsos de material, este sector influye directamente en la estabilidad del sector 1, pues es el pie del deslizamiento.
- El bloque 4, es el sector que presenta menor movimiento, las escarpas de este sector han sido inferiores de 1 m y hubo un colapso de material en el 2012, las velocidades son extremadamente lentas.

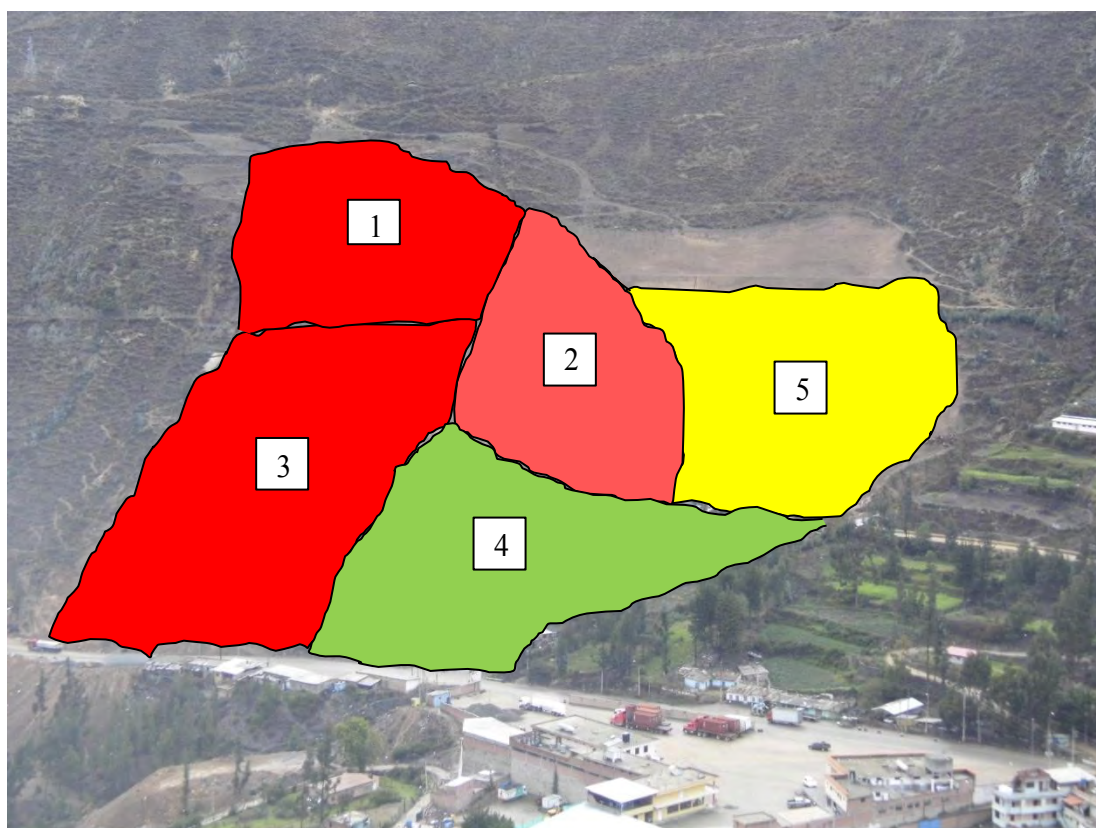


Figura 0.62 División por bloques del deslizamiento Pucruchacra.

- El bloque 5, situado en la parte inmediatamente superior al canal, esta completamente conformado por suelo coluvial; corresponde a la zona que estuvo mas activa en el deslizamiento en el que se observaron evoluciones mas rápidas como las escarpas, esta zona después de los cortes de talud se estabilizaron completamente.

5.7 Pronóstico del deslizamiento

El comportamiento presentado por el deslizamiento desde el año 2011 a la fecha indica que un gran sector de este está aún lejos de una posición en equilibrio; debido principalmente a la ausencia de medidas de estabilización de la masa mayor (bloques

1, 2 y 3); la cual presenta épocas de aceleración y desaceleración de sus movimientos.

El pronóstico referido a la evolución de la actividad del deslizamiento del sector que pone en riesgo las estructuras de la Central Hidroeléctrica de Huanchor está basado principalmente en las observaciones en campo de los factores que influyen en la estabilidad del deslizamiento y del monitoreo topográfico realizado por Volcán; las observaciones fueron efectuadas en el pasado y en la actualidad.

Si bien es difícil prever con exactitud cuándo se producirán los colapsos de las masas que se encuentran en estado crítico, tales como las masas situadas en el talud de la Carretera Central y en el talud adyacente al canal, y que volumen y área serán deslizados; podemos decir que en el curso de los próximos meses bajo las condiciones tanto geomorfológicas como hidrológicas en tiempo de lluvias:

- Los movimientos continuaran provocando probablemente la formación de nuevas grietas de tracción que definirán el área de rotura inmediata direccionada hacia el falso túnel. Conforme a la aceleración del movimiento registrada por el control topográfico en el mes de marzo del 2013; el cual coincide con el fin del período de lluvias, es de esperar que este comportamiento de aceleración se repita al finalizar los períodos de precipitaciones pluviales en los próximos años.
- Los bloques definidos por las grietas ya existentes y que están situados cerca del canal y del talud de la carretera colapsarían

provocando probablemente una sucesión de movimientos de los otros bloques (arrastre).

- La ocurrencia de un sismo de gran magnitud (> 7 en la escala de Richter) provocaría tal vez el colapso o un gran desplazamiento de los bloques 2 y 3. No se puede cuantificar exactamente los desplazamientos de la masa.

CONCLUSIONES

El deslizamiento Pucruhacra corresponde a la reactivación de una parte de un antiguo deslizamiento ubicado en la ladera Pucruhacra.

Los estudios realizados entre los años 2011 a 2013 permiten concluir que el factor detonante para la reactivación del deslizamiento fue el agua usada por el hombre, quien por sus actividades modificó las condiciones de equilibrio del antiguo deslizamiento, pues fue la concentración de las aguas de riego no controladas (canales no recubiertos y riego indiscriminado) lo que dio origen a la reactivación del deslizamiento.

El deslizamiento Pucruhacra está conformado por roca y suelo, los suelos son de origen coluvial y aluvial y la roca andesita es del Grupo Rímac. La roca está altamente alterada por argilización y por fluidos hidrotermales, altamente meteorizada y triturada.

El deslizamiento cubre un área aproximada de 73,200 m² y pone en riesgo las obras de conducción de la central hidroeléctrica Huanchor y la vía de tránsito Carretera Central así como las casas aledañas situadas en la ladera.

Con respecto a la superficie de la ladera la napa freática del sitio está a una profundidad mayor de 35 m. El deslizamiento está asociado a una napa colgante, la

cual es alimentada por las infiltraciones de las aguas de lluvia que caen sobre la superficie del deslizamiento y de las aguas captadas por la cuenca, aguas arriba del deslizamiento.

La reactivación del deslizamiento fue precedida por deformaciones del terreno y por agrietamientos desde el año 2010, los desórdenes tuvieron una evolución rápida durante los meses marzo a abril del año 2011 que configuraron la geomorfología superficial y la dimensión del área del deslizamiento.

La auscultación topográfica demuestra que el deslizamiento presenta épocas de aceleración al comienzo de la época de lluvias (noviembre a diciembre) y tiene una máxima aceleración en el mes de marzo; en el mes de abril los movimientos desaceleran.

El deslizamiento es complejo tanto en su configuración como en su cinemática, esta dividido en cinco bloques, los cuales presentan movimientos diferentes, pero que están relacionados entre sí.

La instalación de inclinómetros en el deslizamiento permitió definir las profundidades del plano del deslizamiento, mas este instrumento tuvo un corto tiempo de uso debido a que los desplazamientos son significativos para las deformaciones que puede aceptar el tubo inclinométrico.

El deslizamiento Pucruchacra es un peligro latente para la vida humana; que conjugado a circunstancias tales como sismos o precipitaciones pluviales de gran magnitud, podría provocar una catástrofe.

RECOMENDACIONES

Se recomienda efectuar mediciones periódicas a lo largo de todo el año con la finalidad prever las medidas de control o de alerta a corto plazo. Actualmente, la vigilancia y control del deslizamiento solo se realiza por el sistema topográfico; el sistema cubre toda la superficie del deslizamiento; la Central Hidroeléctrica Huanchor efectúa las mediciones y control.

Por el peligro que representa y el alto riesgo, es recomendable crear un plan de alerta basado en la vigilancia continua del deslizamiento.

Con la finalidad de mejorar el modelo geológico-geotécnico del deslizamiento sur se recomienda efectuar investigaciones con perforaciones diamantinas e instalar inclinómetros que permitan definir con mayor fiabilidad el plano y el volumen de deslizamiento; los resultados de estas investigaciones por consecuencia mejorará el modelo cinético. Sería recomendable instalar los inclinómetros durante los meses de estiaje.

Por su tamaño y forma como ocurre el deslizamiento varios métodos de estabilización son necesarios para estabilizar esta gran masa, entre los métodos mas importantes están la captación de las aguas superficiales con canales de coronación y cunetas en la superficie del deslizamiento. También se recomienda reforzar el pie del

deslizamiento con algunas estructuras de contención tales como contrafuertes en el pie del deslizamiento. Finalmente deberán sembrar árboles que favorezcan la estabilidad del deslizamiento tales como el eucalipto.

BIBLIOGRAFÍA

1. COROMINAS I DULCET, JORDI, Ingeniería del terreno, Libro N° IV; Tipos rotura en laderas y taludes, 2004, Arias Montano-España; P. 191-213.
2. FE MÁRQUEZ MIGUEL; Manual de Ingeniería de taludes; Tipología y desarrollo de los movimientos; 1991, Monterreina-España.
3. GONZALES DE VALLEJO LUIS, Ingeniería Geológica, Edición 2004, Pearson education-España,
4. HERRERA RODRÍGUEZ FERNANDO, artículo Análisis de estabilidad de taludes, 2003.
5. INGEMMET, HUMBERTO SALAZAR DÍAZ, Geología de los cuadrángulos de Matucana y Huarochiri, Boletín 36, Hoja 24-k, Marzo 1983.
6. INTERREG IIIA, Systqme d'instrumentation, inventaire des méthodes et systqmes d'instrumentation.
7. LATELTIN et al, Instabilités de pente en terrain de flysh et changements climatiques. PNR 31, 1997.
8. LEROUX MARCEL, La dynamique du temps et du climat, 2da edición 2004, Dunod, P. 101-109.
9. LEROUEIL SERGE, LOCAT JACQUET; Landslide stages and risk assessment issues in sensitive clays and other soft sediments; Landslide Assessment, Cruden & Fell (eds) 1997 Balkerna, Rotterdam.Pag 261-269.
10. LEROUEIL SERGE, Natural slopes and cuts: movement and failure mechanisms. Géotechnique 51: 197-243.
11. MAGNAN JEAN PIERRE, Resistance au cisaillement, Techniques de l'ingenieur, 1991.

12. MORENO HERNÁN ALONSO, VÉLEZ MARÍA VICTORIA, MONTOYA JUAN DAVID, RHENALS REMBERTO LUIS. La lluvia y los deslizamientos de tierra en Antioquia: análisis de su ocurrencia en las escalas: interanual, intra-anual y diaria. Noviembre 2006.
13. OFFICE FEDERAL DE L'ENVIRONNEMENT (OFEV) Division Prevention Glissement de terrain, Article: Glissement de terrain Dangerosité et Surveillance, setiembre 2009.
14. OFFICE FEDERAL DE L'ENVIRONNEMENT (OFEV) División Prevention Glissement de terrain, Glissement de terrain, Dynamique, setiembre 2009
15. ORTUÑO ABAD LUÍS, Ingeniería del terreno, Estabilidad de taludes en suelo. Cálculo, 2003.
16. PARRIAUX AURELE, Hydrogeologie et glissements de terrain, concept et assainissement, gwa 11, 2010, pag. 979-985
17. POISEL RAINER, PRENCH ALEXANDER, Ingeniería del terreno, mecanismos de rotura inicial de taludes rocosos y sus modelos mecánicos, Arias Montano, 2004.
18. SERVICIO NACIONAL DE GEOLOGÍA Y MINERÍA, PUBLICACIÓN GEOLÓGICA MULTINACIONAL N° 4 Movimientos en masa en la región andina: Una guía para la evaluación de amenazas. Proyecto Multinacional Andina: Geociencias para las comunidades andinas, 2007
19. SOTO, J. GÓMEZ, A. GONZÁLEZ, J. REMONDO, J.R. DÍAZ DE TERÁN, A. CENDRERO Y J. ALCAIDE, Revista CyG, Evolución de los deslizamientos de ladera mediante su caracterización con Cs-137.
20. SUÁREZ DÍAZ JAIME, Respuesta Hidrogeológica de los deslizamientos de tierra. II congreso colombiano de Hidrogeología, Bucamaranga 2006.
21. SUAREZ DÍAZ JAIME, Deslizamientos y estabilidad de taludes en zonas tropicales, Caracterización de los movimientos, 2003.-Colombia.

ANEXOS

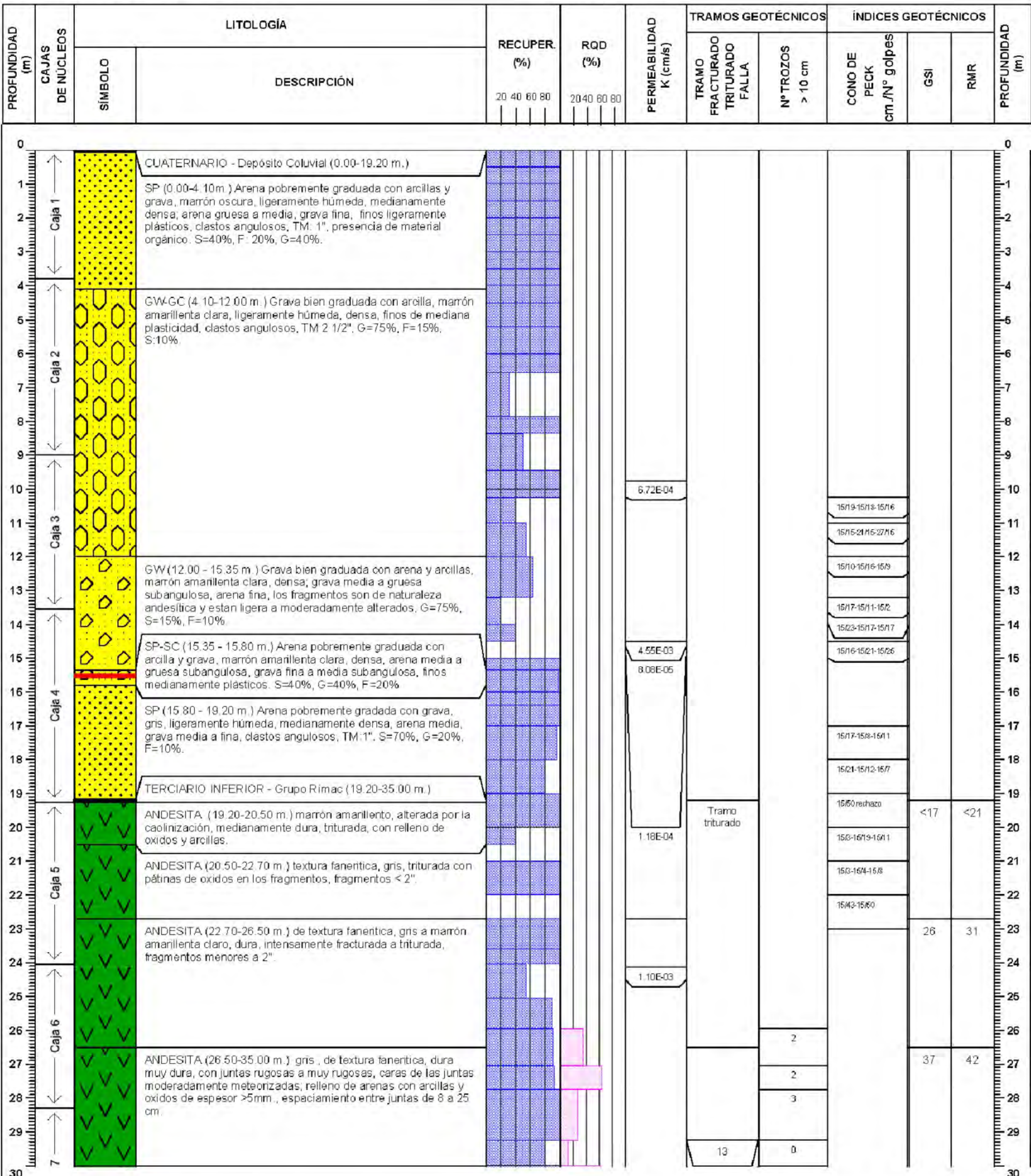
ANEXO 1:
**REGISTROS GEOLOGICOS GEOTECNICOS DE
PERFORACIONES**



EVALUACION GEOTECNICA DE LA ESTABILIDAD DE LA
**"ANÁLISIS DE LA REACTIVACIÓN Y EVOLUCIÓN
 DEL DESLIZAMIENTO PUCRUCHACRA"**
 REGISTRO GEOLOGICO Y GEOTECNICO
SONDEO: S-1



COORDENADAS : 357789.89 E, 8699413.78 N	MÁQUINA DE PERFORACIÓN: LY-38
COTA TERRENO: 3179.61 msnm.	SISTEMA DE PERFORACIÓN: Perf.Diamantina, Mét.Wire Line
PROFUNDIDAD DEL SONDEO : 35.00 m.	DIÁMETRO DE PERFORACIÓN: HQ3 (35.00 m.)
INCLINACIÓN Y DIRECCIÓN DEL SONDEO : Vertical	NIVEL PIEZOMETRICO: NO ALCANZADO
FECHA DE INICIO : 20/09/2011	REGISTRADO POR : RNH
FECHA DE TÉRMINO: 25/09/2011	APROBADO POR: OFS



OBSERVACIONES : Plano de deslizamiento a los 15.50 metros de profundidad.



EVALUACION GEOTECNICA DE LA ESTABILIDAD DE LA LADERA PUCRUCHACRA Y EL CANAL DE LA CC.HH. HUANCHOR
"ANÁLISIS DE LA REACTIVACIÓN Y EVOLUCIÓN DEL DESLIZAMIENTO PUCRUCHACRA"
 REGISTRO GEOLOGICO Y GEOTECNICO



SONDEO: S-1

COORDENADAS : 357789.89 E, 8699413.78 N	MÁQUINA DE PERFORACIÓN: LY-38
COTA TERRENO: 3179.61 msnm.	SISTEMA DE PERFORACIÓN: Perf.Diamantina, Mét.Wire Line
PROFUNDIDAD DEL SONDEO : 35.00 m.	DIÁMETRO DE PERFORACIÓN: HQ3 (35.00 m.)
INCLINACIÓN Y DIRECCIÓN DEL SONDEO : Vertical	NIVEL PIEZOMETRICO: NO ALCANZADO
FECHA DE INICIO : 20/09/2011	REGISTRADO POR : RNH
FECHA DE TÉRMINO: 25/09/2011	APROBADO POR: OFS

PROFUNDIDAD (m)	CAJAS DE NÚCLEOS	LITOLOGÍA		RECUPER. (%)	RQD (%)	PERMEABILIDAD K (cm/s)	TRAMOS GEOTÉCNICOS		ÍNDICES GEOTÉCNICOS			PROFUNDIDAD (m)				
		SÍMBOLO	DESCRIPCIÓN				TRAMO FRACTURADO TRITURADO FALLA	Nº TROZOS > 10 cm	CONO DE PECK cm / Nº golpes	GSI	RMR					
30												30				
31	Caja		ANDESITA (26.50-35.00 m.) gris, de textura fanerítica, dura muy dura, con juntas rugosas a muy rugosas, caras de las juntas moderadamente meteorizadas, relleno de arenas con arcillas y óxidos de espesor >5mm., espaciamiento entre juntas de 8 a 25 cm.			1.02E-03	Tramo triturado	3				30				
32												1				31
33													0			32
34	Caja 8												1			33
35													3			34
36													3			35
37																36
38																37
39											38					
40											39					
41											40					
42											41					
43											42					
44											43					
45											44					
46											45					
47											46					
48											47					
49											48					
50											49					
51											50					
52											51					
53											52					
54											53					
55											54					
56											55					
57											56					
58											57					
59											58					
60											59					
											60					

OBSERVACIONES : Plano de deslizamiento a los 15.50 metros de profundidad.



COORDENADAS : 357813.645 E, 8699401.630 N	MÁQUINA DE PERFORACIÓN: LY-38
COTA TERRENO: 3159.054 msnm.	SISTEMA DE PERFORACIÓN: Perf.Diamantina, Mét.Wire Line
PROFUNDIDAD DEL SONDEO : 25.35 m.	DIÁMETRO DE PERFORACIÓN: HQ3 (25.35 m.)
INCLINACIÓN Y DIRECCIÓN DEL SONDEO : Vertical	NIVEL PIEZOMETRICO: NO ALCANZADO
FECHA DE INICIO : 01/10/2011	REGISTRADO POR : SIV.S
FECHA DE TÉRMINO: 03/10/2011	APROBADO POR: OFS

PROFUNDIDAD (m)	CAJAS DE NÚCLEOS	LITOLOGÍA		RECUPER. (%)	RQD (%)	PERMEABILIDAD K (cm/s)	TRAMOS GEOTÉCNICOS		ÍNDICES GEOTÉCNICOS		PROFUNDIDAD (m)		
		SÍMBOLO	DESCRIPCIÓN				TRAMO FRACTURADO TRITURADO FALLA	Nº TROZOS > 10 cm	CONO DE PECK cm / Nº golpes	GSI		RMR	
0			CUATERNARIO-Depósito Coluvial (0.00-15.35m.)						15/15-15/21-15/23			0	
1	Caja 1	GP-GC (0.00-5.77m.) Grava pobremente graduada con arcilla y arena, marrón oscura, ligeramente húmeda, ligeramente suelta, grava media, finos medianamente plastica, clastos subangulosos, de TM: 1/2" G=70%, F=30%.							15/24-15/29-15/24			1	
2									15/12-15/15-15/13			2	
3										15/10-15/13-15/17			3
4													4
5	Caja 2	SP (5.77-9.00 m.) Arena pobremente gradada con grava, marrón oscura, ligeramente suelta, arena media, subredondeada, finos de mediana plasticidad, G: 30% S: 70%, F: 5% de TM: 1 1/2". Muestra parcialmente lavada.							15/4-15/4-15/6			5	
6									15/7-15/5-15/2			6	
7										15/4-15/6-15/13			7
8	Caja 3	GP (9.00-12.00 m.) Grava pobremente graduada con arena, marrón amarillento claro, ligeramente húmeda, medianamente densa, grava gruesa, finos con plasticidad media, G= 60%, S= 30%, F= 10 %.							15/3-15/16-15/13			8	
9									15/10-15/14-15/25			9	
10										15/7-15/2-15/6			10
11	Caja 4	SP (12.00-13.42 m.) Arena con grava, marrón amarillento, medianamente suelta, ligeramente plástica, arena media a gruesa, clastos sub angulosos de tamaño de 1 1/2", S= 65%, G= 30%, F=15%.							15/6-15/2-15/5			11	
12									15/2-15/15-15/15			12	
13										15/4-15/5-15/2			13
14	Caja 5	GW-GC (13.42-15.35 m.) Grava bien graduada con arcilla, marrón amarillenta, ligeramente húmeda, densa, finos medianamente plásticos, grava media, clastos angulosos de andesita de TM = 1". G=65% S=25%, F=10%.							15/12-15/8-15/4			14	
15												15	
16										15/8-15/7			16
17	Caja 6	TERCIARIO INFERIOR-Grupo Rimac (15.35-25.35 m.) BRECHA ANDESITICA (15.35-17.70 m.) marrón amarillenta oscura, dura, triturada, fragmentos < 2" con pátinas de oxido. BRECHA ANDESITICA (17.70-24.50 m.) marrón grisáceo oscuro, ligera a moderadamente meteorizada, medianamente dura, moderadamente fracturada.						Tramo triturado		<17	<21	17	
18									1			18	
19										2			19
20	Caja 5	ANDESITA (24.50-25.35) gris, fanerítica, con alteraciones hidrotermales (argilización), dura, intensamente fracturada, juntas rugosas, abiertas, con relleno de arena y arcillas.							5			20	
21									4			21	
22										5			22
23	Caja 6											23	
24												24	
25										0			25
26								Tramo triturado	0			26	
27									0			27	
28												28	
29												29	
30												30	

OBSERVACIONES : Plano de deslizamiento a los 6.50 metros de profundidad.

COORDENADAS : 357814.564 E, 8699452.652 N	MÁQUINA DE PERFORACIÓN: long year 38
COTA TERRENO: 3165.907 m.s.n.m.	SISTEMA DE PERFORACIÓN: Perf. Diamantina, Mét. Wire Line
PROFUNDIDAD DEL SONDEO : 47.75 m.	DIÁMETRO DE PERFORACIÓN: HQ (9.56 cm.)
INCLINACIÓN DEL SONDEO : - 90°	NIVEL FREÁTICO: N.E.
FECHA DE INICIO : 01/11/2012	REGISTRADO POR : S.V./S/A M.M
FECHA DE TERMINO: 10/11/2012	APROBADO POR: O.F.S.

PROFUNDIDAD (m)	CAJAS DE NUCLEOS	LITOLOGÍA		RECUPER. (%)	RQD (%)	PERMEABILIDAD K (cm/s)	TRAMOS GEOTÉCNICOS			ÍNDICES GEOTÉCNICOS			PROFUNDIDAD (m)
		SÍMBOLO	DESCRIPCIÓN				TRAMO TRITURADO	TROZOS > 10 cm	LONG. MAX. DE TROZOS. (cm)	Is(50) (MPa)	GSI	RMR 89	
0			OL (0.00 - 0.25 m), Suelo orgánico con arena y grava, color marrón oscuro, blanda, plasticidad baja, seca, clastos subangulosos, TM = 2". Presencia de material orgánico (raíces). DEPOSITO COLUVIAL.										0
2	Caja 01		GP-GM (0.25 - 3.10 m), Grava mal graduada con arena y limo, color marrón claro, suelta a firme, seca, clastos angulosos a subangulosos, TM = 3 1/2". DEPOSITO COLUVIAL.										2
4			GW-GM (3.10 - 10.00 m), Grava bien graduada con limo y arena, color marrón claro, suelta, húmeda, clastos angulosos a subangulosos, TM = 4". DEPOSITO COLUVIAL.										4
6	Caja 02					4.28E-02							6
10	Caja 03		GM (10.00 - 18.70 m), Grava limosa ligeramente arcillosa, color beige a amarillo, suelta a firme, húmeda, cantos angulosos a subangulosos, TM = 8". DEPOSITO COLUVIAL.			6.01E-03							10
12			PLANO DE DESLIZAMIENTO										12
16	Caja 04												16
18	Caja 05					6.67E-04							18
20			CL (18.70 - 22.50 m), Arcilla delgada con grava, color marrón amarillento, compacta, húmeda, graves angulosos a subangulosos, TM = 2". DEPOSITO ELUVIAL.			1.00E-03							20
22	Caja 06					2.31E-04							22
24			GP-GM (22.50 - 26.50 m), Grava mal graduada con limo, color marrón verdoso, sueltas a firme, húmeda, clastos angulosos a subangulosos, TM = 1 1/2". DEPOSITO ELUVIAL.										24

OBSERVACIONES :

COORDENADAS : 357814.564 E, 8699452.652 N	MÁQUINA DE PERFORACIÓN: long year 38
COTA TERRENO: 3165.907 m.s.n.m.	SISTEMA DE PERFORACIÓN: Perf. Diamantina, Mét. Wire Line
PROFUNDIDAD DEL SONDEO : 47.75 m.	DIÁMETRO DE PERFORACIÓN: HQ (9.56 cm.)
INCLINACIÓN DEL SONDEO : - 90°	NIVEL FREÁTICO: N.E.
FECHA DE INICIO : 01/11/2012	REGISTRADO POR : S.V./S/A M.M
FECHA DE TERMINO: 10/11/2012	APROBADO POR: O.F.S.

PROFUNDIDAD (m)	CAJAS DE NUCLEOS	LITOLOGÍA		RECUPER. (%)	RQD (%)	PERMEABILIDAD K (cm/s)	TRAMOS GEOTÉCNICOS			ÍNDICES GEOTÉCNICOS			PROFUNDIDAD (m)
		SÍMBOLO	DESCRIPCIÓN				TRAMO TRITURADO	TROZOS > 10 cm	LONG. MAX. DE TROZOS. (cm)	Is(50) (MPa)	GSI	RMR 89	
25	Caja 07					2.51E-04							25
27			CL-ML (26.50 - 27.75 m), Arcilla limosa con arena, color marrón amarillento, compacta, húmeda, clastos subangulosos, TM = 1". DEPOSITO ELUVIAL.										27
28			Andesita Brechada (27.75 - 29.50 m), Color gris verdoso a marrón, blanda, altamente meteorizada, triturada, rellenas de óxidos y limo. GRUPO RIMAC. 28.35 - 28.85 roca alterada a suelo residual.								20-25	32	28
30	Caja 08		Andesita (29.50 - 33.20 m), Color gris verdoso, textura afanítica, moderadamente dura, ligeramente meteorizada, altamente fracturada, juntas planas rugosas sub verticales de 20° a 70° con respecto al eje del sondeo, rellenas de limo y calcita < 5 mm de espesor. GRUPO RIMAC. 30.90 - 31.75 Tramo triturado.								35-40	42	30
31						2.45E-03	1	10	1-7				31
32							1	18		0.55			32
34	Caja 09		Andesita Argilizada (33.20 - 35.35 m), Color beige amarillento, muy blanda, completamente meteorizada, moderadamente fracturada, juntas planas rugosas, rellenas con óxidos y arcillas. Zona de alteración hidrotermal. GRUPO RIMAC. 34.35-34.50 Arcilla.								15-20	28	34
35													35
36			Andesita (35.35 - 37.40 m), Color gris verdoso a marrón, textura afanítica, moderadamente dura, altamente meteorizada, altamente fracturada, juntas planas rugosas, rellenas de óxidos < 5 mm de espesor. Zona afectada por la alteración hidrotermal. GRUPO RIMAC.			7.05E-03					25-30	37	36
37										2.69			37
38	Caja 10		Andesita (37.40 - 42.10 m), Color gris verdoso, textura afanítica, moderadamente dura a dura, ligeramente meteorizada, altamente fracturada, juntas planas rugosas, rellenas con costras de óxidos y limos. GRUPO RIMAC. 40.05 - 40.55 m. Tramo triturado, trozos 1/2" a 3". 41.05 - 41.85 m. Tramo triturado, trozos 1/2" a 2".								35-40	44	38
39													39
42	Caja 11		Andesita Brechada (42.10 - 45.75 m), Color beige a amarillo, blanda, alta a completamente meteorizada, altamente fracturada, juntas planas rugosas, rellenas con costras de óxidos y arcillas. GRUPO RIMAC.								20-25	35	42
43													43
44							2	20		0.55			44
45	Caja 12		Andesita (45.75 - 47.75 m), Color gris verdoso, textura afanítica, moderadamente dura, fresca, medianamente meteorizada, triturada, presencia de pirita y arsenopirita diseminada. GRUPO RIMAC								35-40	40	46
46													46
47													47

OBSERVACIONES :

COORDENADAS : 357774.266 E, 8699443.629 N	MÁQUINA DE PERFORACIÓN: long year 38
COTA TERRENO: 3187.015 m.s.n.m.	SISTEMA DE PERFORACIÓN: Perf. Diamantina, Mét. Wire Line
PROFUNDIDAD DEL SONDEO : 30.00 m.	DIÁMETRO DE PERFORACIÓN: HQ (9.56 cm.)
INCLINACIÓN DEL SONDEO : - 90°	NIVEL FREÁTICO: N.E.
FECHA DE INICIO : 12/11/2012	REGISTRADO POR : S.V/S/A M.M
FECHA DE TERMINO: 15/11/2012	APROBADO POR: O.F.S.

PROFUNDIDAD (m)	CAJAS DE NUCLEOS	LITOLOGÍA		RECUPER. (%)	RQD (%)	PERMEABILIDAD K (cm/s)	TRAMOS GEOTÉCNICOS			ÍNDICES GEOTÉCNICOS			PROFUNDIDAD (m)
		SÍMBOLO	DESCRIPCIÓN				TRAMO TRITURADO	TROZOS > 10 cm	LONG. MAX. DE TROZOS. (cm)	Is(50) (MPa)	GSI	RMR 89	
16	Caja 05	[Green pattern]	juntas planas rugosas, rellenas de costras con óxidos y limos. GRUPO RIMAC. 15.00 - 15.30 m. Tramo triturado. 15.70 - 16.05 m. Tramo triturado. 16.20 - 16.60 m. Tramo triturado. 17.70 - 17.83 m. Tramo triturado.	20	20	3.81E-04	Tramo Triturado	2	20	0.22	20-25	28	16
40				40	Tramo Triturado		1	15	0.9	17			
60				60	Tramo Triturado		1	13	0.57	18			
80				80	Tramo Triturado		2	10	0.1	19			
19	Caja 06	[Green pattern]	Andesita Argillizada (18.53 - 23.60 m), Color beige a amarillo, muy blanda a blanda, completamente meteorizada, triturada. GRUPO RIMAC.	20	20	3.81E-04	Tramo Triturado	1	13	0.9	20-25	28	19
40				40	Tramo Triturado		2	14	0.7	20			
24	Caja 07	[Green pattern]	Andesita Argillizada (23.60 - 26.60 m), Color beige a amarillo, blanda, completamente meteorizada, ligeramente fracturada, juntas planas rugosas, rellenas de costras de óxidos y limos. GRUPO RIMAC.	20	20	2.18E-03	Tramo Triturado	1	90	1.41	20-25	32	24
40				40	Tramo Triturado		2	55	1.64	25			
60				60	Tramo Triturado		1	23	0.55	26			
80				80	Tramo Triturado		1	23	1.09	27			
27	Caja 08	[Green pattern]	Andesita (26.60 - 30.00 m), Color beige a amarillo, muy blanda a blanda, completamente meteorizada, triturada. GRUPO RIMAC.	20	20	2.18E-03	Tramo Triturado	1	23	1.09	20-25	36	27
40				40	Tramo Triturado		1	55	1.96	28			
60				60	Tramo Triturado		1	18	2.5	29			
30				20	20		Tramo Triturado	1	18	0.25			30

OBSERVACIONES :

COORDENADAS : 357774.266 E, 8699443.629 N	MÁQUINA DE PERFORACIÓN: long year 38
COTA TERRENO: 3187.015 m.s.n.m.	SISTEMA DE PERFORACIÓN: Perf. Diamantina, Mét. Wire Line
PROFUNDIDAD DEL SONDEO : 30.00 m.	DIÁMETRO DE PERFORACIÓN: HQ (9.56 cm.)
INCLINACIÓN DEL SONDEO : - 90°	NIVEL FREÁTICO: N.E.
FECHA DE INICIO : 12/11/2012	REGISTRADO POR : S.V./S/A M.M
FECHA DE TERMINO: 15/11/2012	APROBADO POR: O.F.S.

PROFUNDIDAD (m)	CAJAS DE NUCLEOS	LITOLOGÍA		RECUPER. (%)	RQD (%)	PERMEABILIDAD K (cm/s)	TRAMOS GEOTÉCNICOS			ÍNDICES GEOTÉCNICOS			PROFUNDIDAD (m)
		SÍMBOLO	DESCRIPCIÓN				TRAMO TRITURADO	TROZOS > 10 cm	LONG. MAX. DE TROZOS. (cm)	Is(50) (MPa)	GSI	RMR 89	
16	Caja 05	[Symbol]	juntas planas rugosas, rellenas de costras con óxidos y limos. GRUPO RIMAC. 15.00 - 15.30 m. Tramo triturado. 15.70 - 16.05 m. Tramo triturado. 16.20 - 16.60 m. Tramo triturado. 17.70 - 17.83 m. Tramo triturado.	20	20	3.81E-04	Tramo Triturado	2	20	0.22	20-25	28	16
40				40	Tramo Triturado		1	15	0.9	17			
60				60	Tramo Triturado		1	13	0.57	18			
80				80	Tramo Triturado		2	10	0.1	19			
19	Caja 06	[Symbol]	Andesita Argillizada (18.53 - 23.60 m), Color beige a amarillo, muy blanda a blanda, completamente meteorizada, triturada. GRUPO RIMAC.	20	20	3.81E-04	Tramo Triturado	1	13	0.9	20-25	28	19
40				40	Tramo Triturado		2	14	0.7	20			
24	Caja 07	[Symbol]	Andesita Argillizada (23.60 - 26.60 m), Color beige a amarillo, blanda, completamente meteorizada, ligeramente fracturada, juntas planas rugosas, rellenas de costras de óxidos y limos. GRUPO RIMAC.	20	20	2.18E-03	Tramo Triturado	1	90	1.41	20-25	32	24
40				40	Tramo Triturado		2	55	1.64	25			
60				60	Tramo Triturado		1	23	0.55	26			
80				80	Tramo Triturado		1	23	1.09	27			
27	Caja 08	[Symbol]	Andesita (26.60 - 30.00 m), Color beige a amarillo, muy blanda a blanda, completamente meteorizada, triturada. GRUPO RIMAC.	20	20	2.18E-03	Tramo Triturado	1	23	1.09	20-25	36	27
40				40	Tramo Triturado		1	55	1.96	28			
60				60	Tramo Triturado		1	18	2.5	29			
30				20	20		Tramo Triturado	1	18	0.25			30

OBSERVACIONES :

COORDENADAS : 357765.897 E, 8699393.570 N
COTA TERRENO : 3191.860 m.s.n.m.
PROFUNDIDAD DEL SONDEO : 35.00 m.
INCLINACIÓN DEL SONDEO : - 90°
FECHA DE INICIO : 16/11/2012
FECHA DE TERMINO : 23/11/2012

MÁQUINA DE PERFORACIÓN : long year 38
SISTEMA DE PERFORACIÓN : Perf. Diamantina, Mét. Wire Line
DIÁMETRO DE PERFORACIÓN : HQ (9.56 cm.)
NIVEL FREÁTICO : N.E.
REGISTRADO POR : S.V./S/A M.M./E.L.C
APROBADO POR : O.F.S.

PROFUNDIDAD (m)	CAJAS DE NUCLEOS	LITOLOGÍA		RECUPER. (%)	RQD (%)	PERMEABILIDAD K (cm/s)	TRAMOS GEOTÉCNICOS			ÍNDICES GEOTÉCNICOS			PROFUNDIDAD (m)	
		SÍMBOLO	DESCRIPCIÓN				TRAMO TRITURADO	TROZOS > 10 cm	LONG. MAX. DE TROZOS. (cm)	Is(50) (MPa)	GSI	RMR 89		
0			OL (0.00 - 0.40 m), Suelo orgánico con grava, color marrón oscuro, blando, plasticidad nula, seca, clastos angulosos. Presencia de material orgánico (raíces). DEPOSITO COLUVIAL.										0	
1			ML (0.40 - 14.80 m). Limo con grava, color marrón claro, compacto a muy compacto, húmeda, gravas angulosas a subangulosas, TM = 2". DEPOSITO COLUVIAL.										1	
2	Caja 01												2	
3													3	
4													4	
5	Caja 02					4.14E-04							5	
6													6	
7													7	
8													8	
9													9	
10	Caja 03					1.31E-04							10	
11													11	
12													12	
13													13	
14	Caja 04												14	
15			CL-ML (14.80 - 16.20 m), Arcilla limosa con grava, color beige a amarillo, muy compacto, húmedo, presenta algunos clastos angulosos, TM = 2". DEPOSITO ELUVIAL.			6.49E-05							15	
16			Andesita Brechada (16.20 - 17.00 m), Color gris a amarillo, blanda a moderadamente dura, mediana a altamente fracturada, altamente meteorizada, juntas irregulares rugosas, rellenas con costras de óxidos y limos. GRUPO RIMAC.								20-25	34	16	
17	a 05		PLANO DE DESLIZAMIENTO								0.53 0.45	20-25	38	17

OBSERVACIONES :

COORDENADAS : 357765.897 E, 8699393.570 N	MÁQUINA DE PERFORACIÓN: long year 38
COTA TERRENO: 3191.860 m.s.n.m.	SISTEMA DE PERFORACIÓN: Perf. Diamantina, Mét. Wire Line
PROFUNDIDAD DEL SONDEO : 35.00 m.	DIÁMETRO DE PERFORACIÓN: HQ (9.56 cm.)
INCLINACIÓN DEL SONDEO : - 90°	NIVEL FREÁTICO: N.E.
FECHA DE INICIO : 16/11/2012	REGISTRADO POR : S.V./S/A M.M./E.L.C
FECHA DE TERMINO: 23/11/2012	APROBADO POR: O.F.S.

PROFUNDIDAD (m)	CAJAS DE NUCLEOS	LITOLOGÍA		RECUPER. (%)	RQD (%)	PERMEABILIDAD K (cm/s)	TRAMOS GEOTÉCNICOS			ÍNDICES GEOTÉCNICOS			PROFUNDIDAD (m)		
		SÍMBOLO	DESCRIPCIÓN				TRAMO TRITURADO	TROZOS > 10 cm	LONG. MAX. DE TROZOS. (cm)	Is(50) (MPa)	GSI	RMR 89			
18	Caja		Andesita (17.00 - 20.25 m), Color gris verdoso, moderadamente dura, mediana a altamente meteorizada, triturada con patinas de óxidos. GRUPO RIMAC.										18		
20			Andesita Argilizada (20.25 - 23.05 m), Color beige a amarillo, blanda, completamente meteorizada. GRUPO RIMAC.			1.08E-03						10-15	30	20	
21	Caja 06													21	
23			Andesita (23.05 - 29.15 m), Color gris verdoso, textura afanítica, moderadamente dura, medianamente meteorizada, moderada a altamente fracturada, juntas planas rugosas, rellenas con costras de óxidos, limo y calcita < 5 mm de espesor. GRUPO RIMAC. 23.05 - 23.45 Arcilla.									30-35	48	23	
24	Caja 07							FALLA	1	10				24	
25									2	12	0.74			25	
26	Caja 08					2.14E-03			1	21	0.46			26	
27									1	27	0.35			27	
28									1	21	3.1			28	
29	Caja 09								1	25	2.58			29	
30			Andesita (29.15 - 33.20 m), Color gris verdoso, textura afanítica, moderadamente dura a dura, ligera a medianamente meteorizada, altamente fracturada, juntas planas rugosas, rellenas con costras de óxidos y calcita. GRUPO RIMAC. 29.30 - 30.50 m. Tramo triturado. 30.80 - 31.75 m. Tramo triturado.			7.40E-03			1	31	0.84			30	
31									3	55				31	
32									2	16				32	
33									Tramo fracturado					33	
34									Tramo triturado	1	21	1.52	25-30	40	34
35									Tramo triturado	1	10			35	
36			Andesita Brechada (33.20 - 35.00 m), Color gris a amarillo, blanda a moderadamente dura, mediana a altamente fracturada, altamente meteorizada, juntas irregulares rugosas, rellenas con costras de óxidos y limo. GRUPO RIMAC.			1.01E-03			1	13	2.56			36	
												20-25	35		

OBSERVACIONES :

COORDENADAS : 357776.642 E, 8699336.619 N	MÁQUINA DE PERFORACIÓN: long year 38
COTA TERRENO: 3192.982 m.s.n.m.	SISTEMA DE PERFORACIÓN: Perf. Diamantina, Mét. Wire Line
PROFUNDIDAD DEL SONDEO : 35.15 m.	DIÁMETRO DE PERFORACIÓN: HQ (9.56 cm.)
INCLINACIÓN DEL SONDEO : - 90°	NIVEL FREÁTICO: N.E.
FECHA DE INICIO : 24/11/2012	REGISTRADO POR : S.V.S.I/E.L.C
FECHA DE TERMINO: 29/11/2012	APROBADO POR: O.F.S.

PROFUNDIDAD (m)	CAJAS DE NUCLEOS	LITOLOGÍA		RECUPER. (%)	RQD (%)	PERMEABILIDAD K (cm/s)	TRAMOS GEOTÉCNICOS			ÍNDICES GEOTÉCNICOS			PROFUNDIDAD (m)
		SÍMBOLO	DESCRIPCIÓN				TRAMO TRITURADO	TROZOS > 10 cm	LONG. MAX. DE TROZOS. (cm)	Is(50) (MPa)	GSI	RMR 89	
0			OL (0.00 - 0.78 m), Suelo orgánico ligeramente arenoso, color marrón claro, blanda, plasticidad nula, seca, clastos angulosos, TM = 1/2", presencia de material orgánico (raíces). DEPOSITO COLUVIAL.										0
1	Caja 01		ML (0.78 - 4.40 m), Grava mal graduada, color marrón claro, compacta, húmeda, clastos angulosos a subangulosos, TM = 3 1/2". DEPOSITO COLUVIAL.										1
2													2
3													3
4													4
5	Caja 02		GM (4.40 - 7.50 m), Grava limosa, color gris claro, suelta a firme, húmeda, clastos subangulosos, TM = 2". DEPOSITO COLUVIAL.			2.10E-03							5
6													6
7													7
8			ML (7.50 - 8.10 m), limo con grava, color beige a amarillo, blanda a medianamente compacta, húmeda, finos de plasticidad media, clastos angulosos, TM = 1/2". DEPOSITO COLUVIAL.										8
9													9
10	Caja 03		GM (8.10 - 11.25 m), Grava limosa, color gris claro, suelta a firme, humedad baja, clastos angulosos a subangulosos, TM = 3". DEPOSITO COLUVIAL.			1.42E-03							10
11													11
12			GM (11.25 - 14.55 m), Grava limosa, color marrón claro, firme, húmeda, clastos angulosos, TM = 3". DEPOSITO ELUVIAL.										12
13													13
14	Caja 04												14
15			GW-GM (14.55 - 15.65 m), Grava bien graduada con limo, color gris verdoso, firme, baja plasticidad, clastos angulosos, TM = 2 1/2". DEPOSITO ELUVIAL.			2.30E-04							15
16			ML (15.65 - 16.35 m), Grava limosa, color marrón claro, firme, húmeda, clastos angulosos, TM = 1 1/2". DEPOSITO ELUVIAL.										16
17	Caja 05		GM (16.35 - 17.60 m), Grava limosa, color gris verdoso, firme, húmeda, clastos angulosos, TM = 2". DEPOSITO ELUVIAL.										17
			ML (17.60 - 20.20 m), Limo con grava, color beige a amarillo,										17

OBSERVACIONES :

COORDENADAS : 357776.642 E, 8699336.619 N	MÁQUINA DE PERFORACIÓN: long year 38
COTA TERRENO: 3192.982 m.s.n.m.	SISTEMA DE PERFORACIÓN: Perf. Diamantina, Mét. Wire Line
PROFUNDIDAD DEL SONDEO : 35.15 m.	DIÁMETRO DE PERFORACIÓN: HQ (9.56 cm.)
INCLINACIÓN DEL SONDEO : - 90°	NIVEL FREÁTICO: N.E.
FECHA DE INICIO : 24/11/2012	REGISTRADO POR : S.V.S.I / E.L.C
FECHA DE TERMINO: 29/11/2012	APROBADO POR: O.F.S.

PROFUNDIDAD (m)	CAJAS DE NUCLEOS	LITOLOGÍA		RECUPER. (%)	RQD (%)	PERMEABILIDAD K (cm/s)	TRAMOS GEOTÉCNICOS			ÍNDICES GEOTÉCNICOS			PROFUNDIDAD (m)
		SÍMBOLO	DESCRIPCIÓN				TRAMO TRITURADO	TROZOS > 10 cm	LONG. MAX. DE TROZOS. (cm)	Is(50) (MPa)	GSI	RMR 89	
18			compacta, plasticidad media, húmeda, gravas angulosas, TM = 2". DEPOSITO ELUVIAL.										18
19													19
20						3.34E-03							20
21	Caja 06		GM (20.20 - 23.80 m), Grava limosa, color gris verdoso, firme, húmeda, clastos con patinas de óxidos. DEPOSITO ELUVIAL.										21
22													22
23													23
24			ML (20.80 - 28.55 m), limo con grava, color beige a amarillo, compacta, húmeda, clastos angulosos a subangulosos, TM = 2". DEPOSITO ELUVIAL.										24
24			PLANO DE DESLIZAMIENTO										24
25													25
26	Caja 07					1.47E-04							26
27													27
28													28
29	Caja 08		Andesita (28.55 - 35.15 m), Color gris verdoso a marrón oscuro, textura afanítica, moderadamente dura, medianamente meteorizada, moderadamente fracturada, juntas planas rugosas subverticales de 60° a 70° con respecto al eje de perforación, ciertos tramos microfisurados y sellados por óxidos y calcita. GRUPO RIMAC. 31.60 - 32.40 m. Tramo triturado, trozos 1/2" a 3".					Tramo triturado	8	180	35-40	43	29
30									2	23			30
31						3.62E-03		Tramo triturado	1	25	1.51		31
32											2.46		32
33	Caja 09							Tramo triturado	2	10	1.31		33
34									1	74	0.79		34
35									2	15	1.01		35
36						6.55E-03		Tramo triturado			0.31		36
											0.59		
											0.67		

OBSERVACIONES :

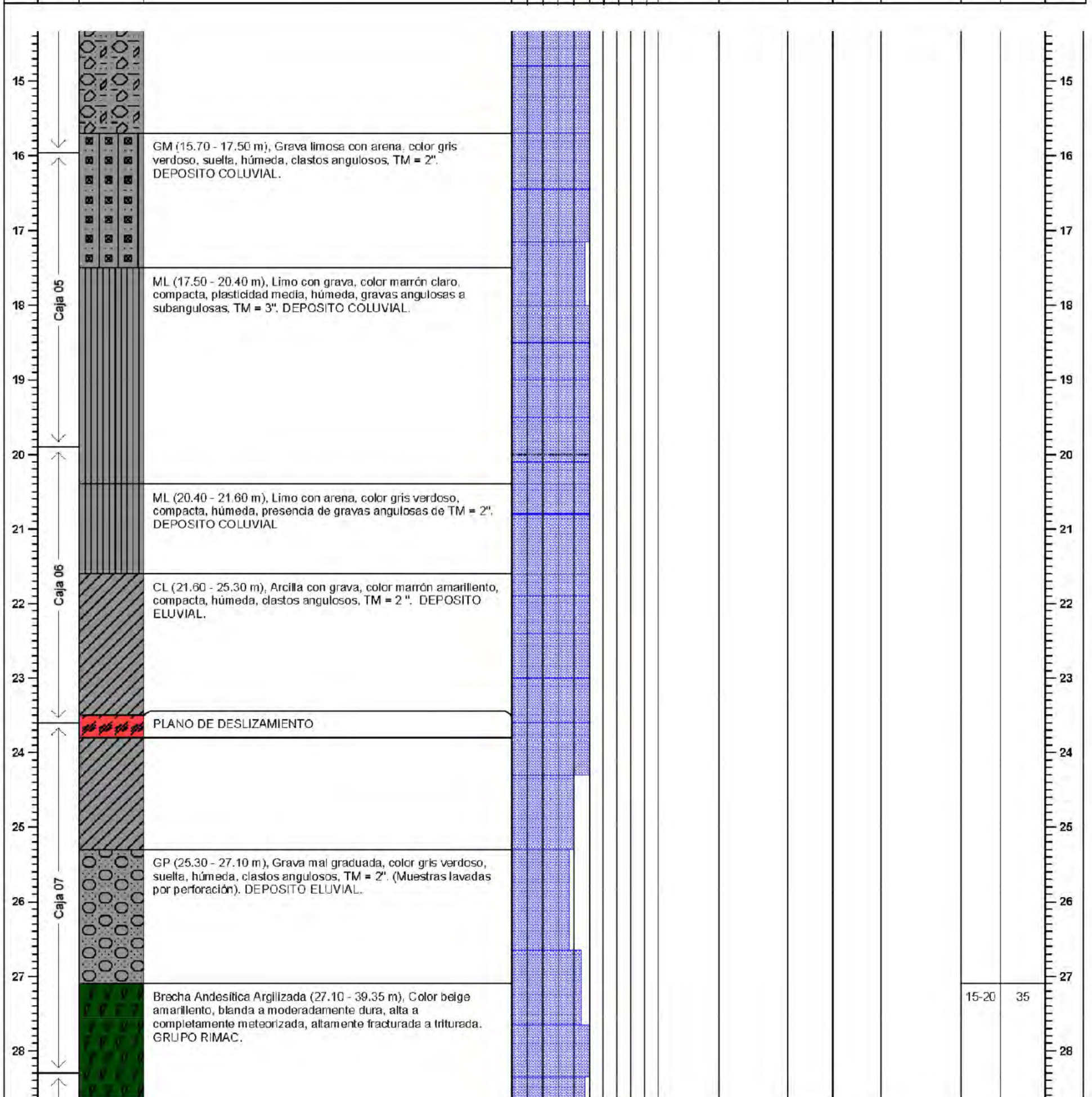
COORDENADAS : 357756.862 E, 8699283.631 N	MÁQUINA DE PERFORACIÓN: Long year 38
COTA TERRENO: 3214.010 m.s.n.m.	SISTEMA DE PERFORACIÓN: Perf. Diamantina, Mét. Wire Line
PROFUNDIDAD DEL SONDEO : 42.50 m.	DIÁMETRO DE PERFORACIÓN: HQ (9.56 cm.)
INCLINACIÓN DEL SONDEO : -90°	NIVEL FREÁTICO: N.E.
FECHA DE INICIO : 25/10/2012	REGISTRADO POR : S.V.S.
FECHA DE TERMINO: 29/10/2012	APROBADO POR: E.M.R.

PROFUNDIDAD (m)	CAJAS DE NUCLEOS	LITOLOGÍA		RECUPER. (%)	RQD (%)	PERMEABILIDAD K (cm/s)	TRAMOS GEOTÉCNICOS			INDICES GEOTÉCNICOS			PROFUNDIDAD (m)
		SÍMBOLO	DESCRIPCIÓN				TRAMO TRITURADO	TROZOS > 10 cm	LONG. MAX. DE TROZOS. (cm)	Is(50) (MPa)	GSI	RMR 89	
0			OL (0.00 - 0.40 m), Suelo orgánico, color marrón oscuro, blando, plasticidad nula. seco, clastos angulosos a subangulosos, TM = 1", presencia de materiales orgánicas (raíces). DEPOSITO COLUVIAL.										0
1	Caja 01		GP-GM (0.40 - 4.90 m), Grava mal graduada con limo y arena, color gris verdoso, suelta, húmeda, clastos angulosos a subangulosos, TM = 1 1/2". (Muestras lavadas en perforación). DEPOSITO COLUVIAL.										1
2													2
3													3
4	Caja 02		GP-GM (4.90 - 7.95 m), Grava mal graduada con arena, color gris verdoso, suelta, húmeda, clastos angulosos a subangulosos TM = 2". DEPOSITO COLUVIAL.										4
5													5
6													6
7													7
8	Caja 03		GP-GM (7.95 - 10.10 m), Grava mal graduada con limo y arena, color gris verdoso, suelta, húmeda, clastos angulosos a subangulosos, TM = 3 1/2". DEPOSITO COLUVIAL.										8
9													9
10													10
11	Caja 04		GP-GM (10.10 - 15.70 m), Grava mal graduada con arena, color gris verdoso, suelta, húmeda, clastos angulosos a subangulosos TM = 2". DEPOSITO COLUVIAL. 14.50 - 15.70 m. Tramo lavado por perforación.										11
12													12
13													13
14													14

OBSERVACIONES : SVS no ha participado en la supervisión de la perforación, solo en el logueo de testigos de perforación.

COORDENADAS : 357756.862 E, 8699283.631 N	MÁQUINA DE PERFORACIÓN: Long year 38
COTA TERRENO: 3214.010 m.s.n.m.	SISTEMA DE PERFORACIÓN: Perf. Diamantina, Mét. Wire Line
PROFUNDIDAD DEL SONDEO : 42.50 m.	DIÁMETRO DE PERFORACIÓN: HQ (9.56 cm.)
INCLINACIÓN DEL SONDEO : -90°	NIVEL FREÁTICO: N.E.
FECHA DE INICIO : 25/10/2012	REGISTRADO POR : S.V.S.
FECHA DE TERMINO: 29/10/2012	APROBADO POR: E.M.R.

PROFUNDIDAD (m)	CAJAS DE NUCLEOS	LITOLOGÍA		RECUPER. (%)	RQD (%)	PERMEABILIDAD K (cm/s)	TRAMOS GEOTÉCNICOS			INDICES GEOTÉCNICOS			PROFUNDIDAD (m)
		SÍMBOLO	DESCRIPCIÓN				TRAMO TRITURADO	TROZOS > 10 cm	LONG. MAX. DE TROZOS. (cm)	Is(50) (MPa)	GSI	RMR 89	



OBSERVACIONES : SVS no ha participado en la supervisión de la perforación, solo en el logueo de testigos de perforación.

COORDENADAS : 357756.862 E, 8699283.631 N	MÁQUINA DE PERFORACIÓN: Long year 38
COTA TERRENO: 3214.010 m.s.n.m.	SISTEMA DE PERFORACIÓN: Perf. Diamantina, Mét. Wire Line
PROFUNDIDAD DEL SONDEO : 42.50 m.	DIÁMETRO DE PERFORACIÓN: HQ (9.56 cm.)
INCLINACIÓN DEL SONDEO : -90°	NIVEL FREÁTICO: N.E.
FECHA DE INICIO : 25/10/2012	REGISTRADO POR : S.V.S.
FECHA DE TERMINO: 29/10/2012	APROBADO POR: E.M.R.

PROFUNDIDAD (m)	CAJAS DE NUCLEOS	LITOLOGÍA		RECUPER. (%)	RQD (%)	PERMEABILIDAD K (cm/s)	TRAMOS GEOTÉCNICOS		INDICES GEOTÉCNICOS			PROFUNDIDAD (m)	
		SÍMBOLO	DESCRIPCIÓN				TRAMO TRITURADO	TROZOS > 10 cm	LONG. MAX. DE TROZOS. (cm)	Is(50) (MPa)	GSI		RMR 89
29	Caja 08			20	20							29	
30				40	40								30
31	Caja 09			60	60				2	15		31	
32				80	80				1	11			32
33									3	20			
34	Caja 10						Tramo triturado	1	12			34	
35							Tramo triturado	2	15				35
36							Tramo triturado	2	15				36
37							Tramo triturado	0					
38	Caja 11						Tramo triturado	0				38	
39							Tramo triturado	0					39
40							Tramo triturado	1	13				40
41	Caja 11						Tramo triturado					41	
42							Tramo triturado	0					42
			Andesita (39.35 - 42.50 m), Color gris verdoso, textura brechada, moderadamente dura a dura, ligeramente meteorizada, moderadamente fracturada, juntas planas rugosas, rellenas de óxidos y calcita. GRUPO RIMAC.						4	20	35-40	47	
									3	20			
									3	40			

OBSERVACIONES : SVS no ha participado en la supervisión de la perforación, solo en el logueo de testigos de perforación.

COORDENADAS : 357681.168 E, 8699258.119 N	MÁQUINA DE PERFORACIÓN: Long year 38
COTA TERRENO: 3254.137 m.s.n.m.	SISTEMA DE PERFORACIÓN: Perf. Diamantina, Mét. Wire Line
PROFUNDIDAD DEL SONDEO : 38 m.	DIÁMETRO DE PERFORACIÓN: HQ (9.56 cm.)
INCLINACIÓN DEL SONDEO : -90°	NIVEL FREÁTICO: N.E.
FECHA DE INICIO : 19/10/2012	REGISTRADO POR : S.V.S.
FECHA DE TERMINO: 22/10/2012	APROBADO POR: E.M.R.

PROFUNDIDAD (m)	CAJAS DE NUCLEOS	LITOLOGÍA		RECUPER. (%)	RQD (%)	PERMEABILIDAD K (cm/s)	TRAMOS GEOTÉCNICOS			INDICES GEOTÉCNICOS			PROFUNDIDAD (m)
		SÍMBOLO	DESCRIPCIÓN				TRAMO TRITURADO	TROZOS > 10 cm	LONG. MAX. DE TROZOS. (cm)	Is(50) (MPa)	GSI	RMR 89	
0			OL (0.00 - 0.30 m), Suelo orgánico, color marrón oscuro, blanda, baja plasticidad, húmeda, clastos angulosos a subangulosos, TM = 1 1/2". Presencia de material orgánico (raíces). DEPOSITO COLUVIAL.										0
1	Caja 01		GW-GM (0.30 - 3.80 m), Grava bien graduada con limo, color gris verdoso, suelta, húmeda, clastos angulosos a subangulosos, TM = 2". DEPOSITO COLUVIAL.										1
2													2
3													3
4			ML (3.80 - 6.50 m), Limo con arena, color beige a amarillo, compacta a muy compacta, baja plasticidad, húmeda. DEPOSITO ELUVIAL.										4
5													5
6	Caja 02												6
7			Andesita (6.50 - 11.40 m), Color marrón oscuro, blanda a moderadamente dura, mediana a altamente meteorizada, triturada, fragmentos con patinas de óxidos. GRUPO RIMAC.								20-25	35	7
8													8
9													9
10	Caja 03												10
11													11
12			Andesita Argilizada (11.40 - 13.45 m), Color beige a amarillo, blanda, completamente meteorizada, GRUPO RIMAC.								15-20	28	12
13													13
14			Andesita (13.45 - 19.40 m), Color marrón oscuro, textura afanítica, moderadamente dura, mediana a altamente meteorizada, triturada, juntas planas rugosas, rellenas de óxidos. GRUPO RIMAC.						2	35	20-25	35	14
15	Caja 04								Tramo triturado				15
16									Tramo triturado				16
17									Tramo triturado	1	15		17
18									Tramo triturado				18
19									Tramo triturado	1	12		19

OBSERVACIONES : SVS no ha participado en la supervisión de la perforación, solo en el logueo de testigos de perforación.

COORDENADAS : 357681.168 E, 8699258.119 N	MÁQUINA DE PERFORACIÓN: Long year 38
COTA TERRENO: 3254.137 m.s.n.m.	SISTEMA DE PERFORACIÓN: Perf. Diamantina, Mét. Wire Line
PROFUNDIDAD DEL SONDEO : 38 m.	DIÁMETRO DE PERFORACIÓN: HQ (9.56 cm.)
INCLINACIÓN DEL SONDEO : -90°	NIVEL FREÁTICO: N.E.
FECHA DE INICIO : 19/10/2012	REGISTRADO POR : S.V.S.
FECHA DE TERMINO: 22/10/2012	APROBADO POR: E.M.R.

PROFUNDIDAD (m)	CAJAS DE NUCLEOS	LITOLOGÍA		RECUPER. (%)	RQD (%)	PERMEABILIDAD K (cm/s)	TRAMOS GEOTÉCNICOS			INDICES GEOTÉCNICOS			PROFUNDIDAD (m)
		SÍMBOLO	DESCRIPCIÓN				TRAMO TRITURADO	TROZOS > 10 cm	LONG. MAX. DE TROZOS. (cm)	Is(50) (MPa)	GSI	RMR 89	
20	Caja 05		Andesita Argilizada (19.40 - 20.10 m), Color gris verdoso, blanda, completamente meteorizada. GRUPO RIMAC.				Tramo triturado	1	10		15-20	25	20
21			Andesita Argilizada (20.10 - 24.60 m), Color beige a amarillo, blanda, altamente meteorizada. GRUPO RIMAC. 21.30 - 22.07 lama de perforación.				Tramo triturado				15-20	26	21
22													22
23							Tramo triturado						23
24	Caja 06												24
25			Andesita Brechada (24.60 - 25.80 m), Color marrón oscuro, blanda, altamente meteorizada, triturada. fragmentos con costras de óxidos. GRUPO RIMAC.				Tramo triturado				15-20	28	25
26			Andesita (25.80 - 30.70 m), Color gris verdoso, textura afanítica, dura, ligeramente meteorizada, moderada a altamente fracturada, rellenas con costras de óxidos y calcita. GRUPO RIMAC.				Tramo triturado	1	15		30-35	40	26
27							Tramo fracturado	2	30				27
28			PLANO DE DESLIZAMIENTO				Tramo triturado	1	10				28
29	Caja 07						Tramo triturado	2	20				29
30							Tramo triturado						30
31			Andesita Argilizada (30.70 - 31.90 m), Color beige a amarillo, blanda, altamente meteorizada, triturada. GRUPO RIMAC.				Tramo triturado	1	25		15-20	25	31
32			Andesita (31.90 - 34.20 m), Color gris verdoso, textura afanítica, moderadamente dura a dura, ligeramente meteorizada, moderadamente fracturada subverticalmente de 60° - 70° respecto al eje de perforación, juntas planas rugosas, rellenas de óxidos y calcita. GRUPO RIMAC.					5	70		40-45	46	32
33	Caja 08							4	30				33
34													34
35			Andesita Brechada (34.20 - 36.12 m), Color marrón claro, textura afanítica, blanda a moderadamente dura, medianamente meteorizada, altamente fracturada, juntas planas rugosas. GRUPO RIMAC. 34.60 - 34.85 m. Tramo triturado.				Tramo triturado	5	25		20-25	28	35
36	Caja 09												36
37			Andesita (36.12 - 37.20 m), Color gris verdoso, textura afanítica, dura, fresca a ligeramente meteorizada, masiva a ligeramente fracturada, microfisuras soldadas de óxidos y calcita. GRUPO RIMAC.					3	50		35-40	45	37
38			Andesita Brechada (37.20 - 38.00 m), Color marrón claro, textura afanítica, blanda a moderadamente dura, medianamente meteorizada, altamente fracturada, juntas planas rugosas, rellenas con costras de óxidos. GRUPO RIMAC.				Tramo fracturado				25-30	28	38

OBSERVACIONES : SVS no ha participado en la supervisión de la perforación, solo en el logueo de testigos de perforación.

ANEXO 2:

GRÁFICOS DE MONITOREO TOPOGRÁFICO

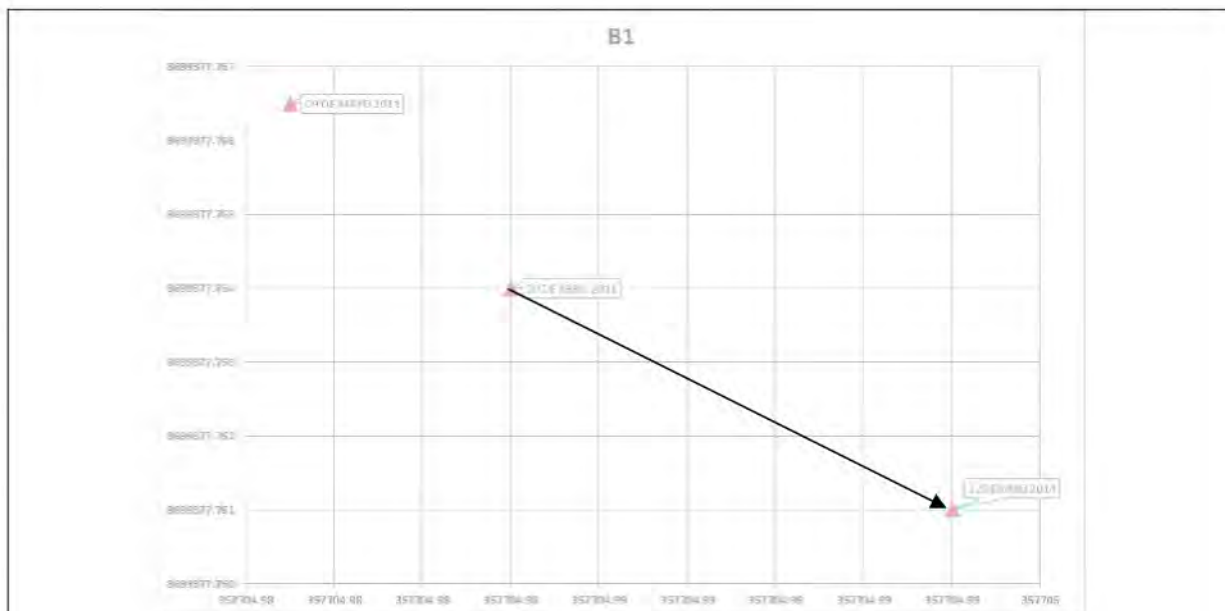


Gráfico 1. Evolución en la zona de arranque del sector norte, desplazamiento hacia la dirección SE.

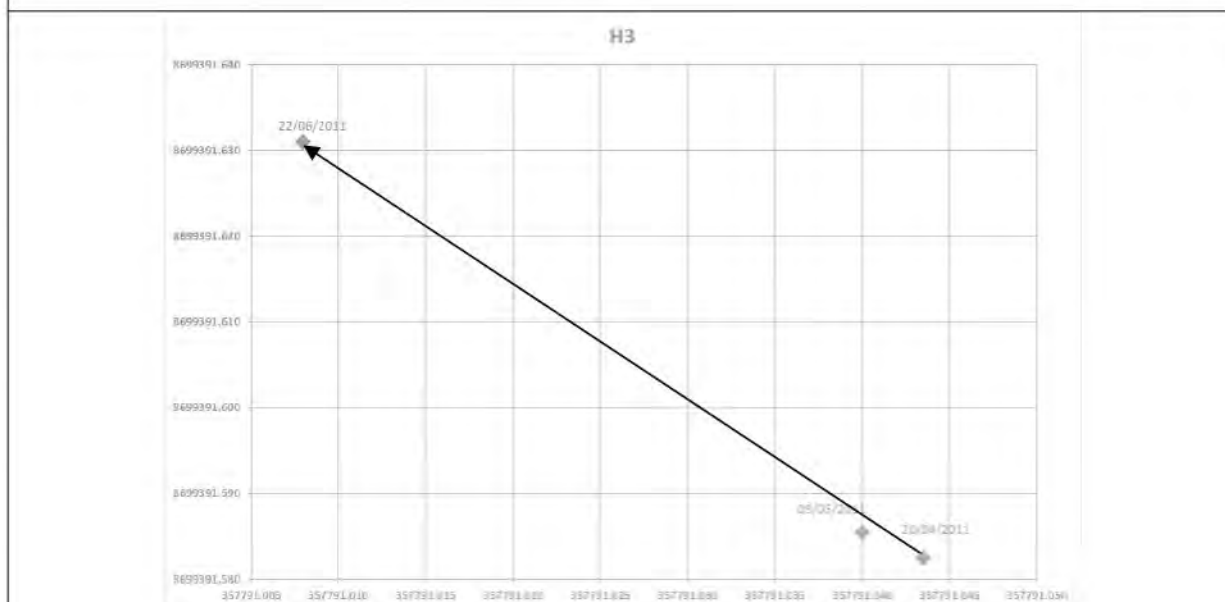


Gráfico 2. Evolución cerca del canal de conducción, con dirección hacia el NW.



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
Facultad de Ingeniería Geológica, Minera y Metalúrgica

TESIS

“ANÁLISIS DE LA REACTIVACIÓN Y EVOLUCIÓN DEL DESLIZAMIENTO
 PUCRUCHACRA”

Gráfico: Hitos ubicados en el sector norte y
 cabecera y pie del deslizamiento. Compilado por: R.NORABUENA

Fecha: 01 Julio 2014

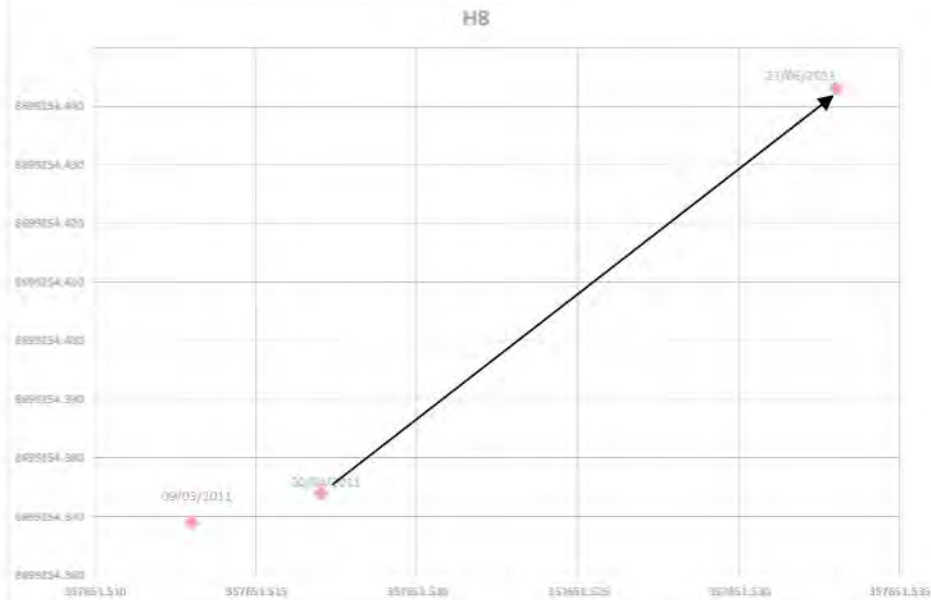


Gráfico 3. Evolución en la zona de arranque del sector sur, desplazamiento hacia el NE.

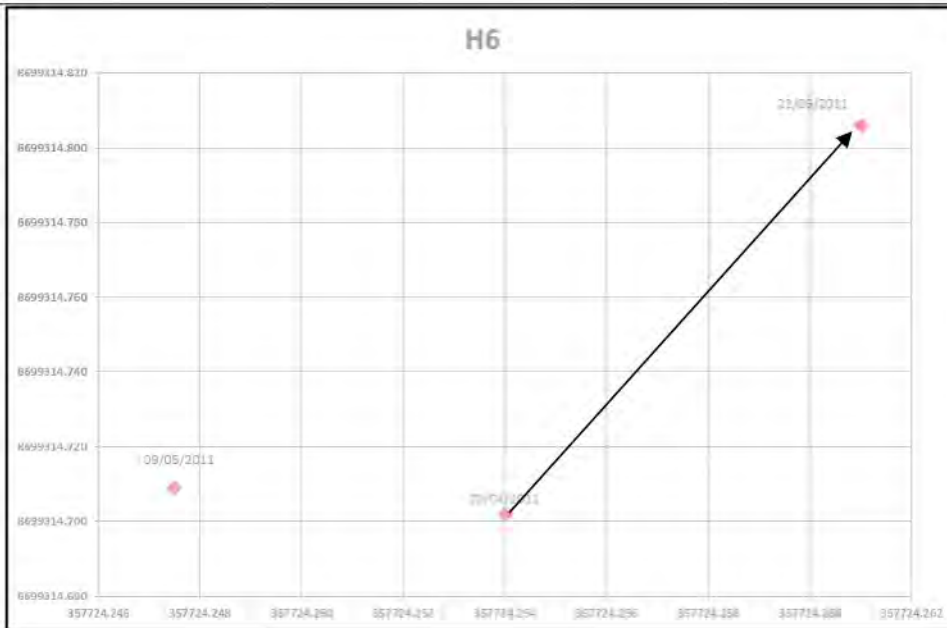


Gráfico 4. Evolución en la zona media del sector sur, desplazamiento hacia el NE.



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
Facultad de Ingeniería Geológica, Minera y Metalúrgica

TESIS

“ANÁLISIS DE LA REACTIVACIÓN Y EVOLUCIÓN DEL DESLIZAMIENTO PUCRUCHACRA”

Gráfico: Hitos localizados en la parte alta del sector sur del deslizamiento.

Compilado por: R.NORABUENA

Fecha: 01 Julio 2014

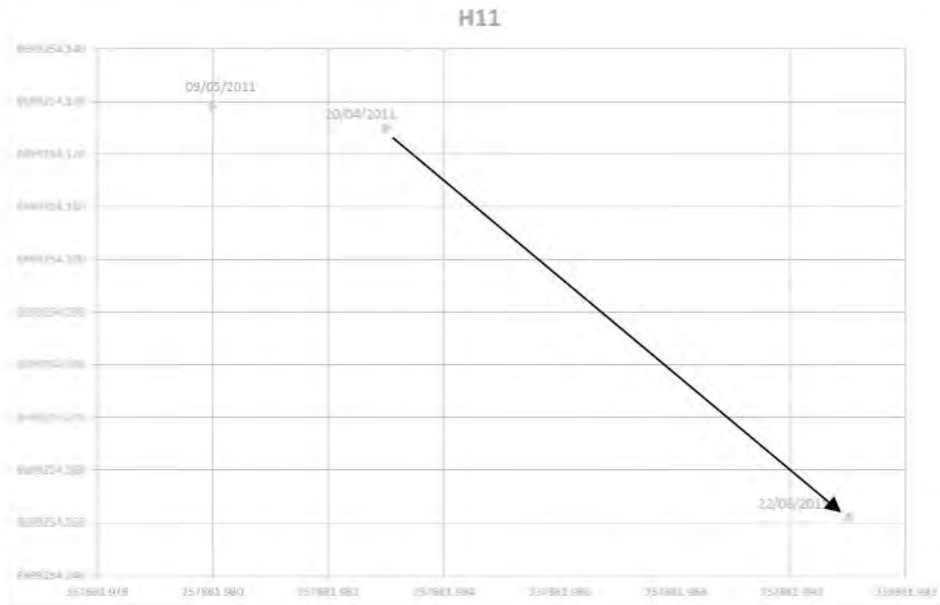


Gráfico 5. Evolución en el pie del sector sur, desplazamiento hacia el SE.

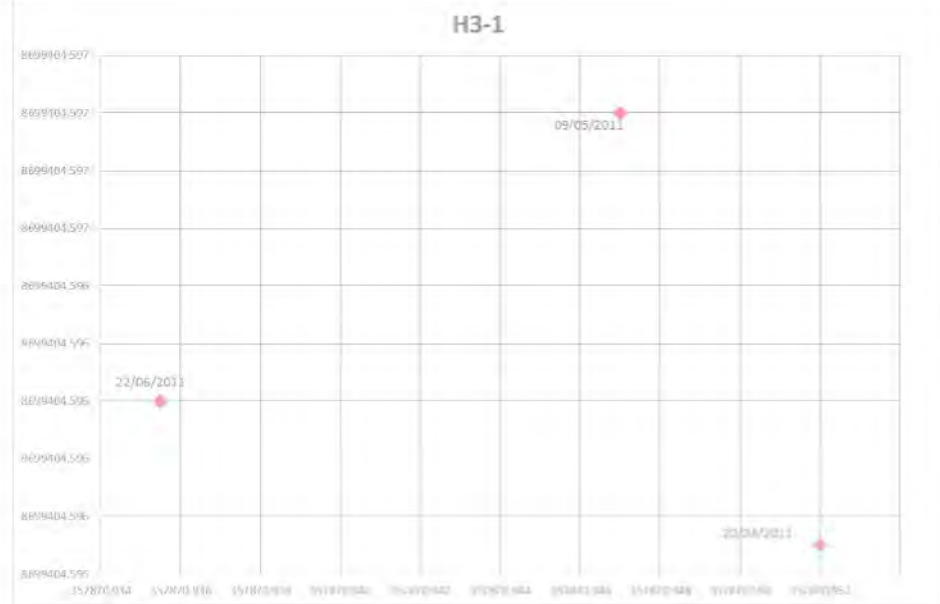


Gráfico 6. Evolución fuera del deslizamiento en pie, dirección no definida.



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
Facultad de Ingeniería Geológica, Minera y Metalúrgica

TESIS

**“ANÁLISIS DE LA REACTIVACIÓN Y EVOLUCIÓN DEL DESLIZAMIENTO
 PUCRUCHACRA”**

Gráfico: Hitos localizados en el pie del deslizamiento

Compilado por: R.NORABUENA

Fecha: 01 Julio 2014



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
Facultad de Ingeniería Geológica, Minera y Metalúrgica

TESIS

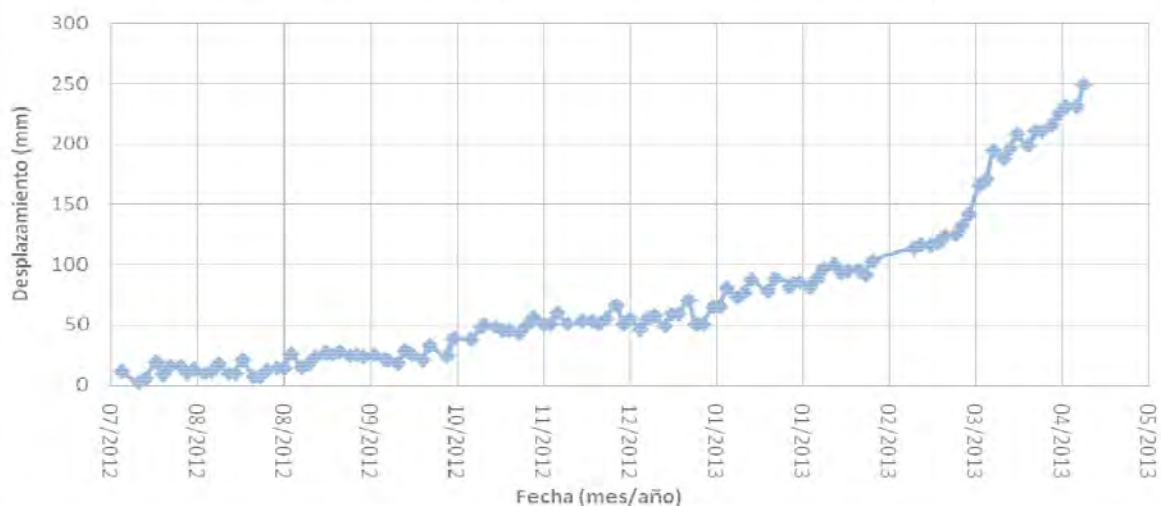
“ANÁLISIS DE LA REACTIVACIÓN Y EVOLUCIÓN DEL DESLIZAMIENTO
PUCRUCHACRA”

Gráfico: Desplazamiento en las zonas de escarpa del deslizamiento.

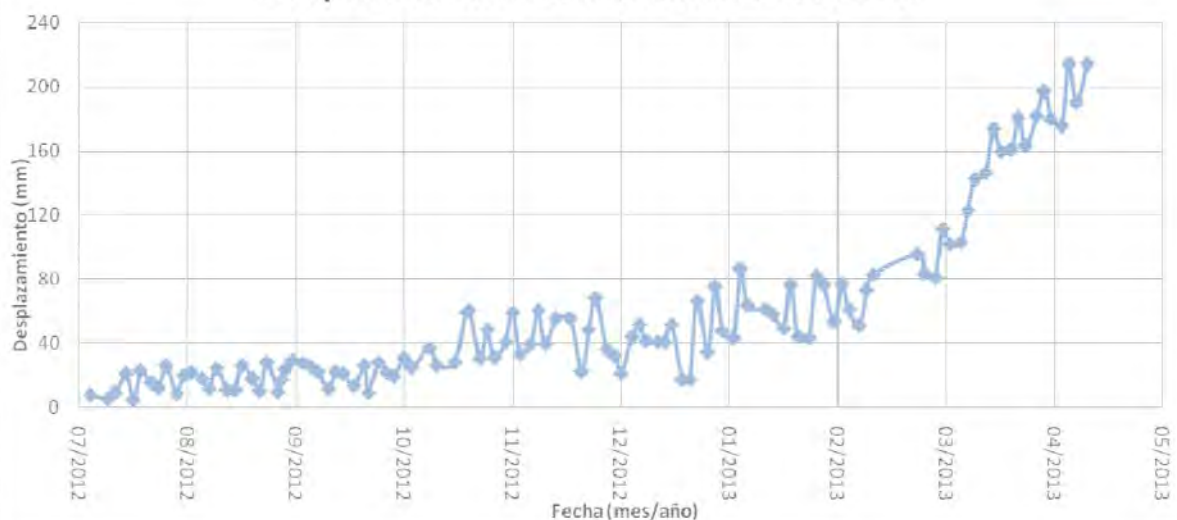
Compilado por: R.NORABUENA

Fecha: 01 Julio 2014

Desplazamiento total acumulado PMG-23



Desplazamiento total acumulado PMG-47



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
Facultad de Ingeniería Geológica, Minera y Metalúrgica

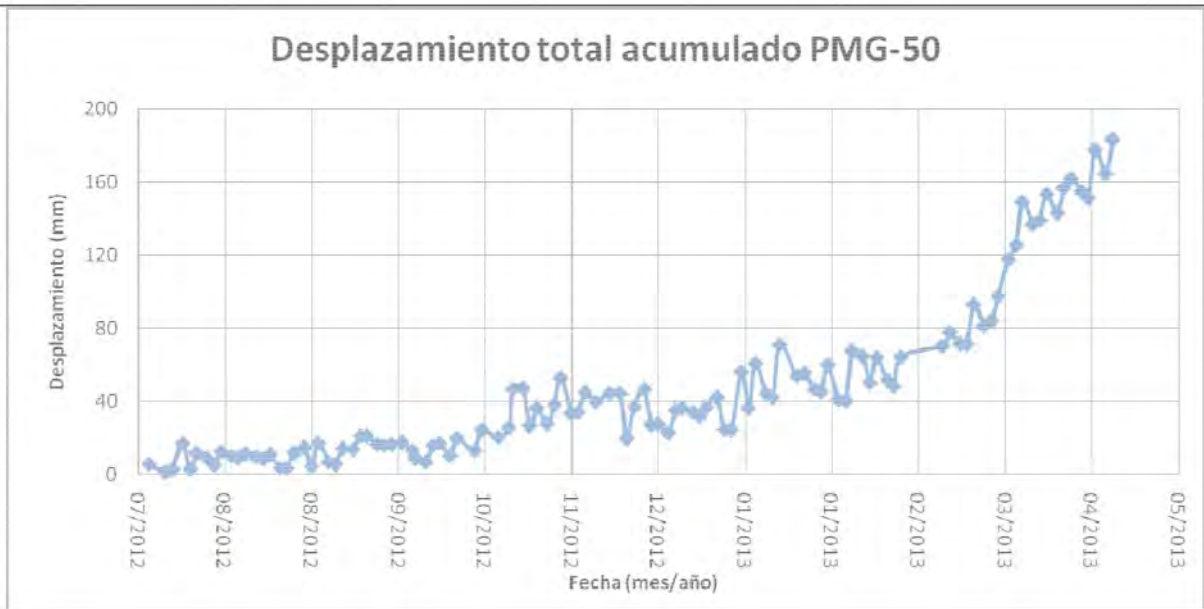
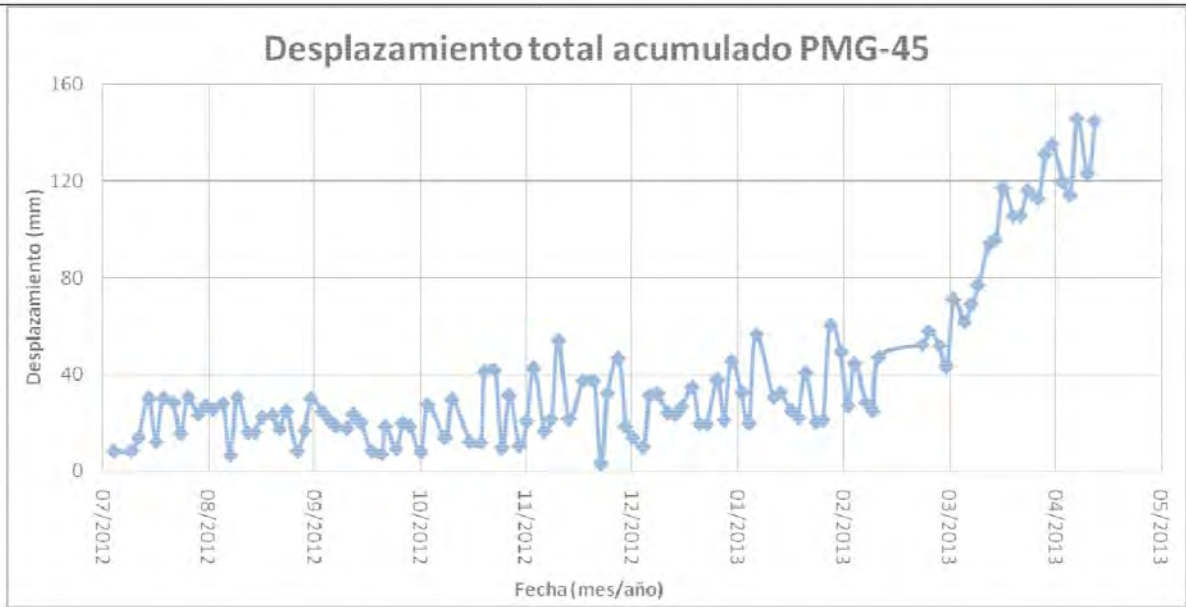
TESIS

**“ANÁLISIS DE LA REACTIVACIÓN Y EVOLUCIÓN DEL DESLIZAMIENTO
 PUCRUCHACRA”**

Gráfico: Desplazamiento en la zona media y baja del deslizamiento.

Compilado por: R.NORABUENA

Fecha: 01 Julio 2014



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
Facultad de Ingeniería Geológica, Minera y Metalúrgica

TESIS

**“ANÁLISIS DE LA REACTIVACIÓN Y EVOLUCIÓN DEL DESLIZAMIENTO
PUCRUCHACRA”**

Gráfico: Desplazamiento en el pie del deslizamiento

Compilado por: R.NORABUENA

Fecha: 01 Julio 2014

ANEXO 3:

CONTROL DE NIVEL DE AGUA DE LOS SONDEOS S-1 y S-2



S-1

CONTROL DEL NIVEL DE AGUA

TESIS: ANALISIS DE LA REACTIVACION Y EVOLUCIÓN DEL DESLIZAMIENTO PUCRUCHACRA

CLIENTE: SOCIEDAD MINERA CORONA-CENTRAL HIDROELECTRICA HUANCHOR

FECHA: 21/10/2011

HOJA: 1/2

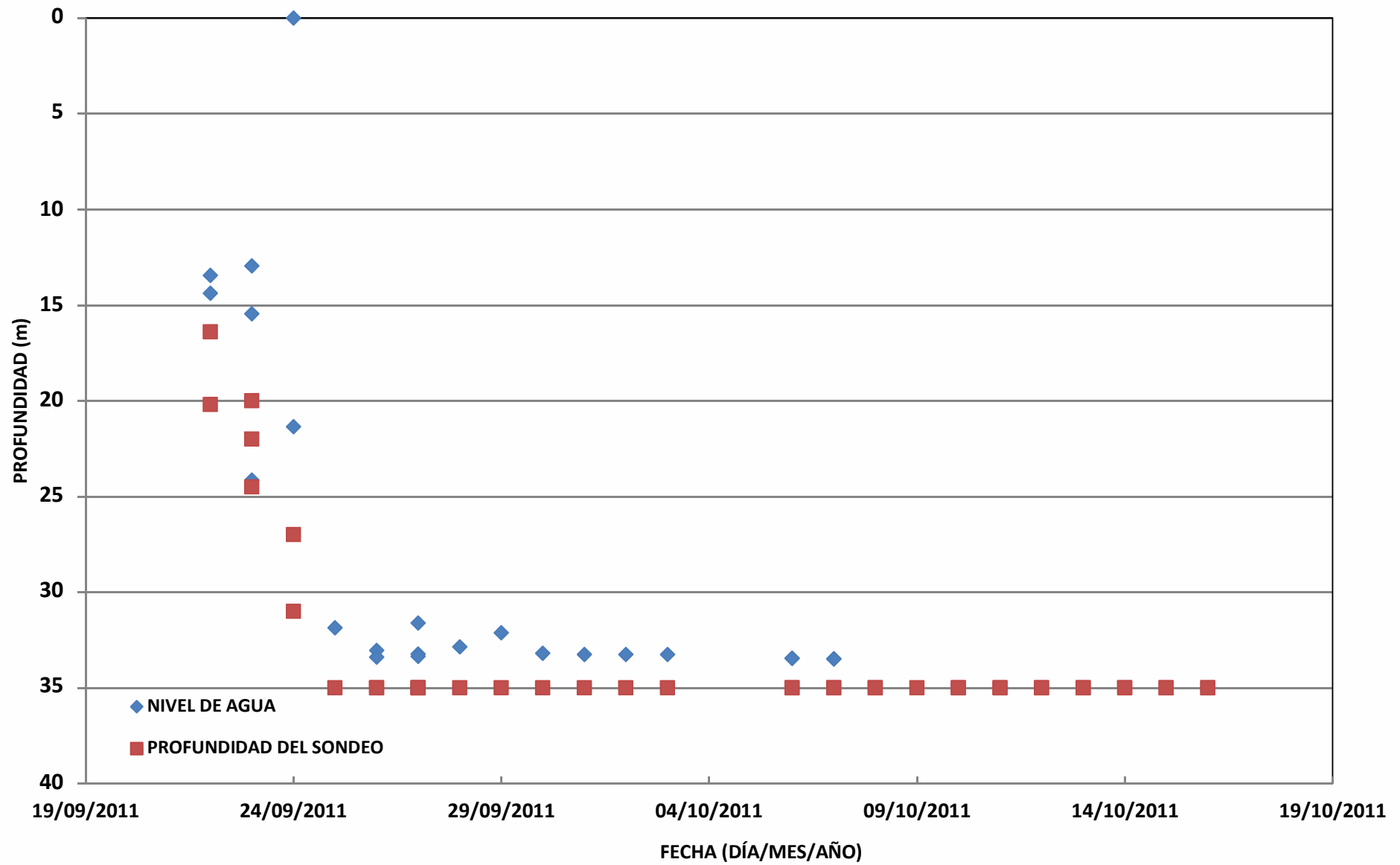
UBICACIÓN: SAN MATEO-LADERA PUCRUCHACRA

INCLINACIÓN: -90°

N°	FECHA	HORA	TURNO	NIVEL DE AGUA (m.)	PROFUNDIDAD (m.)	OBSERVACIONES
1	22/09/2011	7,15 pm		13.45	16.40	
2	22/09/2011	7,00 am		14.38	20.20	
3	23/09/2011	7,00 am		15.45	20.00	
4	23/09/2011	15:10	A	12.95	22.00	
5	23/09/2011	18:00	A	24.14	24.50	
6	24/09/2011	10:28	A	21.35	27.00	
7	24/09/2011	20:30	B	NE	31.00	
8	25/09/2011	09:30	A	31.87	35.00	
9	26/09/2011	07:50	A	33.05	35.00	
10	26/09/2011	21:20	A	33.39	35.00	
11	27/09/2011	06:54	A	33.23	35.00	INSTALACION DEL PIEZOMETRO- INCLINOMETRO
12	27/09/2011	14:00	A	31.61	35.00	
13	27/09/2011	19:00		33.36	35	
14	28/09/2011	19:00	B	32.86	35.00	
15	29/09/2011	07:00	A	32.12	35.00	
16	30/09/2011		A	33.20	35.00	
17	01/10/2011	18:24	A	33.26	35.00	
18	02/10/2011	07:25	A	33.26	35.00	
19	03/10/2011	07:30	A	33.26	35.00	
20	06/10/2011	08:00	A	33.46	35.00	
21	06/10/2011	18:00	B	33.46	35.00	
22	07/10/2011	08:00	A	33.48	35.00	
23	07/10/2011	18:05	B	33.49	35.00	
24	08/10/2011	08:00	A		35.00	SIN LECTURA POR OBSTRUCCIÓN
25	08/10/2011	18:00	B		35.00	SIN LECTURA POR OBSTRUCCIÓN
26	09/10/2011	08:00	A		35.00	SIN LECTURA POR OBSTRUCCIÓN
27	10/10/2011	08:00	A		35.00	SIN LECTURA POR OBSTRUCCIÓN
28	10/10/2011	18:00	B		35.00	SIN LECTURA POR OBSTRUCCIÓN
29	11/10/2011	08:00	A		35.00	SIN LECTURA POR OBSTRUCCIÓN
30	11/10/2011	18:00	B		35.00	SIN LECTURA POR OBSTRUCCIÓN
31	12/10/2011	08:00	A		35.00	SIN LECTURA POR OBSTRUCCIÓN
32	12/10/2011	18:00	B		35.00	SIN LECTURA POR OBSTRUCCIÓN
33	13/10/2011	08:00	A		35.00	SIN LECTURA POR OBSTRUCCIÓN
34	13/10/2011	18:00	B		35.00	SIN LECTURA POR OBSTRUCCIÓN
35	14/10/2011	08:00	A		35.00	SIN LECTURA POR OBSTRUCCIÓN
36	14/10/2011	18:00	B		35.00	SIN LECTURA POR OBSTRUCCIÓN
37	15/10/2011	08:00	A		35.00	SIN LECTURA POR OBSTRUCCIÓN
38	15/10/2011	18:00	B		35.00	SIN LECTURA POR OBSTRUCCIÓN
39	16/10/2011	08:00	A		35.00	SIN LECTURA POR OBSTRUCCIÓN
40	16/10/2011	18:00	B		35.00	SIN LECTURA POR OBSTRUCCIÓN

NOTA: MEDIDA REALIZADA TOMANDO COMO REFERENCIA 0.00 LA SUPERFICIE DEL TERRENO

CONTROL DEL NIVEL DE AGUA SONDEO S-1





S-2

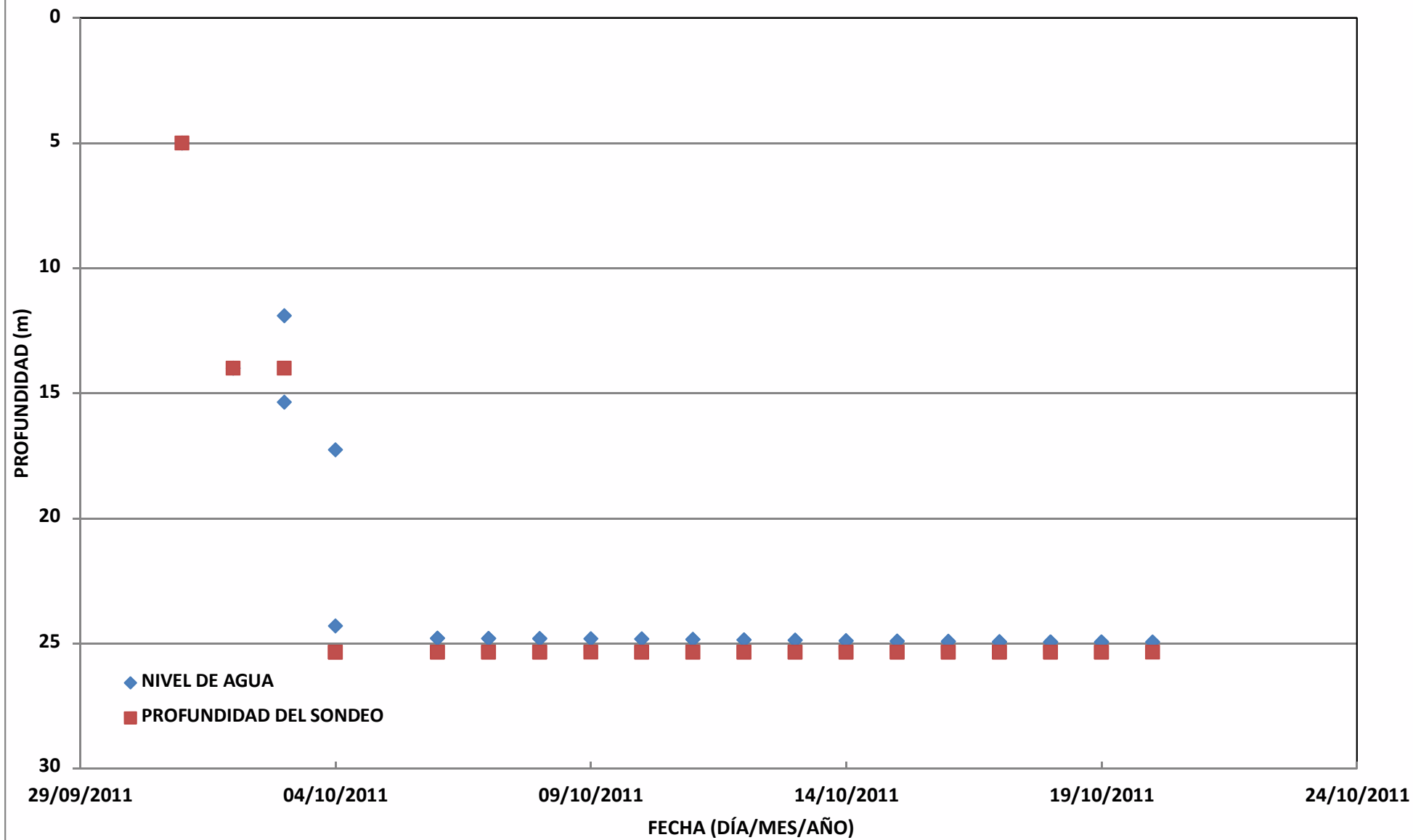
CONTROL DEL NIVEL DE AGUA

TESIS: ANALISIS DE LA REACTIVACION Y EVOLUCIÓN DEL DESLIZAMIENTO PUCRUCHACRA**CLIENTE:** SOCIEDAD MINERA CORONA-CENTRAL HIDROELECTRICA HUANCHOR**FECHA:** 21/10/2011**HOJA:** 1/1**UBICACIÓN:** SAN MATEO-LADERA PUCRUCHACRA**INCLINACIÓN:** -90°

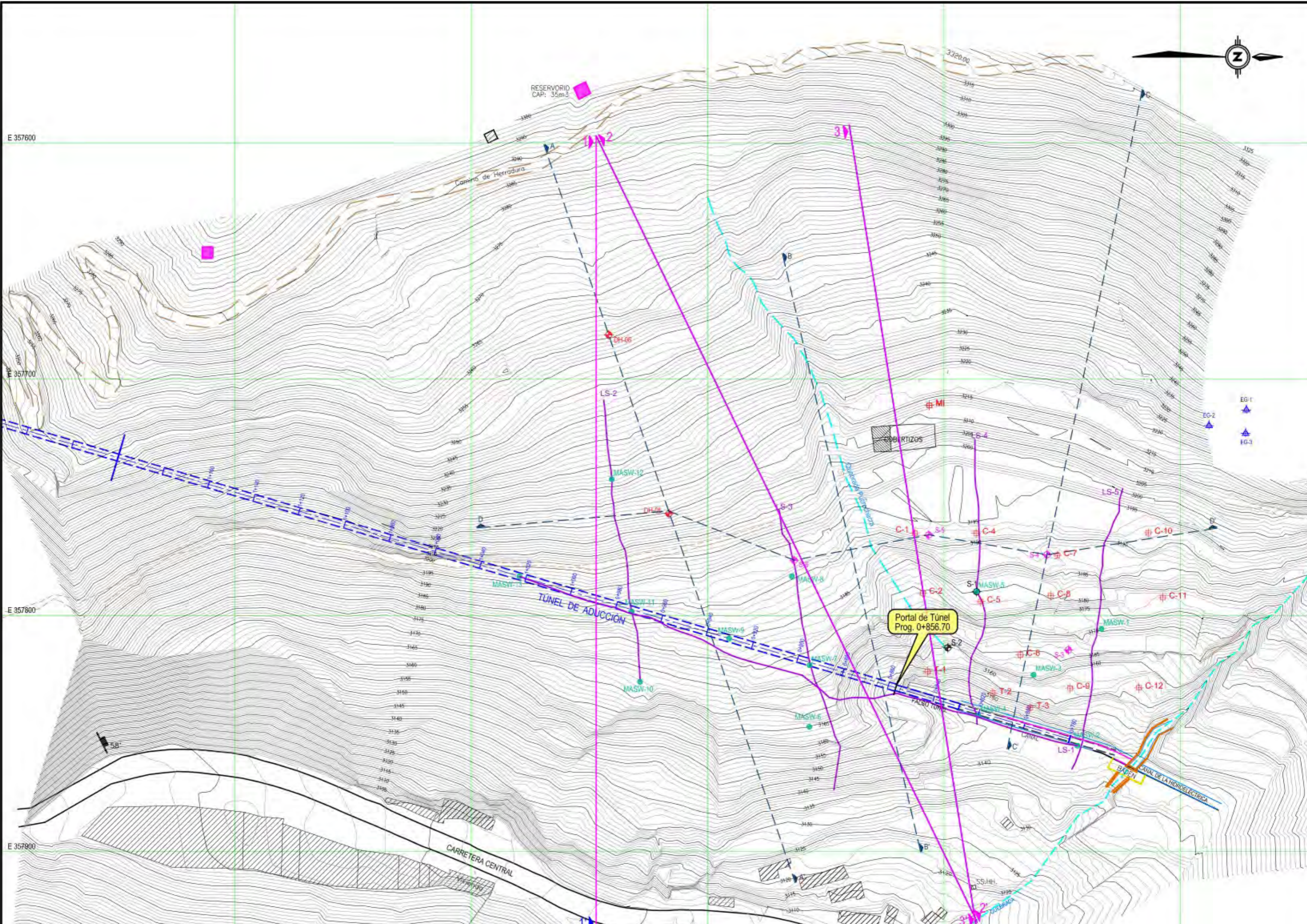
N°	FECHA	HORA	TURNO	NIVEL DE AGUA (m.)	PROFUNDIDAD (m.)	OBSERVACIONES
1	01/10/2011	09:00	A	5.00	5.00	
2	02/10/2011	21:36	A	14.00	14.00	
3	03/10/2011			11.90	14.00	
4	03/10/2011	11:02	A	15.35		
5	04/10/2011				25.35	
6	04/10/2011	10:50	A	17.26	25.35	PIEZOMETRO INCLINOMETRO
7	04/10/2011	15:00	A	24.30	25.35	
8	06/10/2011	08:00	A	24.79	25.35	Ausencia de lluvia
9	06/10/2011	18:00	B	24.79	25.35	Ausencia de lluvia
10	07/10/2011	08:00	A	24.80	25.35	Ausencia de lluvia
11	07/10/2011	18:12	B	24.80	25.35	Ausencia de lluvia
12	08/10/2011	08:00	A	24.81	25.35	Ausencia de lluvia
13	08/10/2011	18:00	B	24.81	25.35	Lluvia leve
14	09/10/2011	08:00	A	24.82	25.35	Lluvia leve
15	10/10/2011	08:00	A	24.82	25.35	Lluvia leve
16	10/10/2011	18:00	B	24.82	25.35	Lluvia leve
17	11/10/2011	08:00	A	24.84	25.35	Ausencia de lluvia
18	11/10/2011	18:00	B	24.84	25.35	Ausencia de lluvia
19	12/10/2011	08:15	A	24.86	25.35	Ausencia de lluvia
20	12/10/2011	18:00	B	24.86	25.35	Ausencia de lluvia
21	13/10/2011	08:00	A	24.87	25.35	Ausencia de lluvia
22	13/10/2011	18:00	B	24.88	25.35	Ausencia de lluvia
23	14/10/2011	08:00	A	24.89	25.35	Ausencia de lluvia
24	14/10/2011	18:00	B	24.90	25.35	Ausencia de lluvia
25	15/10/2011	08:00	A	24.91	25.35	Ausencia de lluvia
26	15/10/2011	18:00	B	24.91	25.35	Ausencia de lluvia
27	16/10/2011	08:00	A	24.91	25.35	Ausencia de lluvia
28	16/10/2011	18:00	B	24.92	25.35	Ausencia de lluvia
29	17/10/2011	08:15	A	24.93	25.35	Ausencia de lluvia
30	17/10/2011	18:00	B	24.93	25.35	Ausencia de lluvia
31	18/10/2011	08:05	A	24.94	25.35	Ausencia de lluvia
32	18/10/2011	18:00	B	24.94	25.35	Ausencia de lluvia
33	19/10/2011	08:00	A	24.95	25.35	Ausencia de lluvia
34	19/10/2011	18:00	B	24.95	25.35	Ausencia de lluvia
35	20/10/2011	08:15	A	24.95	25.35	Ausencia de lluvia

NOTA: MEDIDA REALIZADA TOMANDO COMO REFERENCIA 0.00 LA SUPERFICIE DEL TERRENO

CONTROL DEL NIVEL DE AGUA SONDEO S-2



ANEXO 4:
PLANOS



RESERVORIO
CAP: 35m³

Camino de Herradura

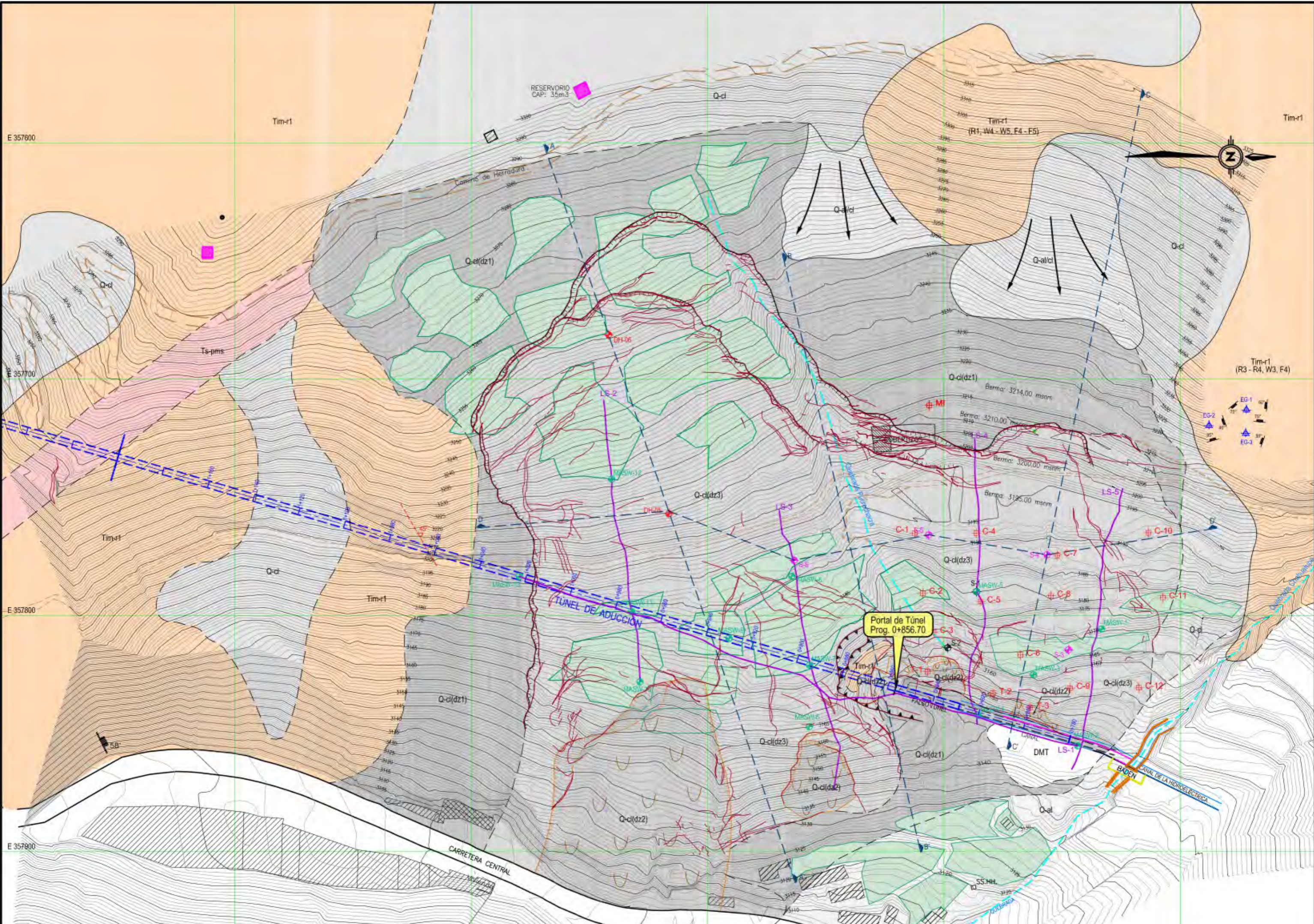
TUNEL DE ADUCCION

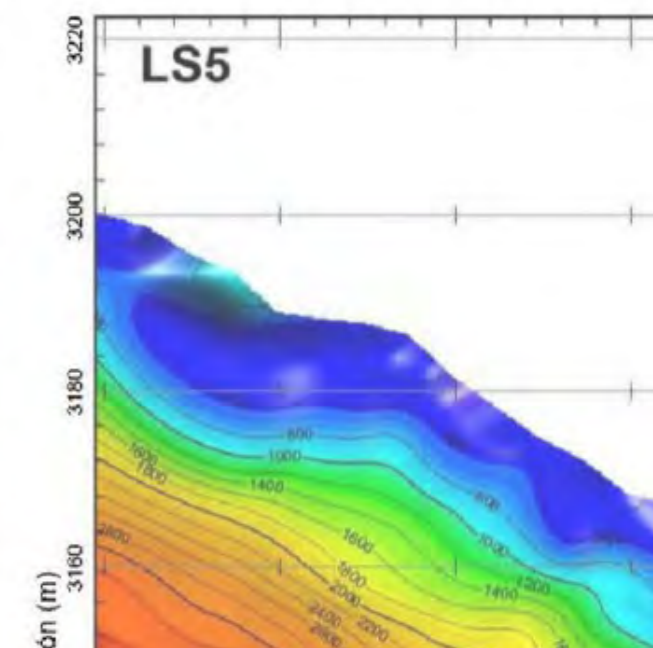
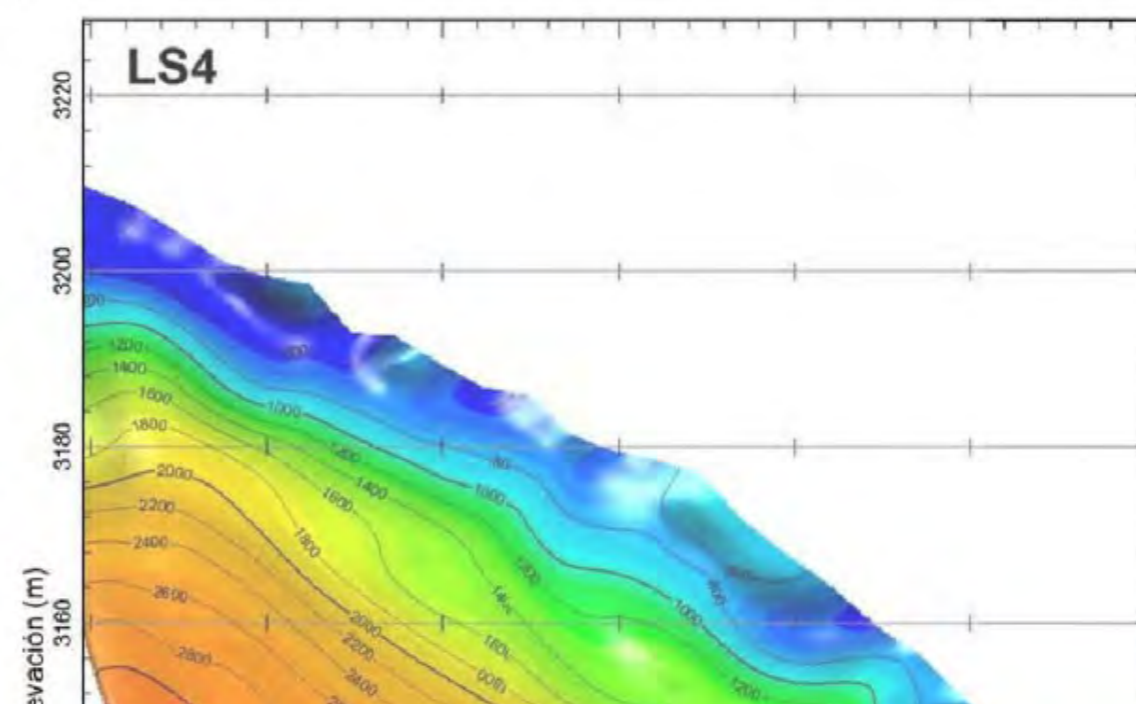
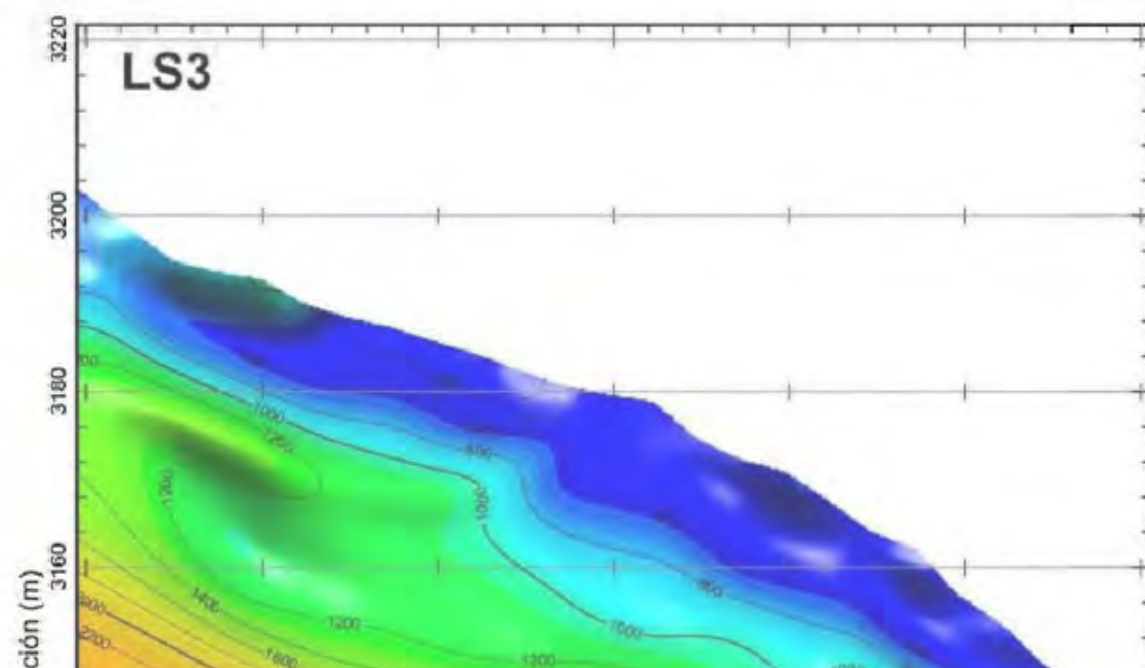
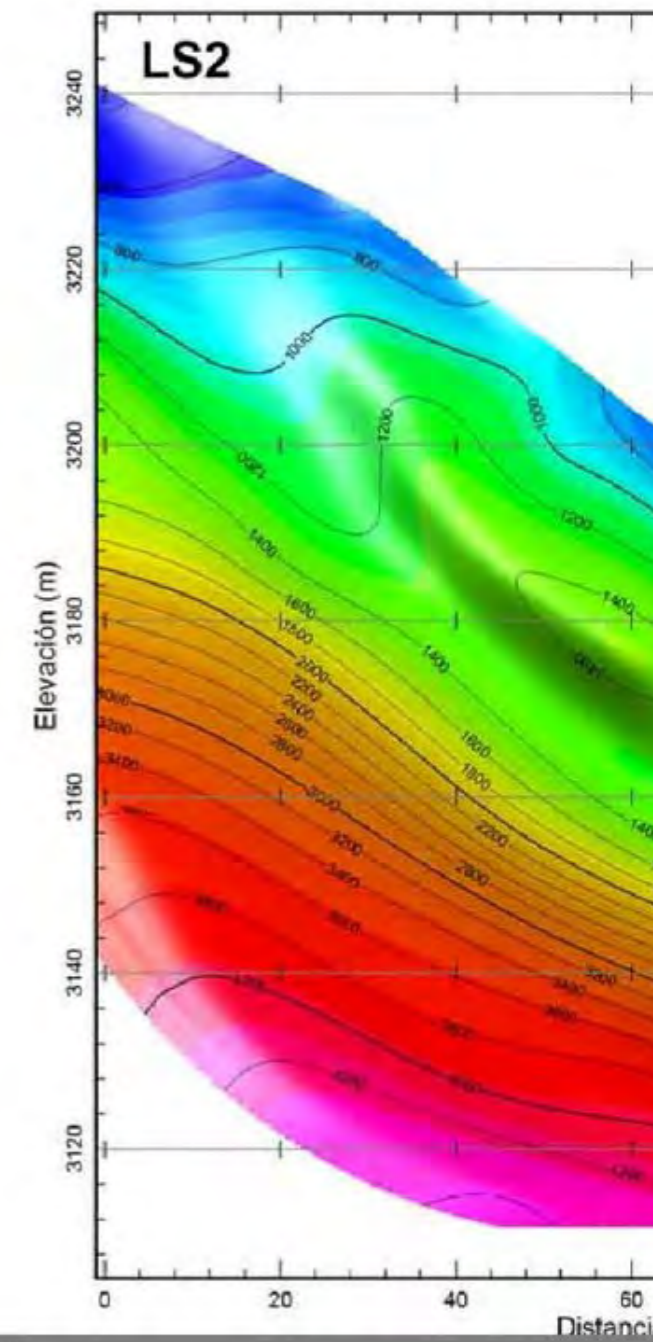
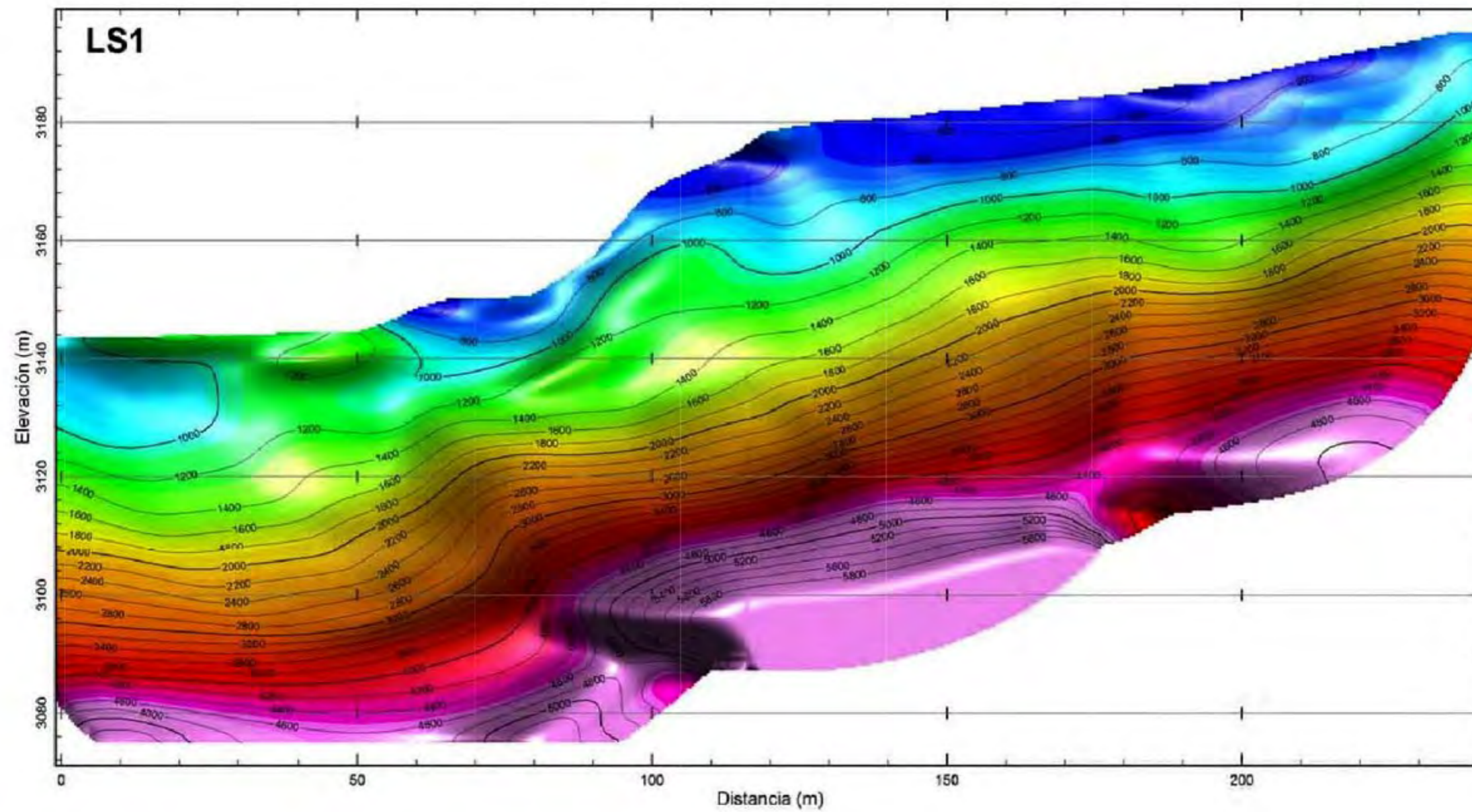
Portal de Túnel
Prog. 0+856.70

CARRERA CENTRAL

CANAL DE LA HIDROELECTRICA

- EG-1
- EG-2
- EG-3





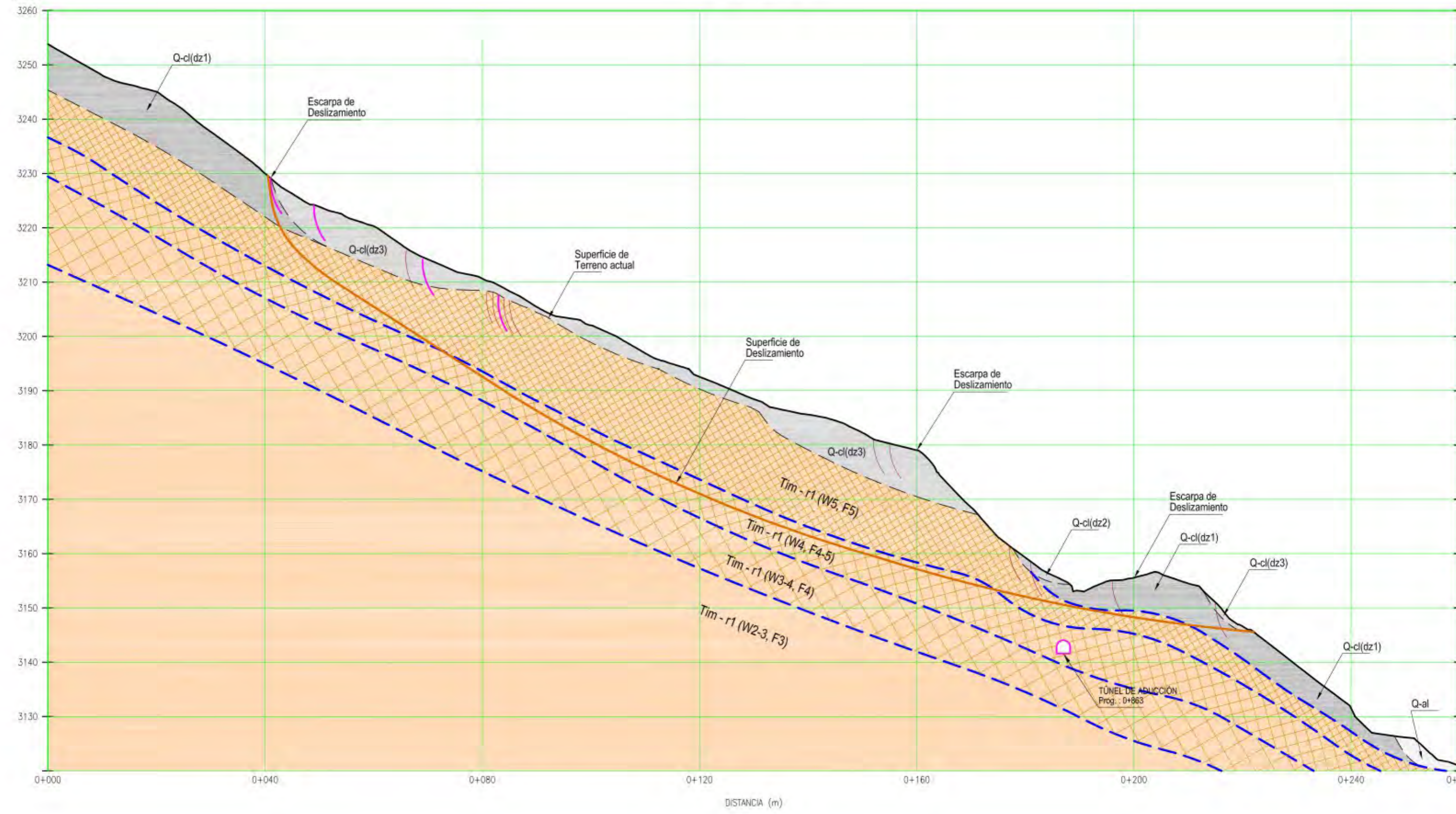
SECCIÓN A-A'

ESC : 1/1000



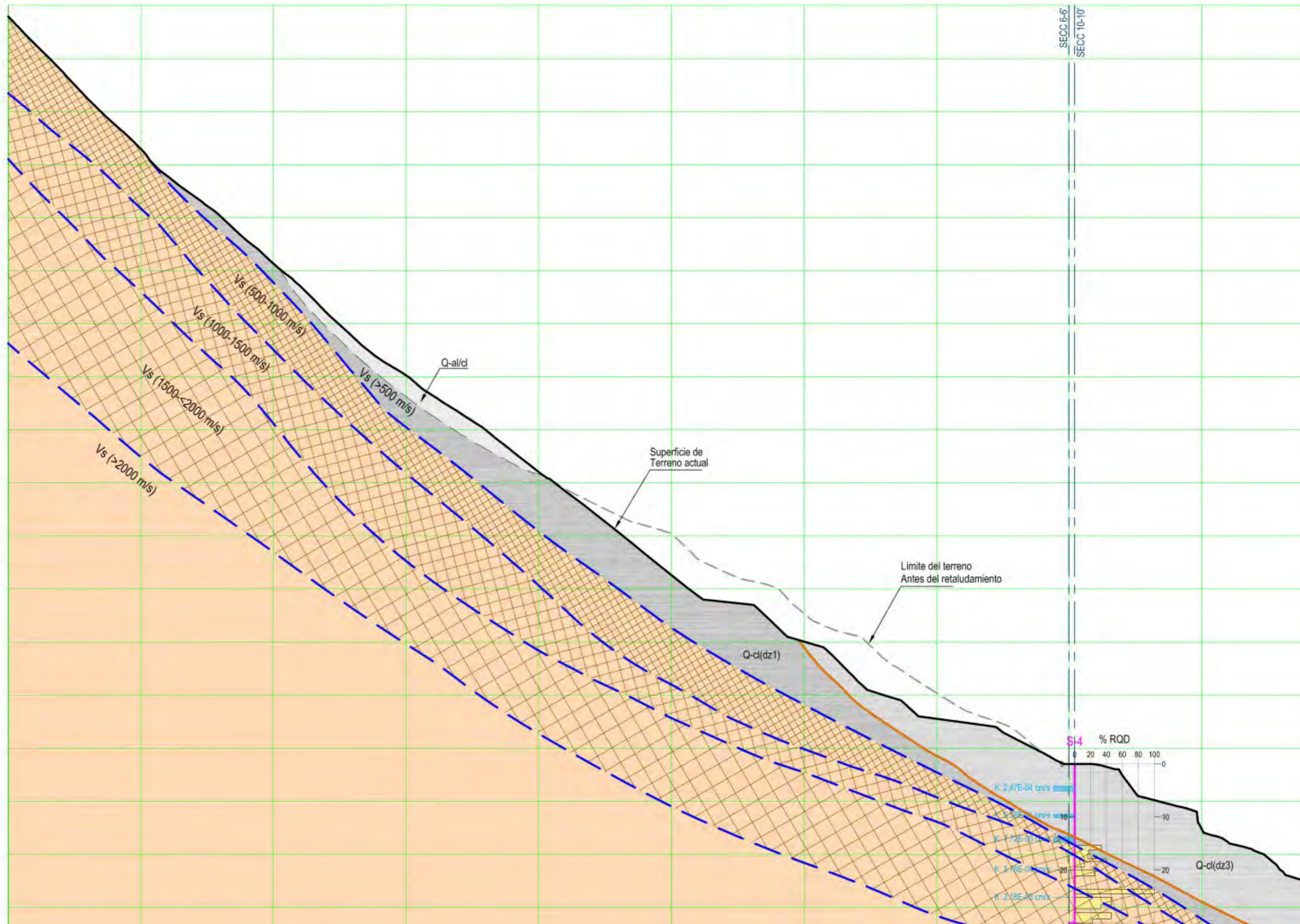
SECCIÓN B-B'
ESC : 1/1000

COTA
(msnm)



SECCIÓN C-C'
ESC : 1/1000

COTA (msnm)
3330
3320
3310
3300
3290
3280
3270
3260
3250
3240
3230
3220
3210
3200
3190
3180
3170
3160



Vs (500-1000 m/s)
Vs (1000-1500 m/s)
Vs (1500-2000 m/s)
Vs (>2000 m/s)

Q-al/d

Superficie de Terreno actual

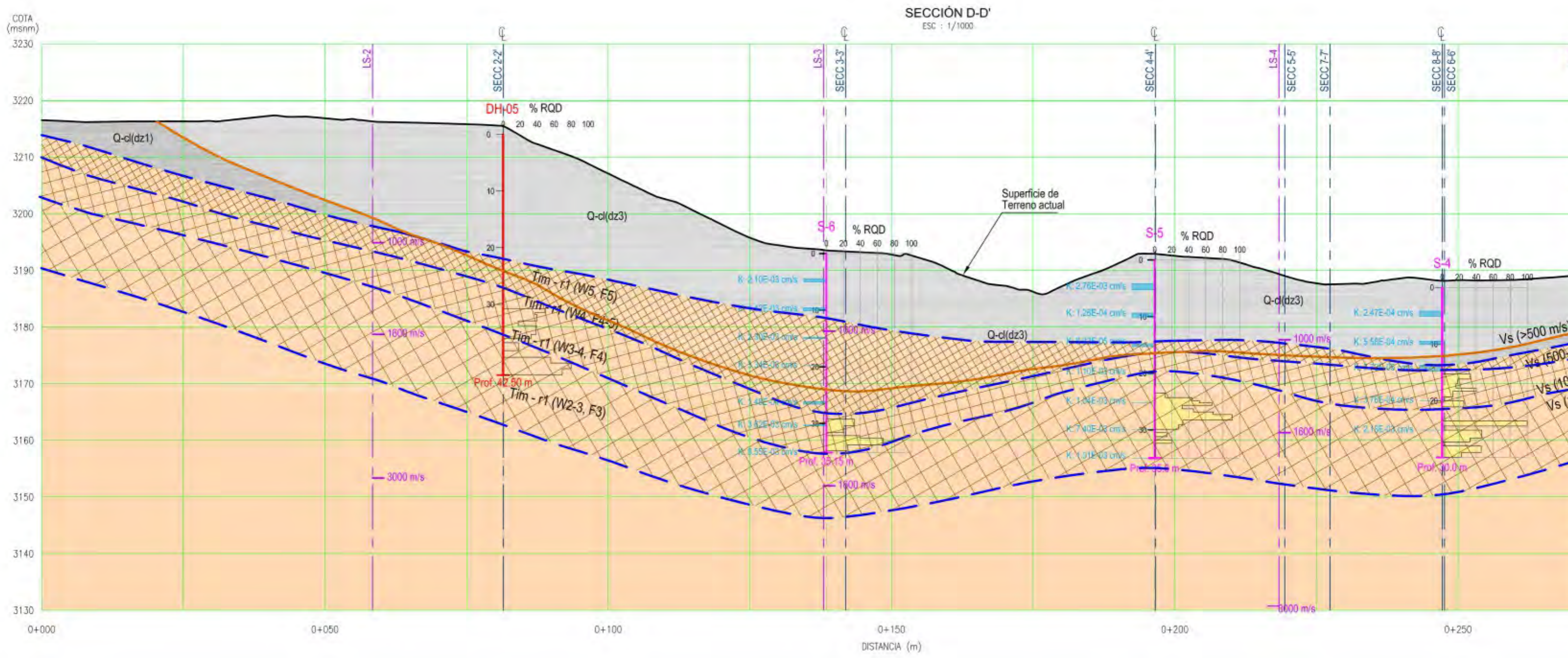
Limite del terreno Antes del retaludamiento

Q-cl(dz1)

% RQD

K: 2.47E-04 cm/s
K: 3.3E-05 cm/s
K: 7.72E-06 cm/s
K: 3.76E-06 cm/s
K: 2.18E-06 cm/s

Q-cl(dz3)



8699100

8699200

8699300

8699400

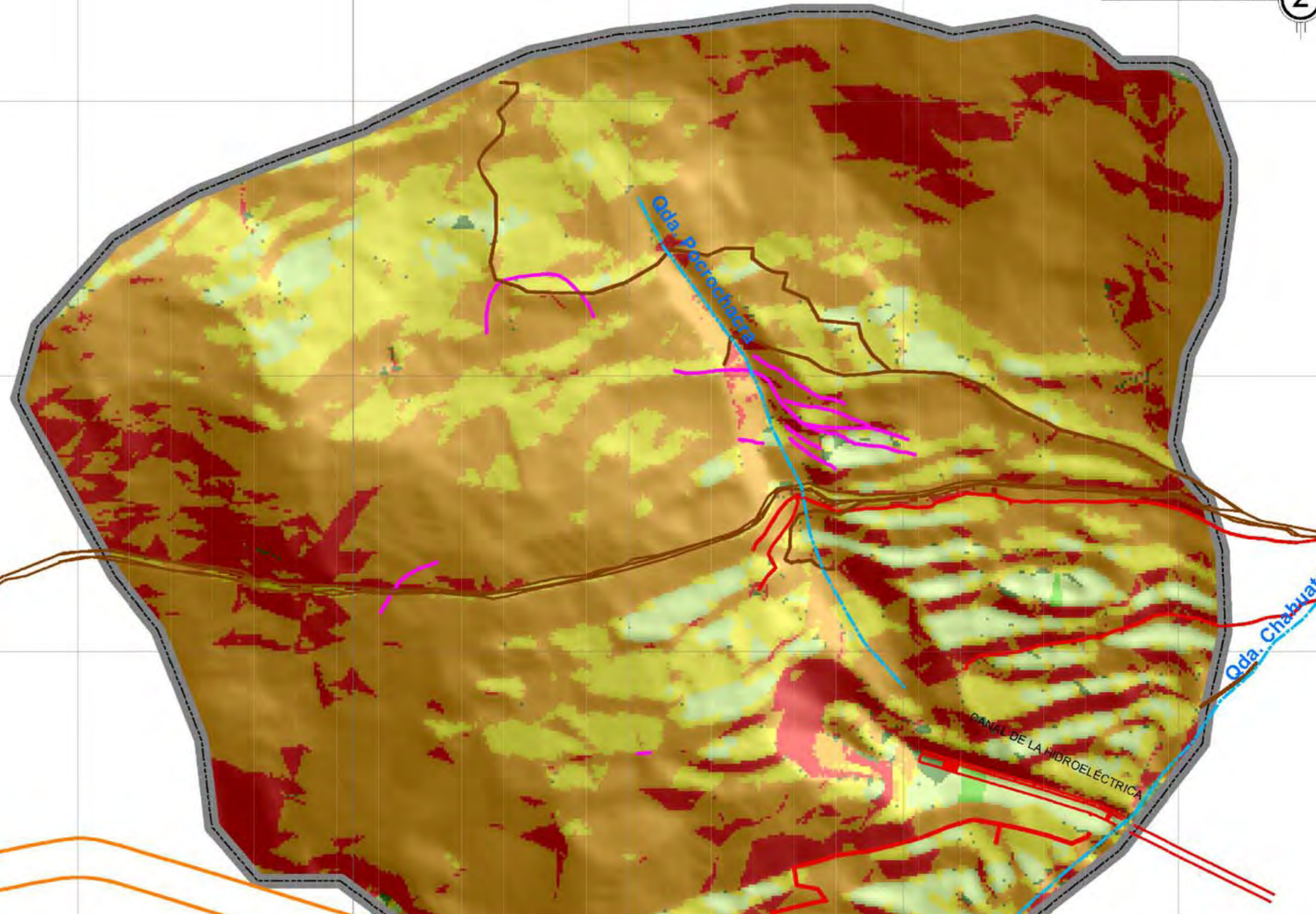
8699500

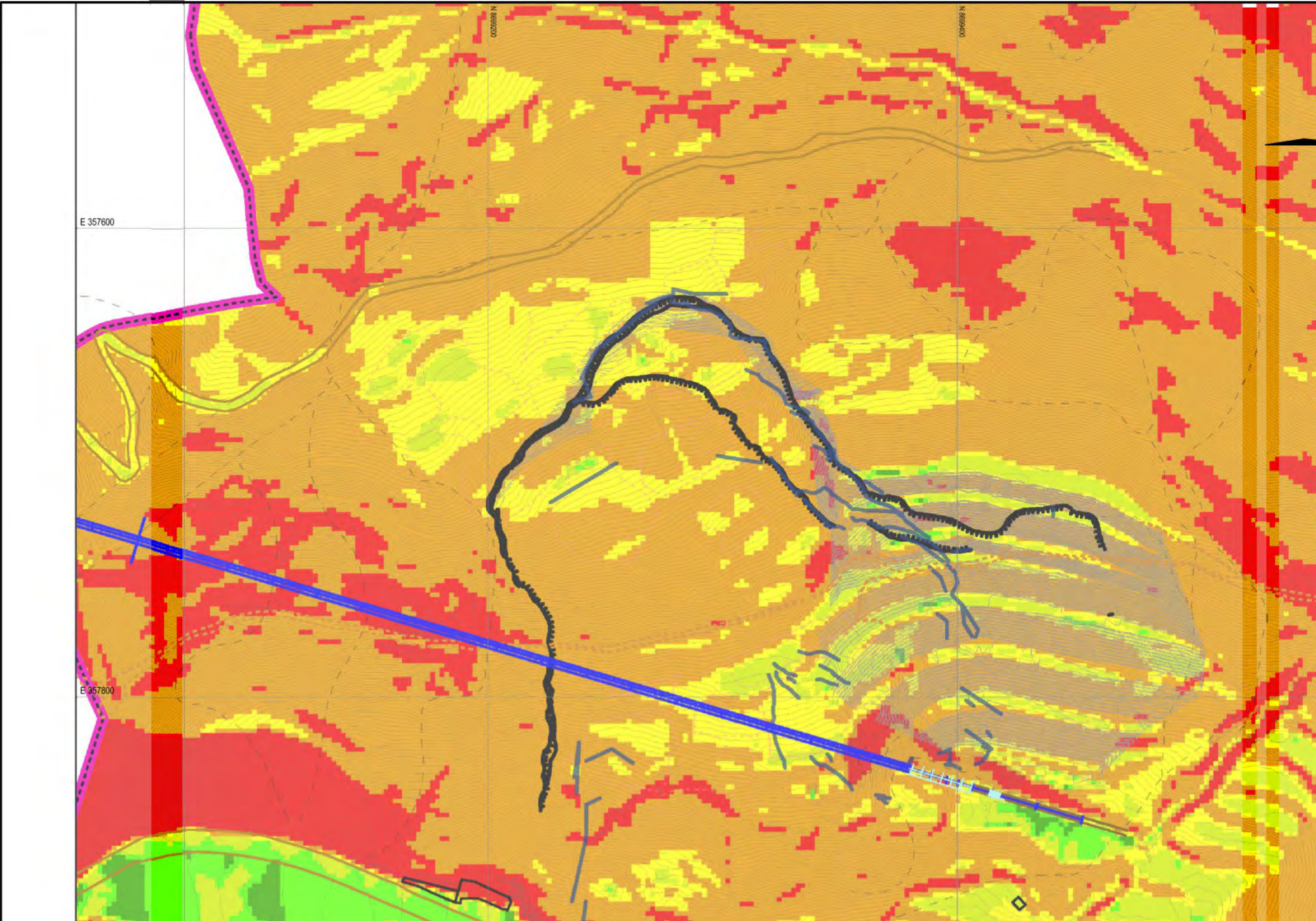
357600

357700

357800

357900





N 869200

N 869400

E 357600

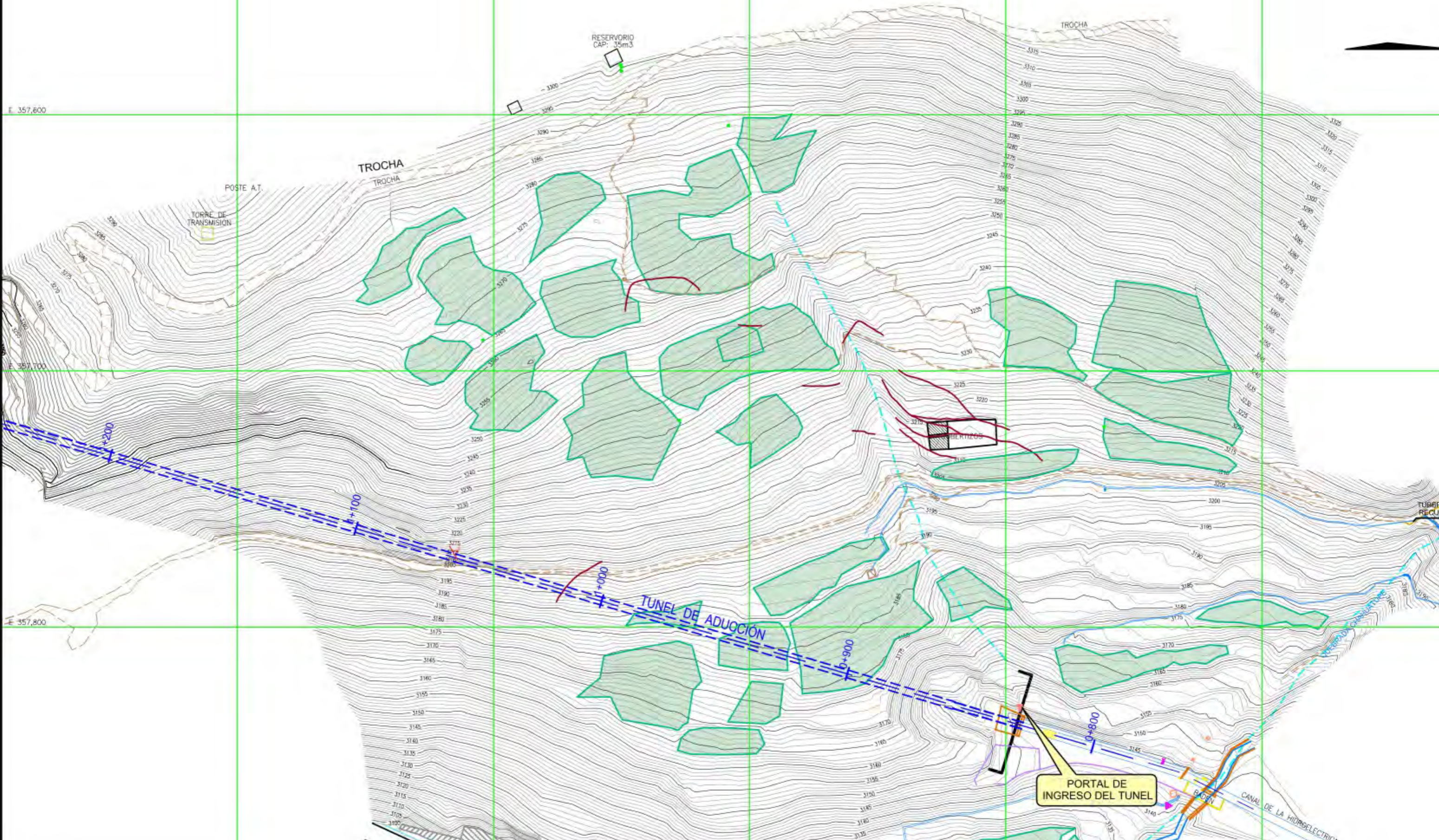
E 357800

E 357,500

F 357,600

E 357,700

E 357,800



RESERVOIRIO
CAP: 35m3

TROCHA

POSTE A.T.

TORRE DE
TRANSMISION

TROCHA
TROCHA

HERIZCOS

TUNEL DE ADUCCION

PORTAL DE
INGRESO DEL TUNEL

CANAL DE LA HIDROELECTRICA

TUBERIA
RECUBIERTA

CABLE

RESERVOIRIO

RESERVOIRIO

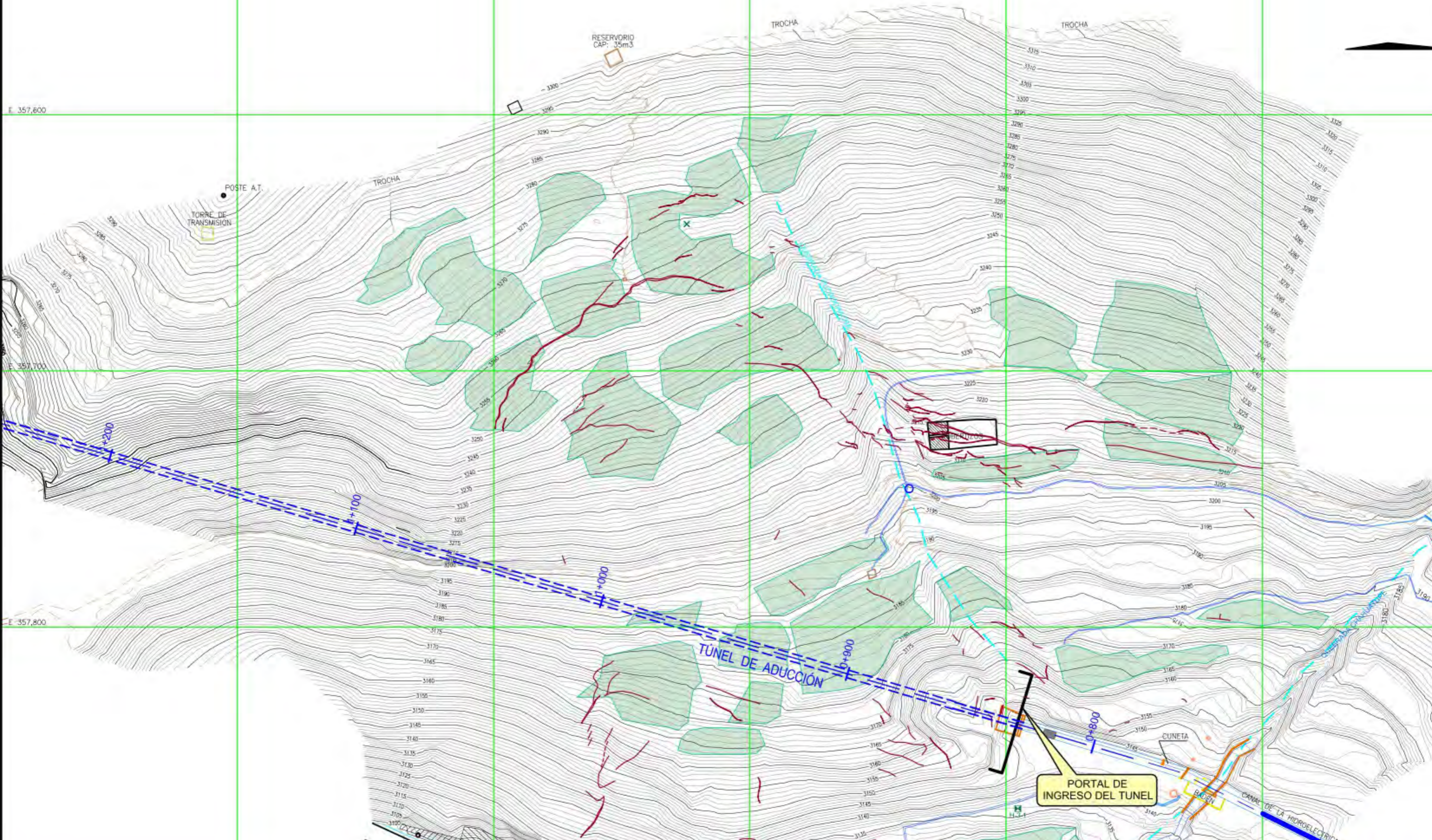
RESERVOIRIO

E 357,500

F 357,600

E 357,700

E 357,800



RESERVOIRIO
CAP: 35m3

TROCHA

TROCHA

POSTE A.T.

TORRE DE
TRANSMISION

TROCHA

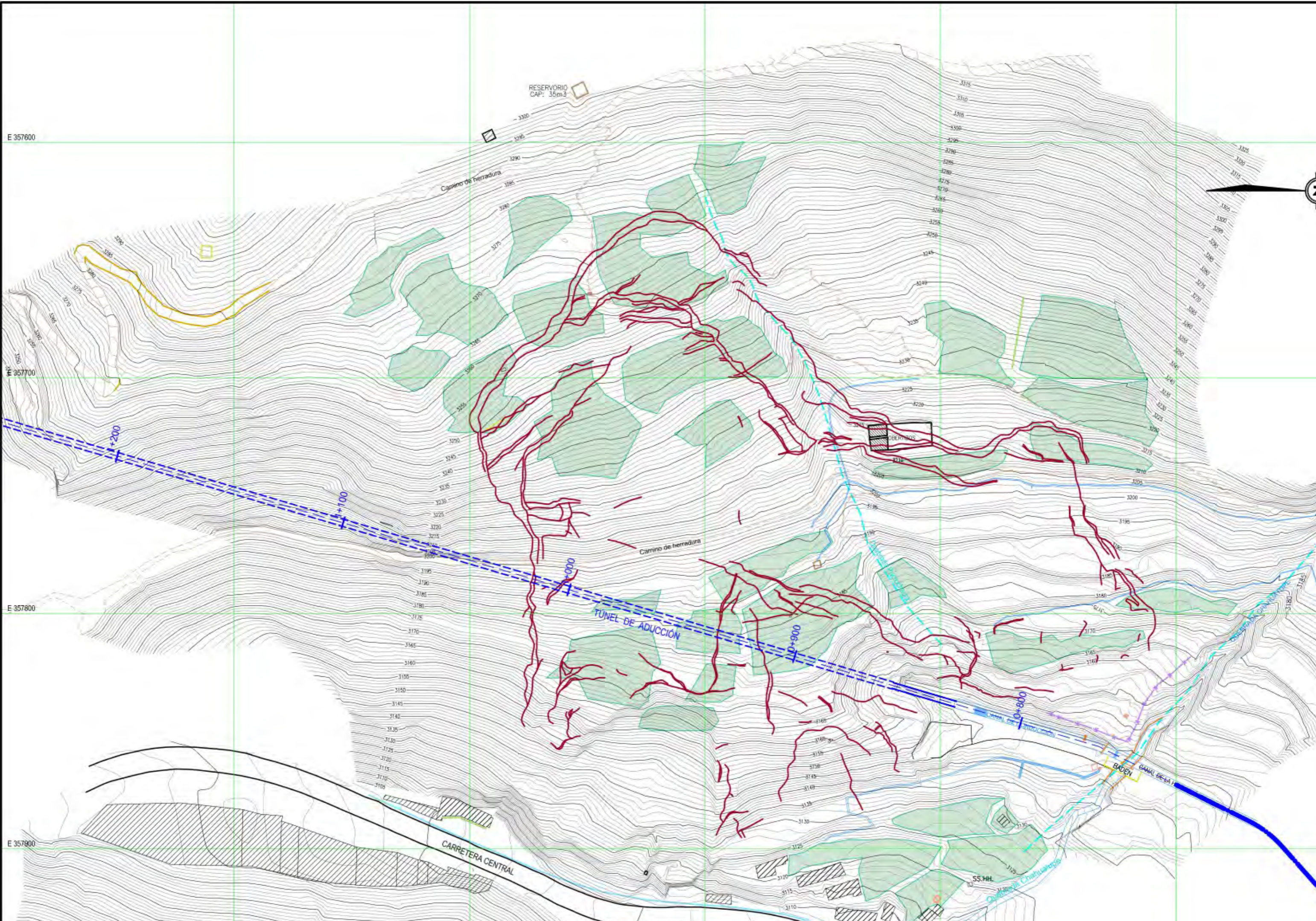
TUNEL DE ADUCCION

PORTAL DE
INGRESO DEL TUNEL

CUNETETA

BACIN

CANAL DE LA HIDROELECTRICA



E 357600

E 357700

E 357800

E 357900

RESERVORIO
CAP: 35m³

Camino de herradura

Camino de herradura

TUNEL DE ADUCCION

CARRERA CENTRAL

BAJEN

BAJEN

CANAL BELLA

SS.MH.

Quebrada Chahuayumbis



