

ACTUALIZACIÓN DE LA EVALUACIÓN DE LA ESTABILIDAD FÍSICA DEL CERRO TAMBORAQUE A JUNIO DE 2011

ÍNDICE

1	RESUMEN EJECUTIVO.....	3
2	INTRODUCCIÓN.....	9
2.1	ANTECEDENTES	9
2.2	OBJETIVO DEL INFORME.....	10
2.3	UBICACIÓN Y ACCESO	10
2.4	INFORMACIÓN EXISTENTE	10
3	INVESTIGACIONES DE CAMPO Y LABORATORIO	12
3.1	TOPOGRAFÍA	12
3.2	INVESTIGACIONES GEOTÉCNICAS IN-SITU.....	12
3.3	ENSAYOS DE LABORATORIO	18
3.4	INVESTIGACIÓN GEOFÍSICA (MAYO 2008)	20
4	CARACTERIZACIÓN DEL EMPLAZAMIENTO	21
4.1	GEOLOGÍA.....	21
4.1.1	<i>Aspectos Geomorfológicos</i>	<i>21</i>
4.1.2	<i>Aspectos Geológicos Geotécnicos.....</i>	<i>22</i>
4.2	HIDROGEOLOGÍA	23
4.3	HIDROLOGÍA	24
4.3.1	<i>Introducción</i>	<i>24</i>
4.3.2	<i>Información Disponible.....</i>	<i>24</i>
4.3.3	<i>Análisis de Precipitaciones Extremas</i>	<i>24</i>
4.3.4	<i>Cálculo de Caudales.....</i>	<i>25</i>
4.3.5	<i>Verificación del Diseño del Canal de Derivación Existente</i>	<i>25</i>
4.4	GEOTECNIA.....	25
4.4.1	<i>De los Relaves</i>	<i>25</i>
4.4.2	<i>De la Capa de Arcilla.....</i>	<i>26</i>
4.5	MONITOREO INSTRUMENTAL	28
4.5.1	<i>Niveles Piezométricos.....</i>	<i>28</i>
4.5.2	<i>Mediciones de Inclínómetros.....</i>	<i>32</i>
4.5.3	<i>Aforo de Drenaje del Túnel</i>	<i>37</i>
4.6	ESTUDIO DE PELIGRO SÍSMICO.....	38
5	EVALUACIÓN DE LA ESTABILIDAD FÍSICA ACTUAL.....	40
5.1	INTRODUCCIÓN	40
5.2	SECCIONES DE ANÁLISIS	40
5.3	ACELERACIÓN SÍSMICA DE DISEÑO	40
5.4	NIVEL FREÁTICO.....	41
5.5	PARÁMETROS RESISTENTES	41
5.6	INFLUENCIA DEL TRÁNSITO DEL FERROCARRIL CENTRAL	43
5.7	FACTORES DE SEGURIDAD PERMISIBLES.....	44
5.8	RESULTADOS DEL ANÁLISIS DE ESTABILIDAD	44

ANEXOS

1. Investigaciones Geotécnicas de Campo
2. Resultados de los Ensayos de Laboratorio
3. Informe de la Investigación Geofísica
4. Estudio de Peligro Sísmico
5. Evaluación de la Estabilidad Física
6. Registros del Monitoreo Inclínométrico
7. Hidrología y Cálculos Hidráulicos
8. Monitoreo de Agua Subterránea
9. Planos

PLANOS

1. Ubicación del Proyecto
2. Topografía Previa al Recrecimiento y Ubicación de Sondeos (Antes de 2007)
3. Topografía Actual y Ubicación de Instrumentación Geotécnica (Después de 2008)
4. Geología Local
5. Ubicación de Sub-Cuenca de Drenaje Subterráneo
6. Sección Geotécnica A-A'
7. Sección Geotécnica B-B'
8. Perfil Geotécnico Longitudinal del Túnel de Drenaje Subterráneo
9. Red de Sub-Drenaje Existente Bajo el Depósito de Relaves N° 2

1 RESUMEN EJECUTIVO

Compañía Minera San Juan (Perú) S.A. (CMSJ) opera la concesión de beneficio “Concentradora Tamboraque” y, con anterioridad a mayo de 2008, los relaves producto de dicha operación eran almacenados en los Depósitos de Relaves N° 1 y 2, ubicados al pie de la ladera del cerro Tamboraque.

El 7 de mayo de 2008, CMSJ detecta fisuras en el Depósito de Relaves N° 1 y 2 así como en el terreno adyacente, por lo que suspende temporalmente sus actividades mineras, dando aviso a las autoridades competentes. Posteriormente, en la ladera superior del cerro Tamboraque se detecta un reservorio de agua construido por la comunidad campesina de la zona, el cual entró en operación en agosto de 2007 con la finalidad de alimentar, mediante tuberías, el riego por inundación de áreas de cultivos ubicadas en los sectores bajos de la ladera del cerro Tamboraque.

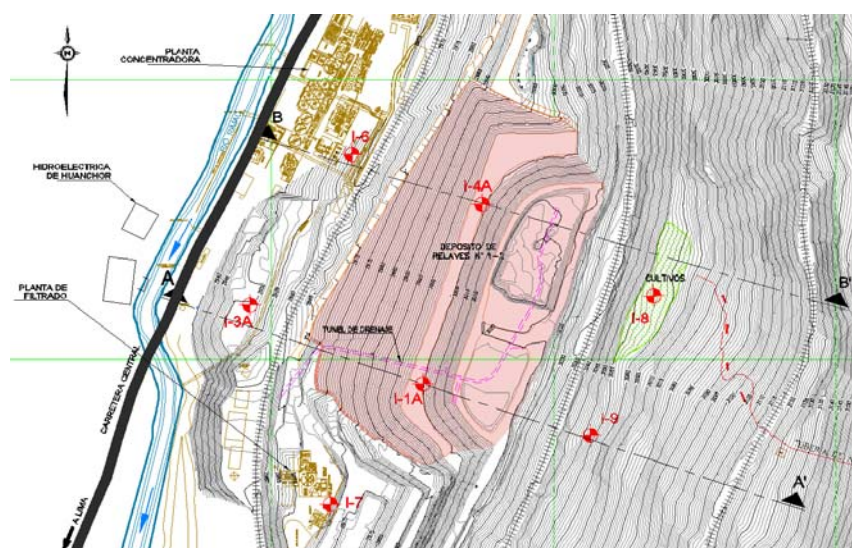
El cerro Tamboraque fue declarado en estado de emergencia el 18 de Julio de 2008, mediante Decreto Supremo N° 050-2008-PCM, prorrogado por Decreto Supremo N° 064-2008-PCM, con la finalidad de facilitar las labores conducentes al logro de su estabilización física.

A la fecha se han implementado medidas de estabilización consistentes básicamente en obras de drenaje, para lo cual en el primer semestre de 2009 se construyó un túnel que se extiende por debajo de la zona de cimentación de los Depósitos de Relaves N° 1 y 2 y que permite el drenaje subterráneo de la zona afectada; asimismo, en coordinación con las autoridades de los Gobiernos Central y Regional, así como con las comunidades campesinas de la zona, se mantiene suspendido hasta la fecha el riego de los terrenos ubicados inmediatamente aguas arriba de la relavera. Adicionalmente, se precisa que hasta la fecha se continúa con el monitoreo periódico del nivel freático en la zona afectada, así como de los movimientos del terreno.

Asimismo, con la finalidad de evaluar la contribución del drenaje subterráneo en la estabilización de la ladera, a inicios de 2011 se llevó a cabo una investigación geotécnica de la capa de arcilla que subyace al depósito coluvial donde se apoyan los Depósitos de Relaves N° 1 y 2. Para tal fin, y previa evaluación del mapeo geotécnico del túnel de drenaje registrado durante la construcción del mismo, se seleccionaron tres ubicaciones dentro del túnel en las cuales se efectuó la extracción de muestras inalteradas representativas de dicha capa de arcilla. Estas muestras fueron enviadas al laboratorio geotécnico del CISMID (UNI) para ser sometidas a ensayos especiales con la finalidad de evaluar su resistencia y cuyos resultados se incluyen en el presente informe.

En la zona de estudio se cuenta con veinticuatro (24) piezómetros de tubo abierto operativos, de los cuales tres (03) están instalados en el interior del depósito de relaves, cinco (05) fueron instalados en el extremo superior de la capa de arcilla, tres (03) quedaron instalados en el interior de los depósitos coluviales y aluviales que se ubican respectivamente por encima y por debajo de la capa de arcilla y, finalmente, trece (13) piezómetros que fueron instalados en el interior del basamento de roca. En base a los registros de todos estos piezómetros, se concluye que la napa freática en la zona adyacente a los Depósitos de Relaves N° 1 y 2 se encuentra profunda, por debajo de las profundidades de contacto con el basamento de roca, y por lo tanto no tiene mayor repercusión en el análisis de la estabilidad de la ladera.

Asimismo, en la zona de estudio se cuenta con siete (07) inclinómetros operativos, de los cuales tres (03) están instalados en el alineamiento B-B' que se ubica en el sector Nor-Este del depósito de relaves, otros tres (03) han sido instalados en el alineamiento A-A' que se ubica en el sector Sur-Oeste del depósito de relaves y, finalmente, un (01) inclinómetro que está ubicado al Sur del alineamiento A-A'.



Los registros inclinométricos en el alineamiento B-B' indican que en la ladera natural del cerro Tamboraque, tanto encima como debajo del depósito de relaves (inclinómetros I-8 e I-6), no se ha producido ningún desplazamiento del terreno desde inicios de 2009 hasta la fecha, y en el caso del inclinómetro I-4A instalado en el depósito de relaves no se ha producido ningún desplazamiento significativo desde inicios del segundo semestre de 2010 a la fecha, indicando que todo este alineamiento estaría estabilizado.

Asimismo, los registros inclinométricos en el alineamiento A-A' indican que en la ladera natural por encima del depósito de relaves (inclinómetro I-9), no se ha producido ningún desplazamiento del terreno desde inicios de 2010 hasta la fecha, mientras que en la ladera natural por debajo del depósito de relaves, así como en este último (inclinómetros I-3A e I-1A), se ha registrado un desplazamiento acumulado de aproximadamente 1 cm desde inicios del segundo semestre de 2010 a la fecha, lo que representa una velocidad de desplazamiento de la ladera de 1.1 mm/mes.

Al respecto, es necesario indicar que en los inclinómetros I-3A e I-1A se han registrado con anterioridad desplazamientos acumulados del terreno de 6.0 y 18.8 cm respectivamente, los que para el periodo comprendido entre mediados de 2008 y finales de setiembre de 2009 representaron velocidades de desplazamiento de 4 y 12 mm/mes respectivamente. Estos desplazamientos ocurrieron inmediatamente después del periodo estacional de lluvias, los mismos que se reducen significativamente durante el mismo periodo en los años siguientes, sugiriendo que se trataría de un proceso de reacomodo de la masa desestabilizada en el 2008, con tendencia a la estabilización, máxime cuando no se ha evidenciado ningún signo de reactivación de la desestabilización luego de ocurridos varios temblores percibidos en Lima desde mayo de 2008.

Finalmente, en relación con el inclinómetro I-7 ubicado al Sur del alineamiento A-A', se precisa que no se han registrado desplazamientos del terreno desde la fecha de su instalación hasta el presente.

De otro lado, también se ha efectuado una nueva evaluación del Peligro Sísmico de la zona del cerro Tamboraque, la cual ha sido llevada a cabo teniendo en cuenta las metodologías de análisis probabilística y determinística. El primer método de análisis toma en cuenta la totalidad de los sismos registrados en la zona de influencia del sitio de interés, la ubicación de los hipocentros respectivos y su distribución en el tiempo, habiéndose determinado los dos escenarios sísmicos de diseño que se indican a continuación:

$$a_{\max 1} = 0.22g \text{ (para un periodo de retorno de 150 años)}$$

$$a_{\max 2} = 0.34g \text{ (para un periodo de retorno de 500 años)}$$

El método determinístico considera la ubicación y extensión de todas las fuentes sismogénicas (fallas) existentes en la zona de influencia del sitio de interés, estimándose la magnitud de los sismos que potencialmente podrían generarse en cada una de las fuentes, así como su repercusión en el sitio de interés. De todas las fuentes existentes en el área de influencia, la zona de subducción resulta sin lugar a dudas la fuente de mayor peligrosidad sísmica en relación con el sitio de estudio, dada la historia sísmica peruana y los recientes

antecedentes sísmicos ocurridos en Chile (2010) y Japón (2011), donde se registraron magnitudes de 8.8-9.0Mw respectivamente.

Por tal razón, en el nuevo estudio de peligro sísmico se consideró la ocurrencia de un sismo hipotético de magnitud 8.5Mw, con epicentro en el mar frente a la costa de Lima, a 140 km del cerro Tamboraque. Para dicho supuesto y mediante la aplicación de las relaciones de atenuación correspondientes, de acuerdo al método determinístico se estimó una aceleración máxima en la zona del cerro Tamboraque del orden de 0.12g.

En la actualización de la evaluación de la estabilidad física del cerro Tamboraque se han considerado las condiciones de análisis estática y pseudo-estática, donde para ésta última condición de análisis se han considerado los resultados de los diversos escenarios sísmicos definidos en el reciente estudio de peligro sísmico. Asimismo, se han tenido en cuenta también diferentes configuraciones de carga del talud (con la totalidad de los relaves; sin la totalidad de estos; sin los relaves del recrecimiento; e incluyendo en todos los casos la carga dinámica por el tránsito del ferrocarril central). Los resultados obtenidos en los análisis de estabilidad para las condiciones actuales se resumen en las tablas siguientes:

Sección A-A'	FS Análisis Estático	FS – Análisis Pseudo-Estático		
		Método Probabilístico		Método Determinístico
		t= 150 años	t= 500 años	
		0.11g	0.17g	
Con Relaves	1.499	1.122	0.977	1.272
Sin Relaves	1.428	1.107	0.977	1.239
Sin Recrecimiento	1.479	1.117	0.976	1.262

Sección B-B'	FS Análisis Estático	FS – Análisis Pseudo-Estático		
		Método Probabilístico		Método Determinístico
		t= 150 años	t= 500 años	
		0.11g	0.17g	
Con Relaves	1.606	1.224	1.072	1.376
Sin Relaves	1.741	1.345	1.187	1.504
Sin Recrecimiento	1.975	1.433	1.229	1.656

Análisis Considerando la Carga del Tren				
Sección A-A'	FS Análisis Estático	FS – Análisis Pseudo-Estático		
		Método Probabilístico		Método Determinístico
		t= 150 años	t= 500 años	
		0.11g	0.17g	
Con Relaves	1.495	1.122	0.978	1.271
Sin Relaves	1.424	1.105	0.977	1.235
Sin Recrecimiento	1.475	1.117	0.978	1.261

Análisis Considerando la Carga del Tren				
Sección B-B'	FS Análisis Estático	FS – Análisis Pseudo-Estático		
		Método Probabilístico		Método Determinístico
		t= 150 años	t= 500 años	
		0.11g	0.17g	
Con Relaves	1.606	1.224	1.072	1.376
Sin Relaves	1.694	1.335	1.187	1.481
Sin Recrecimiento	1.951	1.433	1.229	1.656

Los resultados del análisis de estabilidad indican que en condiciones estáticas y para todas las configuraciones de carga (con relaves; sin la totalidad de los relaves; sin los relaves del recrecimiento; e incluyendo la carga del tren), los factores de seguridad (FS) calculados resultan todos mayores que 1.0 y cumplen en estricto sentido con el valor mínimo admisible para el caso de la sección geotécnica B-B' ($FS \geq 1.5$), en tanto que para la sección geotécnica A-A' los factores de seguridad obtenidos presentan valores muy próximos a 1.5 y por lo tanto resultan prácticamente aceptables. En consecuencia, es posible concluir que actualmente en condiciones estáticas la ladera inferior del cerro Tamboraque es estable.

Asimismo, los resultados del factor de seguridad obtenidos para la condición de análisis pseudo-estática con el sismo de diseño correspondiente a un periodo de retorno de 150 años cumplen para todas las configuraciones de carga y en las dos secciones geotécnicas analizadas con el valor mínimo admisible del factor de seguridad. En consecuencia, también es posible concluir que para la condición antes indicada la ladera inferior del cerro Tamboraque es estable.

De otro lado, los resultados del factor de seguridad (FS) obtenidos para la condición de análisis pseudo-estática con el sismo de diseño correspondiente a un periodo de retorno de 500 años (requerido por la Guía Ambiental del MEM para condiciones de cierre definitivo de depósitos de relaves), y considerando todas las configuraciones de carga, indican que para la sección geotécnica B-B' se cumple en estricto sentido con el factor mínimo requerido, en tanto que para la sección A-A' los valores del FS obtenidos están comprendidos entre 0.976 y 0.978, que en la práctica al ser valores muy próximos a 1.0 indicarían que actualmente para dicha condición extrema de análisis, este sector del terreno también resulta estable.

Los resultados del factor de seguridad confirman también que en todos los casos analizados el efecto de carga que representa el recrecimiento del depósito de relaves, al igual que la carga dinámica adicional producida por el tránsito del Ferrocarril Central, no repercuten significativamente en la desestabilización de la ladera inferior del cerro Tamboraque, debido a que dichas cargas resultan bastante menores en relación con el peso de la masa que fue afectada durante la desestabilización de mayo de 2008.

Finalmente, resulta pertinente destacar que para el análisis de estabilidad efectuado utilizando la aceleración sísmica de diseño obtenida en el estudio de peligro sísmico mediante el método determinístico, y que correspondería a un sismo hipotético de gran magnitud con epicentro frente a la costa de Lima, los factores de seguridad calculados para todas las configuraciones de carga y en ambas secciones geotécnicas resultan ser en todos los casos mayores que 1.2, excediendo significativamente el valor del factor de seguridad mínimo admisible, lo que redundaría en beneficio de las condiciones de estabilidad física de la ladera.

Es pertinente indicar también que, desde que se implementaron las medidas de estabilización en el cerro Tamboraque a través de las obras de drenaje subterráneo, no se ha evidenciado la aparición de nuevas grietas en los terrenos adyacentes al depósito de relaves y a la vía de Ferrocarril Central, lo cual es consistente con los resultados de los análisis de estabilidad física obtenidos a junio de 2011, así como con los resultados del monitoreo inclinométrico de desplazamientos a dicha fecha, que muestran una tendencia sostenida a la consolidación de la estabilización, por lo que se puede afirmar que actualmente las condiciones de estabilidad física de la ladera inferior del cerro Tamboraque son satisfactorias.

Lima, Junio de 2011

2 INTRODUCCIÓN

2.1 ANTECEDENTES

Compañía Minera San Juan (Perú) S.A. (CMSJ) opera la concesión de beneficio “Concentradora Tamboraque” y, con anterioridad a mayo de 2008, los relaves producto de dicha operación eran almacenados en los Depósitos de Relaves N° 1 y 2, ubicados al pie de la ladera del cerro Tamboraque.

En base a la documentación existente se sabe que los Depósitos de Relaves N° 1 y 2 en su mayor parte contienen relaves filtrados de flotación de Zn-Pb-Cu-Ag, así como concentrados de piritita, lodos residuales de la planta de neutralización de drenaje ácido de roca, relaves provenientes del ex-Depósito de Relaves N° 4 y los relaves del que fue el antiguo Depósito de Relaves de Mayoc.

El 7 de mayo de 2008, CMSJ detecta fisuras en el Depósito de Relaves N° 1 y 2 así como en el terreno adyacente, por lo que suspende temporalmente sus actividades mineras, dando aviso a las autoridades competentes. Posteriormente, en la ladera superior del cerro Tamboraque se detecta un reservorio de agua construido por la comunidad campesina de la zona, el cual entró en operación en agosto de 2007 con la finalidad de alimentar, mediante tuberías, el riego por inundación de áreas de cultivos ubicadas en los sectores bajos de la ladera del cerro Tamboraque.

El cerro Tamboraque fue declarado en estado de emergencia el 18 de Julio de 2008, mediante Decreto Supremo N° 050-2008-PCM, prorrogado por Decreto Supremo N° 064-2008-PCM, con la finalidad de facilitar las labores conducentes al logro de su estabilización física.

En el Informe N° 18-ES-2008 emitido por la firma Asesores y Consultores Mineros S.A. (ACOMISA), por encargo del Organismo Supervisor de la Inversión en Energía y Minería (OSINERGMIN), concluye que entre los factores concurrentes de la desestabilización del cerro Tamboraque se encuentran los siguientes:

- a) Las aguas superficiales y subterráneas que han contribuido al incremento del nivel freático en la zona;
- b) El incremento de carga constituida por los Depósitos de Relaves N° 1 y 2;
- c) Las características geológicas del suelo que facilitan la filtración de las aguas;
- d) La carga dinámica producida por el paso del tren con mayor frecuencia y peso; y
- e) La sismicidad de la zona.

Para evitar los impactos de los posibles daños que podrían generarse en caso de un eventual deslizamiento del cerro Tamboraque, el 12 de noviembre de 2008 se emitió el Decreto de Urgencia N° 044-2008, donde se dispone la adopción de medidas de emergencia para la ejecución de estudios y obras conducentes a la estabilización del cerro Tamboraque.

A la fecha se han implementado medidas de estabilización consistentes básicamente en obras de drenaje, para lo cual en el primer semestre de 2009 se construyó un túnel que se extiende por debajo de la zona de cimentación de los Depósitos de Relaves N° 1 y 2 y que permite el drenaje subterráneo de la zona afectada; asimismo, en coordinación con las autoridades de los Gobiernos Central y Regional, así como con las comunidades campesinas de la zona, se mantiene suspendido hasta la fecha el riego de los terrenos ubicados inmediatamente aguas arriba de la relavera. Adicionalmente, se precisa que hasta la fecha se continúa con el monitoreo periódico del nivel freático en la zona afectada, así como de los movimientos del terreno.

2.2 OBJETIVO DEL INFORME

El objetivo principal del presente informe es evaluar el estado actual de la estabilidad física del cerro Tamboraque, luego de la implementación de las obras de drenaje con fines de estabilización y a la luz de la información técnica recopilada hasta a la fecha.

2.3 UBICACIÓN Y ACCESO

El Depósito de Relaves N° 1 y 2 se emplaza sobre una terraza coluvial ubicada en la margen izquierda del río Rímac, en las coordenadas UTM 8'697,656N y 357,946E, a una altitud media de 2,990 msnm. Dicho depósito de relaves se encuentra ubicado en el distrito de San Mateo, provincia de Huarochirí, departamento de Lima.

El acceso a la zona se logra desde Lima a través de la Carretera Central, a la altura del km 90, en donde se encuentra el ingreso a la planta concentradora de la Unidad Minera Coricancha.

2.4 INFORMACIÓN EXISTENTE

Para la elaboración del presente informe se han tomado en consideración los siguientes informes de estudios previos, realizados para los Depósitos de Relaves N° 1 y 2:

- Plan de Cierre del Depósito de Relaves de Mayoc, SVS Ingenieros S.A., Mayo 2005.
- Supervisión de los trabajos del Plan de Cierre del Depósito de Relaves de Mayoc, SVS Ingenieros S.A., Enero 2006.
- Actualización del Estudio de la Estabilidad Físico-Química de los Depósitos de Relaves 1 y 2, SVS Ingenieros S.A.C., Agosto 2006.
- Technical Memorandum “Groundwater Study Results - Minera San Juan”, Tetra Tech, Agosto 2007.
- Re-evaluación de la Estabilidad Física del Depósito de Relaves 1 y 2 para el Cierre, SVS Ingenieros S.A.C., Abril 2008.
- Perfiles de refracción sísmica con interpretación por tomografía icónica de la zona del Depósito de Relaves 1 y 2. Arce Geofísicos, Mayo 2008.
- Supervisión sobre la Estabilidad Física del Área de Influencia en la Concesión de Beneficio “Concentradora Tamboraque y el Depósito de Relaves 1 y 2”. ACOMISA, Julio 2008.
- Evaluación Geológica del Área Afectada por Deslizamiento de Tierras en Tamboraque. INGEMMET, Setiembre 2008.
- La Condición Sísmica de Tamboraque y la Emergencia de la Relavera Minera: Informe Actualizado. Instituto Geofísico del Perú (IGP), Enero 2009.

3 INVESTIGACIONES DE CAMPO Y LABORATORIO

3.1 TOPOGRAFÍA

Este trabajo fue realizado por CMSJ y tuvo por finalidad reflejar la nueva conformación geométrica del Depósito de Relaves N° 1 y 2 como consecuencia del retiro parcial de los relaves que fueron almacenados en la zona del recrecimiento.

El levantamiento efectuado está referido a coordenadas UTM, habiéndose utilizado las estaciones topográficas 1002 y 1003, cuyas características son las siguientes:

Tabla N° 3.1: Estaciones Topográficas para el Replanteo

Estación	Coordenadas UTM		
	Norte	Este	Cota
1002	8697585.430	357784.836	2964.670
1003	8697409.930	357944.761	3046.190

El levantamiento topográfico de la zona evaluada se presenta en el Plano N° 2, el cual ha sido elaborado a escala 1/2000, con curvas de nivel equidistantes cada 1 m.

3.2 INVESTIGACIONES GEOTÉCNICAS IN-SITU

Trabajos Efectuados por Asesores Técnicos Asociados (ATA, Junio 2009)

Como parte de los trabajos de construcción del túnel de drenaje subterráneo del cerro Tamboraque (2009), ATA realizó un programa de exploración geotécnica de campo que comprendió la ejecución de ocho (08) perforaciones diamantinas con recuperación continua de testigos, denominadas Pd-1 al Pd-7, las cuales alcanzaron profundidades comprendidas entre 34.51 y 70.50 m con respecto a la superficie del terreno. En todos estos sondeos se instalaron piezómetros de tubo abierto con fines de monitoreo de la napa freática. En la Tabla N° 3.2 se indican las características de dichos sondeos.

Tabla N° 3.2: Características de las Perforaciones Diamantinas (ATA, 2009)

Sondeo	Ubicación	Coordenadas (UTM)		Cota de Fondo (msnm)	Cota en Superficie (msnm)	Longitud del Piezómetro (m)
		Norte (m)	Este (m)			
Piezómetro. Pd - 1	Pie de talud del cerro	8'697,683.233	358,017.15	2950.339	3020.339	70.28
Piezómetro. Pd - 2A	Pie de talud del cerro	8'697,585.231	357,978.86	2948.700	3019.200	70.50
Piezómetro. Pd - 2B*	Pie de talud del cerro	8'697,585.231	357,978.86	2948.700	3019.200	39.54
Piezómetro. Pd3 - A	Plataforma de las Canchas 1 y 2	8'697,599.295	357,906.78	2918.8240	3003.824	49.17
Piezómetro. Pd - 4A	Plataforma de las Canchas 1 y 2	8'697,650.818	357,926.59	2944.075	3004.075	60.12
Piezómetro. Pd - 4B*	Plataforma de las Canchas 1 y 2	8'697,650.818	357,926.59	2944.075	3004.075	36.28
Piezómetro. Pd - 5A	Plataforma de las Canchas 1 y 2	8'697,571.900	357,901.32	2944.45	3004.450	60.38
Piezómetro. Pd - 5B*	Plataforma de las Canchas 1 y 2	8'697,571.900	357,901.32	2944.45	3004.450	34.51
Piezómetro. Pd - 6	Depósito Canchas 1 y 2	8'697,591.961	357,943.28	2967.874	3013.874	46.00
Piezómetro. Pd - 7	Depósito Canchas 1 y 2	8'697,641.825	357980.097	2971.166	3015.066	43.90

*Piezómetros instalados en la capa de arcilla.

Trabajos Efectuados por SVS (Mayo – Octubre 2008)

El programa de exploración de campo comprendió la ejecución de catorce (14) perforaciones diamantinas, las cuales alcanzaron profundidades comprendidas entre 18.0 y 64.0 m con respecto a la superficie del terreno; estas perforaciones fueron complementadas mediante auscultaciones dinámicas con el ensayo SPT y con el cono de Peck. En la Tabla N° 3.3 se indican las características de dichos sondeos.

Tabla N° 3.3: Características de las Perforaciones Diamantinas (SVS, 2008)

Sondeo	Ubicación	Coordenadas (UTM)		Cota Superficie Terreno (msnm)	Profundidad Alcanzada (m)
		Este (m)	Norte (m)		
I-1	Plataforma de las Canchas 1 y 2	357902.025	8697582.242	3004.215	26.45
I-1A	Plataforma de las Canchas 1 y 2	357907.201	8697582.394	3004.215	60.15
I-1B	Plataforma de las Canchas 1 y 2	357908.252	8697585.148	3004.147	38.60
I-2	Pie del talud de las Canchas 1 y 2	357829.813	8697597.217	2971.008	31.55
I-3	Grifo de combustible	357784.198	8697614.387	2954.000	18.00
I-3A	Grifo de combustible	357784.692	8697639.014	2949.951	39.00
I-4	Pie del talud de las Canchas 1 y 2	357948.483	8697708.161	3003.998	50.00
I-4A	Pie del talud de las Canchas 1 y 2	357949.232	8697710.963	3003.976	55.50
I-4B	Pie del talud de las Canchas 1 y 2	357949.504	8697711.878	3003.914	36.41
I-6	Planta Concentradora	357856.845	8697746.641	2960.491	25.90
I-7	Planta de Filtrado	357841.695	8697496.469	2970.138	33.30
I-8	Zona de Cultivos	358070.971	8697645.521	3057.095	48.90
I-9	Ladera de cerro	358026.088	8697545.658	3051.300	64.00
P-7	Plataforma de las Canchas 1 y 2	357926.907	8697645.465	3004.274	45.90

En todos los sondeos listados la Tabla N° 3.3 se instalaron tuberías inclinométricas, las mismas que fueron habilitadas para funcionar también como piezómetros de tubo abierto.

Trabajos Efectuados por SVS (Marzo 2008)

Como parte del estudio: “Re-evaluación de la Estabilidad del Depósito de Relaves 1 y 2 para el Cierre” presentado en Abril del 2008, SVS realizó un programa de exploración de campo que comprendió la ejecución de tres (03) perforaciones por lavado, denominadas P-4, P-5 y P-6, las cuales alcanzaron profundidades de hasta 15.5 m con respecto a la superficie del terreno.

En estas tres perforaciones se instalaron igual número de piezómetros de tubo abierto, los cuales tuvieron por finalidad monitorear la existencia de nivel freático en la zona del relave antiguo. En la Tabla N° 3.4 se indican las características de dichas perforaciones.

Tabla N° 3.4: Características de las Perforaciones (SVS, 2008)

Piezómetro	Ubicación	Coordenadas (UTM)		Cota Superficie Terreno (msnm)	Profundidad Alcanzada (m)
		Este (m)	Norte (m)		
P-4	Berma intermedia de la Cancha 1 y 2	357903.31	8697593.02	3004.028	15.21
P-5	Berma intermedia de la Cancha 1 y 2	357922.051	8697640.804	3004.299	15.30
P-6	Berma intermedia de la Cancha 1 y 2	357946.432	8697716.911	3004.151	15.50

Trabajos Efectuados por Tetra Tech (2007)

Como parte del “Estudio de Aguas Subterráneas en la Planta Concentradora Coricancha”, llevado a cabo por Tetra Tech en el 2007, se realizó un programa de exploración de campo que comprendió la ejecución de cuatro (4) perforaciones mediante el método Air Rotary Hammer, las cuales alcanzaron profundidades comprendidas entre 13.50 y 23.00 m con respecto a la superficie del terreno. En algunos casos estas perforaciones fueron complementadas mediante ensayos SPT. En la Tabla N° 3.5 se indican las características de dichos sondeos.

Tabla N° 3.5: Características de los Sondeos (Tetra Tech, 2007)

Sondeo	Ubicación	Coordenadas (UTM)		Cota Superficie Terreno (msnm)	Profundidad Alcanzada (m)
		Este (m)	Norte (m)		
PMS-01	Cerca al pie del talud de las Canchas 1 y 2	357802.095	8697609.83	2959.00	15.00
PMS-02	Pie del talud de las Canchas 1 y 2	357881.349	8697711.59	2973.00	13.50
PMS-03	a 500 m de la planta concentradora	358063.266	8698410.27	2985.00	23.00
PMS-04	Cerca de la caseta de control de seguridad	357767.793	8697683.51	2935.00	17.50

Trabajos Efectuados por SVS (2006)

Como parte del estudio: “Actualización del Estudio de Estabilidad Físico-Químico de los Depósitos de Relaves N° 1 y 2”, SVS realizó un programa de exploración de campo que comprendió la ejecución de tres (03) perforaciones mediante el sistema Wash Boring, denominadas P-1, P-2 y P-3, que incluyeron la ejecución de ensayos de penetración SPT espaciados cada metro. Estas perforaciones alcanzaron profundidades comprendidas entre 29.90 y 33.77 m con respecto a la superficie del terreno y, en el fondo de dichas perforaciones, estas fueron complementadas mediante auscultaciones dinámicas con el cono de Peck hasta alcanzar valores de rechazo a la hinca. Adicionalmente, se excavaron manualmente diecinueve (19) calicatas, denominadas C-1 a C-19, en las cuales se alcanzaron profundidades comprendidas entre 1.0 y 10.0 m. En las Tablas N° 3.6 y 3.7 se indican las características de dichos sondeos.

Tabla N° 3.6: Características de las Calicatas (SVS, 2006)

Calicata	Ubicación	Coordenadas		Cota Superficie Terreno (msnm)	Profundidad Alcanzada (m)
		Este (m)	Norte (m)		
C-1	Plataforma Superior	357929.795	8697597.508	3005.679	2.50
C-2	Plataforma Superior	357913.081	8697613.652	3006.028	2.10
C-3	Talud	357874.110	8697635.174	2984.086	2.00
C-4	Talud	357880.291	8697652.426	2983.387	2.00
C-5	Talud	357906.138	8697720.417	2981.914	1.00
C-6	Talud	357939.228	8697720.002	2998.563	3.00
C-7	Plataforma Superior	357974.318	8697697.103	3005.714	2.50
C-8	Plataforma Superior	357976.144	8697712.272	3005.724	2.50
C-9	Plataforma Superior	357963.601	8697708.896	3005.661	9.20
C-10	Plataforma Superior	357988.148	8697702.089	3005.835	10.00
C-11	Plataforma Superior	357996.912	8697725.242	3005.807	7.00
C-12	Plataforma Superior	357974.001	8697732.876	3005.785	9.00
C-13	Talud	357945.913	8697752.786	2995.949	3.00
C-14	Talud	357924.458	8697752.595	2983.043	3.00
C-15	Talud	357940.481	8697773.949	2981.914	3.00
C-16	Plataforma Superior	357991.515	8697727.223	3005.768	7.00
C-17	Plataforma Superior	357993.775	8697718.753	3005.783	7.00
C-18	Terreno natural	357962.554	8697797.316	2985.238	3.00
C-19	Terreno natural	357993.030	8697780.389	2997.011	4.00

Tabla N° 3.7: Características de las Perforaciones Wash Boring (SVS, 2006)

Sondeo	Ubicación	Coordenadas		Cota Superficie Terreno (msnm)	Profundidad Alcanzada (m)
		Este (m)	Norte (m)		
P-1	Plataforma de las Canchas 1 y 2	357922.696	8697581.891	3005.292	32.35
P-2	Plataforma de las Canchas 1 y 2	357951.686	8697663.000	3005.710	29.90
P-3	Plataforma de las Canchas 1 y 2	357922.648	8697629.389	3006.168	33.77

En las tres perforaciones citadas en la Tabla N° 3.7 se atravesó todo el espesor del depósito de relaves existente, detectándose en el tramo final de éstas la presencia de un depósito de suelos coluviales densos que constituye la cimentación del depósito.

Trabajos Efectuados por Klohn Crippen (2003)

Como parte del “Estudio de la Estabilidad Físico-Química de las Canchas de Relave N° 1, 2 y 4” desarrollado por Klohn Crippen en el 2003, se realizó un programa de exploración de campo que comprendió la ejecución de cuatro (04) perforaciones mediante el sistema Wash Boring sobre los Depósitos de Relaves N° 1 y 2, y una perforación en lo que fue el Depósito de Relaves N° 4. Estas perforaciones alcanzaron profundidades comprendidas entre 10.95 y 16.95 m con respecto a la superficie del terreno existente a Julio de 2003; asimismo, se efectuaron ocho (08) auscultaciones dinámicas con el cono de Peck, que alcanzaron profundidades comprendidas entre 11.70 y 27.40 m con respecto a dicha superficie del terreno. En las Tablas N° 3.8 y 3.9 se indican las características de dichos sondeos.

Tabla N° 3.8: Características de las Perforaciones (Klohn Crippen, 2003)

Sondeo	Ubicación	Coordenadas (UTM)		Cota Superficie Terreno (msnm)	Profundidad Alcanzada (m)
		Este (m)	Norte (m)		
DH3-2(KC)	Cancha 1	357961	8697742	2991.940	10.95
DH3-3(KC)	Cancha 2	357937	8697626	2995.980	16.95
DH3-4(KC)	Cancha 2	357953	8697634	2997.740	15.95
DH3-5(KC)	Cancha 2	357906	8697593	3002.510	13.95

Tabla N° 3.9: Características de las Auscultaciones (Klohn Crippen, 2003)

Sondeo	Ubicación	Coordenadas (UTM)		Cota Superficie Terreno (msnm)	Profundidad Alcanzada (m)
		Este (m)	Norte (m)		
DCT3-4(KC)	Cancha 1	357983	8697731	3001.200	20.5
DCT3-5(KC)	Cancha 1	357959	8697741	2991.900	11.7
DCT3-6(KC)	Cancha 2	357936	8697628	2995.800	27.4
DCT3-7(KC)	Cancha 2	357951	8697633	2997.500	16.7
DCT3-8(KC)	Cancha 2	357903	8697611	3002.400	12.9
DCT3-9(KC)	Cancha 2	357904	8697591	3002.400	15.2
DCT3-10(KC)	Cancha 2	357950	8697568	3006.100	13.4
DCT3-11(KC)	Cancha 2	357978	8697621	3003.600	16.4

En el Plano N° 2 se muestra la ubicación de los sondeos efectuados con anterioridad a la construcción del recrecimiento del Depósito de Relaves N° 1 y 2, en tanto que en el Plano N° 3 se muestra la ubicación de los sondeos efectuados con posterioridad a Mayo de 2008. En el Anexo N° 01 se presentan los registros de los perfiles estratigráficos obtenidos en cada sondeo.

3.3 ENSAYOS DE LABORATORIO

Trabajos Efectuados por SVS (Abril 2011)

SVS realizó ensayos de laboratorio con la finalidad de determinar los parámetros físicos y mecánicos del estrato de arcilla existente en la zona, luego de la implementación de las obras de drenaje subterráneo. Los ensayos efectuados fueron los siguientes:

- Análisis Granulométrico por Tamizado (ASTM D-422)
- Límites de Atterberg (ASTM D-4318)
- Peso Específico de Sólidos (ASTM D-854)
- Contenido de Humedad (ASTM D-2216)
- Ensayo de Compresión No Confinada (ASTM D-2166)
- Compresión Triaxial CU, con medición de presión de poros (ASTM D-4767)
- Ensayo de Corte Directo (ASTM 3080)

Trabajos Efectuados por SVS (Junio 2008)

SVS realizó ensayos de laboratorio con la finalidad de determinar los parámetros físicos y mecánicos del estrato de arcilla encontrado en la perforación I-2. Estos ensayos fueron los siguientes:

- Análisis Granulométrico por Tamizado (ASTM D-422)
- Límites de Atterberg (ASTM D-4318)
- Contenido de Humedad (ASTM D-2216)
- Ensayo de Compresión No Confinada (ASTM D-2166)
- Peso Específico Relativo de Sólidos (ASTM D-854)

Trabajos Efectuados por SVS (2007)

Como parte del estudio: “Re-evaluación de la Estabilidad del Depósito de Relaves 1 y 2 para el Cierre” presentado en Abril del 2008, SVS realizó los ensayos de laboratorio siguientes:

- Análisis Granulométrico por Tamizado (ASTM D-422)
- Límites de Atterberg (ASTM D-4318)
- Contenido de Humedad (ASTM D-2216)
- Ensayo Proctor Modificado (ASTM D-1557a)

Trabajos Efectuados por SVS (2006)

En la campaña de Julio del 2006 SVS realizó ensayos de laboratorio con la finalidad de determinar los valores de los parámetros físicos y mecánicos de los materiales que conforman el depósito de relaves 1 y 2 y su entorno, que incluyeron los siguientes ensayos:

- Análisis Granulométrico por Tamizado (ASTM D-422)
- Límites de Atterberg (ASTM D-4318)
- Contenido de Humedad (ASTM D-2216)
- Compresión Triaxial CU, con medición de presión de poros (ASTM D-4767)

Trabajos Efectuados por D&E Desarrollo y Ecología (2006)

En mayo del 2006 se realizó un ensayo de compresión triaxial UU (no consolidado no drenado) con una muestra inalterada de relave.

Trabajos Efectuados por SVS (2005)

En abril del 2005 SVS efectuó análisis granulométricos y de límites de Atterberg, así como dos ensayos triaxiales UU (no consolidado no drenado) con muestras procedentes del depósito de relaves 1 y 2.

Trabajos Efectuados por Klohn Crippen (2003)

En julio del 2003 Klohn Crippen realizó una campaña de investigación geotécnica cuyos ensayos de laboratorio comprendían pruebas de clasificación SUCS (granulometría y límites de Atterberg), ensayos de corte directo en muestras inalteradas de relaves antiguos y ensayos de compactación Proctor Estándar.

En el Anexo N° 02 se presentan todos los resultados de los ensayos de laboratorio efectuados a la fecha.

3.4 INVESTIGACIÓN GEOFÍSICA (MAYO 2008)

Inmediatamente después de ocurrida la desestabilización del pie del cerro Tamboraque, se llevó a cabo una investigación geofísica con la finalidad de estimar la densidad de los diferentes horizontes estratigráficos que componen el perfil del terreno, a través de la medición de las velocidades de propagación de las ondas sísmicas de compresión (V_p) y de corte (V_s). Comprendió el levantamiento de tres (03) perfiles mediante el método de refracción sísmica, denominados L-1 a L-3, que cubrieron una extensión total de 1,440 m, así como la ejecución de siete (7) mediciones de la velocidad de onda de corte mediante el Método de Análisis Espectral de Ondas de Superficie (MASW por sus siglas en inglés).

En el Anexo N° 03 se presentan los resultados obtenidos mediante ambos procedimientos exploratorios, así como la ubicación en planta de dichos sondeos.

4 CARACTERIZACIÓN DEL EMPLAZAMIENTO

Sobre la base de la información existente, documentada en los estudios previos, los que se complementan con las recientes investigaciones de campo y laboratorio llevadas a cabo por SVS, se ha efectuado la caracterización del emplazamiento de los Depósitos de Relaves N° 1 y 2, la misma que se describe en las secciones siguientes.

4.1 GEOLOGÍA

La descripción de los aspectos geológicos que se describen en las secciones siguientes forman parte del informe de “Evaluación Geológica del Área Afectada por el Deslizamiento de Tierras en Tamboraque” (INGEMMET, Set. 2008).

4.1.1 Aspectos Geomorfológicos

En el contexto regional el área de estudio se localiza en la unidad geomorfológica de la Cordillera Occidental de los Andes, la cual se encuentra disecada por valles. El relieve general está supeditado a la presencia del río Rímac como colector principal local, que muestra un valle juvenil con perfil típico en “V” limitado por laderas de moderada a fuerte pendiente, así como la presencia de las quebradas Parac/Aruri y Challumay, en las márgenes izquierda y derecha respectivamente.

En el sector medio del cerro Tamboraque se aprecian depósitos de movimientos de masa, que evidencian la geodinámica de la zona en el pasado. El río corta principalmente secuencias volcánicas del terciario.

La pendiente promedio en la ladera del cerro Tamboraque varía entre 25° y 31°, observándose algunos sectores con pendientes comprendidas entre 16° y 20°, correspondiendo a depósitos de ladera. Las zonas con mayor pendiente presentan laderas con inclinaciones comprendidas entre 39° y 42°, las mismas que corresponden a zonas rocosas.

La morfología actual es producto de la erosión fluvial y pluvial relacionada con la última etapa del levantamiento andino y procesos hidrometeorológicos, así como deslizamientos antiguos que se localizan en ambas márgenes del valle.

En la zona del estudio se han identificado las unidades geomorfológicas siguientes:

- a) Laderas de montañas, de moderada a fuerte pendiente, labradas por procesos erosivos en rocas volcánicas constituidas por andesitas y tobas andesíticas. Presentan crestas escarpadas por erosión diferencial.

b) El valle fluvial, que ocupa un área reducida que corresponde al lecho fluvial y a superficies adyacentes muy angostas, generalmente erosionadas o removidas por el río en los periodos de creciente.

c) Depósitos de piedemonte, conformados por depósitos de movimientos en masa que ocupan gran parte del área evaluada y que están constituidos por acumulaciones coluviales y coluvio–deluviales. Estos depósitos se ubican en las vertientes medias e inferiores de las laderas y están ocupados actualmente por terrenos de cultivo.

d) Depósito antrópico, constituido por el Depósito de Relaves N° 1 y 2, el mismo que se ubica en la ladera inferior del cerro Tamboraque.

4.1.2 Aspectos Geológicos Geotécnicos

Substrato Rocoso

El substrato rocoso presente en la zona del estudio corresponde a una formación geológica de naturaleza volcánica denominada Grupo Rímac. Está constituido por lavas andesíticas masivas y secuencias tobáceas, de color gris verdoso, con textura porfirítica, muy fracturadas y algo meteorizadas. Los afloramientos que permiten apreciar la litología se encuentran principalmente en los cortes de la carretera central, la trocha a San José de Parac y la línea férrea. Se le asigna la edad del terciario inferior a medio.

Depósitos Superficiales

Los depósitos inconsolidados que cubren al substrato rocoso en el área del estudio se exponen principalmente en las laderas y en menor proporción en el fondo del valle del río Rímac y quebradas tributarias. Estos depósitos naturales se clasifican en los dos grupos siguientes:

-Depósitos Coluviales (Q-cv): Conformados por suelos predominantemente granulares producto de la acumulación gravitacional; su geometría interna puede ser estratificada, con una inclinación según el ángulo de reposo natural del suelo. Están constituidos por clastos angulosos heterométricos, con una matriz de grava arenosa limo-arcillosa, medianamente densa a densa.

-Depósitos Aluviales (Q-av): Conformados por suelos granulares y finos, producto del transporte fluvial. Están constituidos por gravas areno-limosas densas a muy densas, bien graduadas, color plomo; los clastos son sub-redondeados con tamaños que varían desde gravas hasta bloques; contiene lentes limo-arcillosos y un lente de arcilla de plasticidad media a alta. Estos suelos ocupan las partes inferiores de la ladera del cerro Tamboraque.

A su vez, los materiales antrópicos que conforman el Depósito de Relaves N° 1 y 2 se clasifican en los tres grupos siguientes:

-Depósito de Relaves Antiguos (Re-A): Son los relaves pertenecientes a los ex - depósitos de relaves de Mayoc, la relavera N°4 y los relaves depositados en las canchas 1 y 2 con anterioridad al 2005. Están constituidos por material de grano fino, plasticidad baja, compactos a muy compactos. Este depósito se encuentra cubierto con geosintéticos impermeables.

-Dique del Recrecimiento (Re-M): Este material está conformado por una mezcla (50% : 50%) de relave y material gravo arenoso procedente de una cantera de préstamo, el cual fue construido en capas horizontales compactadas.

-Depósitos de Relave Filtrado (Re): Constituido por los relaves de grano fino y de plasticidad media, que en la actualidad presentan una consistencia medianamente compacta a muy compacta.

4.2 HIDROGEOLOGÍA

Sobre la base de la información obtenida en los registros estratigráficos de los sondeos diamantinos perforados más allá del contacto con el basamento rocoso, así como en el monitoreo de los múltiples piezómetros instalados en la zona de estudio, se ha determinado que bajo los Depósitos de Relaves N° 1 y 2 existen los cuatro materiales siguientes:

- a) Depósito coluvial, conformado por clastos angulosos y grava arenosa, limo-arcillosa, medianamente denso a denso y de permeabilidad media.
- b) Estrato de arcilla, de plasticidad media a alta, compacta a muy compacta y de permeabilidad muy baja.
- c) Depósito aluvial, conformado por bolonería y grava arenosa, ligeramente limosa, denso a muy denso y de permeabilidad media a alta.
- d) Basamento rocoso de andesita que se presenta intensamente fracturado en su superficie, que le confieren una permeabilidad alta.

Estos materiales se presentan con el arreglo estratigráfico que se muestra en las secciones transversales A-A' y B-B' (ver Planos N° 6 y 7).

Los registros de los piezómetros instalados en la zona han permitido confirmar que en las dos secciones antes indicadas la napa freática (alimentada por filtraciones de lluvias y riegos en la parte media y baja de la ladera del cerro Tamboraque), se encuentra

relativamente profunda con respecto al nivel de cimentación de los Depósitos de Relaves N° 1 y 2, y se ubica por debajo del contacto con el basamento de roca (ver sección 4.5.1). Dicha napa desciende por el interior de la ladera y entrega su aporte al cauce del río Rímac (ver Planos N° 6 y 7).

4.3 HIDROLOGÍA

4.3.1 Introducción

Con la finalidad de verificar la suficiencia hidráulica del canal de derivación existente inmediatamente aguas arriba de los Depósitos de Relaves N° 1 y 2, se ha procedido a evaluar las condiciones hidrológicas de la zona de estudio.

La extensión superficial de la cuenca que drena sobre la zona donde se emplazan los Depósitos de Relaves N° 1 y 2 es de 11.7 has, de las cuales 6.2 has son drenadas por la primera plataforma de la vía férrea ubicada en la cota promedio de 3140 msnm y 4.4 has son drenadas por la segunda plataforma de la vía férrea ubicada en la cota promedio de 3035 msnm; por lo tanto, sólo la escorrentía que podría generarse sobre el área restante (1.1 Has) descargaría directamente en el canal de coronación existente.

4.3.2 Información Disponible

Para el análisis del comportamiento hidrológico de la cuenca que drena hacia el canal de derivación existente ladera arriba de los Depósitos de Relaves N° 1 y 2, se han analizado los registros de precipitación máxima en 24 horas de la estación meteorológica “Río Blanco” (ver Anexo N° 07), la misma que está ubicada en las cercanías del área de estudio.

4.3.3 Análisis de Precipitaciones Extremas

Previo verificación de la existencia de datos dudosos en los registros de la estación antes indicada, por el cual se descartó el registro del año 1992 por encontrarse fuera de los límites aceptables, se procedió al análisis de los registros validados, mediante el uso de métodos estadísticos, utilizándose para tal fin cinco distribuciones matemáticas (ver Anexo N° 07).

Los resultados obtenidos mediante la distribución “log – normal” presentaron el menor error de estimación, mediante el cual para un periodo de recurrencia de 500 años la precipitación extrema en 24 horas resulta igual a 33.1 mm. Finalmente, aplicando el método de Dyck & Peschke se evaluó la intensidad máxima en la cuenca de estudio, la cual resultó ser igual a 4.6 mm/hr.

4.3.4 Cálculo de Caudales

Dada la limitada extensión superficial de la cuenca analizada, el caudal pico se estimó mediante el método racional, obteniéndose que para un periodo de retorno de 500 años el caudal extremo de escorrentía que drenaría resulta igual a 0.8 m³/seg.

4.3.5 Verificación del Diseño del Canal de Derivación Existente

Considerando el caudal máximo que podría generarse en la cuenca en estudio, de ocurrir la precipitación máxima correspondiente a un periodo de retorno de 500 años, se ha determinado que las dimensiones requeridas para el canal de coronación deberían ser iguales a 0.50 m x 0.50 m, las mismas que resultan coincidentes con las dimensiones del canal de derivación existente, por lo que se concluye que esta última estructura resulta adecuada y suficiente para drenar la escorrentía superficial proveniente de las laderas superiores.

4.4 GEOTECNIA

4.4.1 De los Relaves

Los Depósitos de Relaves N° 1 y 2 están cimentados directamente sobre una terraza de origen coluvial constituida predominantemente por grava arenosa ligeramente arcillosa (GP-GC), medianamente densa a densa, presentando espesores que varían aproximadamente entre 10 y 20 m. Sobre el material de cimentación se encuentra un relave antiguo constituido predominantemente por limo arenoso (ML) de baja plasticidad, muy compacto, con presencia de algunos lentes de arcilla (CL) de baja plasticidad, blanda a medianamente compacta, provenientes de la planta de tratamiento de aguas ácidas. Sobre este relave antiguo se encuentran los relaves provenientes del ex-Depósito de Relaves N° 4, constituidos predominantemente por arcilla limosa arenosa (CL-ML) de baja plasticidad y medianamente compacta. Finalmente, sobre dichos materiales y ocupando la mayor parte de la superficie actual, se encuentran los relaves provenientes del ex-Depósito de Mayoc, constituido por grava arcillo limosa, arenosa (GC-GM), muy compacta a dura.

Sobre los relaves antes descritos se encuentra el último recrecimiento de los Depósitos de Relaves N° 1 y 2, el cual está constituido por un dique perimetral de material compactado al 95% de la máxima densidad seca del ensayo Proctor Modificado, el mismo que confina a relaves parcialmente filtrados. Este dique perimetral inicialmente tuvo un ancho de berma de 16 m, el cual se fue reduciendo con el recrecimiento del mismo hasta alcanzar un ancho mínimo de 10 m. El material del dique se clasifica geotécnicamente como grava areno-arcillosa, muy densa, en tanto que los relaves parcialmente filtrados contenidos por

el dique se clasifican como arcilla limosa, ligeramente arenosa, la misma que actualmente presenta una consistencia compacta.

En los Planos N° 6 y 7, se muestran las secciones transversales A-A' y B-B' con la configuración estratigráfica actualizada del Depósito de Relaves N° 1 y 2.

4.4.2 De la Capa de Arcilla

Previo evaluación del perfil geotécnico longitudinal del túnel de drenaje, registrado durante la construcción del mismo (ver Plano N° 08), se seleccionaron dentro del túnel tres ubicaciones representativas para fines del muestreo inalterado del estrato de arcilla que subyace al depósito coluvial donde se apoyan los Depósitos de Relaves N° 1 y 2. La ubicación de los sitios de muestreo se indica en la Tabla N° 4.1.

Tabla 4.1: Ubicación de las Muestras Inalteradas de Arcilla

Muestra	Cercha N°	Progresiva del Túnel (m)	Ubicación
M-1	C-72	0+073.5	Lado Izquierdo
M-2	C-111	0+112.3	Lado Derecho
M-3	C-173	0+173.7	Lado Izquierdo

Por su ubicación en el túnel de drenaje, la muestra M-1 fue obtenida de un sector del estrato de arcilla que no fue afectado por el humedecimiento de las filtraciones de las aguas de regadío interceptadas por el estrato de arcilla. Por consiguiente, esta muestra sería representativa de las condiciones geotécnicas de la arcilla con anterioridad a la saturación de ésta.

Las muestras M-2 y M-3 fueron obtenidas en sectores ubicados en la vecindad del contacto con el depósito coluvial que suprayace al estrato de arcilla y que, por consiguiente, en algún momento estuvieron afectados por el humedecimiento ocasionado por las filtraciones de las aguas de regadío interceptadas por el estrato de arcilla. En particular, cabe destacar que la muestra M-2 se obtuvo en el mismo lugar donde se reportó un desembalse súbito y significativo de agua durante la construcción del túnel de drenaje.

Las tres muestras inalteradas fueron ensayadas en el laboratorio geotécnico del CISMID (UNI) entre febrero y abril de 2011, mediante pruebas de compresión triaxial CU (Consolidada – No Drenada) con medición de presiones de poros. Los resultados obtenidos en los ensayos triaxiales CU se resumen en la Tabla N° 4.2 y los detalles de los mismos se presentan en el Anexo N° 02.

Tabla N° 4.2: Parámetros Resistentes del Estrato de Arcilla (Triaxial CU)

Muestra	Condiciones No-Drenadas		Condiciones Drenadas	
	C (kg/cm ²)	Ø (°)	C' (kg/cm ²)	Ø' (°)
M-1	0.47	20.5	0.28	27.8
M-2	0.6	14	0.32	23.2
M-3	0.73	13.5	0.53	19.5
Promedio	0.600	16.000	0.377	23.500

Adicionalmente, con las muestras M-1 y M-2 se efectuaron también ensayos de compresión simple y de corte directo cuyos resultados se resumen en la Tabla N° 4.3, en tanto que el detalle de los mismos se presenta en el Anexo N° 02.

Tabla N° 4.3: Parámetros Resistentes del Estrato de Arcilla (Q_u y Corte Directo)

Muestra	Compresión Simple	Corte Directo	
	Q_u (kg/cm ²)	C (kg/cm ²)	Ø (°)
M-1	1.10	0.55	14.5
M-2	1.54	0.2	24
Promedio	1.320	0.375	19.250

En la Tabla N° 4.2 se advierte que el ángulo de fricción interna (Ø) de la muestra M-1 para condiciones no-drenadas resulta ligeramente mayor que en el caso de las muestras M-2 y M-3, en tanto que la cohesión (C) de la muestra M-1 resulta en compensación ligeramente menor que en el caso de las muestras M-2 y M-3. Asimismo, en la Tabla N° 4.3 se aprecia que los valores promedio obtenidos mediante los ensayos de compresión simple y de corte directo son consistentes con los valores promedio obtenidos mediante los ensayos de compresión triaxial CU.

De otro lado, es pertinente indicar que al haberse encontrado en las muestras M-2 y M-3 valores de parámetros resistentes similares a los obtenidos en la muestra M-1, se puede desprender también que el efecto de drenaje del túnel ha cumplido hasta el momento buena parte de su función, toda vez que el estrato de arcilla actualmente tiende a retomar los valores de resistencia que tenía con anterioridad a su humedecimiento.

Dada la consistencia de los resultados de laboratorio obtenidos entre los diferentes tipos de ensayo, para fines del análisis de estabilidad física se ha optado por caracterizar geotécnicamente al estrato de arcilla mediante los valores promedio obtenidos en los ensayos de compresión triaxial CU.

4.5 MONITOREO INSTRUMENTAL

4.5.1 Niveles Piezométricos

En la zona de estudio se cuenta con veinticuatro (24) piezómetros de tubo abierto, los mismos que han sido clasificados en los cuatro grupos siguientes:

Grupo 1: Comprende a los piezómetros P-4, P-5 y P-6, los cuales han sido instalados en el interior del depósito de relaves. La evolución de las columnas de agua en el tiempo se muestra en el Gráfico N° 4.1, donde puede apreciarse que los piezómetros P-4 y P-5 no han registrado presencia de agua desde su instalación en abril de 2008 hasta la fecha.

El piezómetro P-6 tampoco registró agua desde su instalación el 08/04/08 hasta el 12/04/08 (cuatro días después de producirse la desestabilización de la ladera), donde recién se manifiesta súbitamente una columna de agua de aproximadamente 2 m, la misma que presenta una leve oscilación asociada a los periodos de lluvia y que desde mediados de 2010 muestra una tendencia sostenida al decrecimiento.

Al respecto, es necesario precisar que, mediante un estudio de filtraciones realizado recientemente (ver Anexo N° 08), se ha verificado que la columna de agua que se registra en el piezómetro P-6 es alimentada por filtraciones provenientes de un pozo de abrevadero y riego ubicado en el terreno de cultivo que se emplaza al Nor-Este del depósito de relaves (ver Plano N° 05). Dichas filtraciones son captadas por una antigua red de subdrenaje construida en 1988 (ver Plano N° 09), en la que uno de sus ramales se emplaza coincidentemente con la ubicación del piezómetro P-6.

Grupo 2: Comprende a los piezómetros I-4B, I-1B, Pd-4B, Pd-6 y Pd-7, los cuales han sido instalados en el estrato de arcilla. La evolución de las columnas de agua en el tiempo se muestra en el Gráfico N° 4.2, donde puede apreciarse que los piezómetros Pd-4B, Pd-6 y Pd-7 no registran presencia de agua desde su instalación a la fecha.

El piezómetro I-1B reportó una columna de agua de 5 m desde su instalación en setiembre de 2008, manifestando un descenso súbito el 20/05/09, coincidentemente con el drenaje súbito reportado en el túnel de drenaje durante su construcción.

En el piezómetro I-4B se ha registrado una columna de agua de 4.8 m desde su instalación en setiembre de 2008 manifestando un descenso gradual a marzo de 2011, para una columna de agua de 3.4 m. Cabe indicar que el extremo inferior de los piezómetros de este grupo han sido instalados penetrando aproximadamente 2 m dentro del estrato de arcilla, salvo el piezómetro Pd-4B cuyo extremo inferior fue instalado en el contacto con el límite superior del estrato de arcilla.

Grupo 3: Comprende a los piezómetros P-7, Pd-2B y Pd-5B, los mismos que han sido instalados en el interior de los depósitos coluviales y aluviales que se ubican respectivamente por encima y por debajo del estrato de arcilla. En el Gráfico N° 4.3 puede apreciarse que desde su instalación hasta la fecha estos piezómetros no han acusado la presencia de una columna de agua, indicando que la napa freática se encuentra por debajo de ambos depósitos.

Grupo 4: Comprende a los piezómetros I-1, I-2, I-6, I-7, I-8, I-9, I-3A, I-4A, Pd-1, Pd-2A, Pd-3A, Pd-4A y Pd-5A, los cuales han sido instalados en el interior del basamento de roca. La evolución de las columnas de agua en el tiempo se muestran en los Gráficos N° 4.4 y 4.5, los que complementados con las secciones geotécnicas que se presentan en los Planos N° 06 y 07, permiten confirmar que la napa freática en la zona se encuentra profunda, por debajo de las profundidades de contacto con el basamento de roca, con excepción del piezómetro I-3A ubicado cerca al río Rímac, en donde la posición del basamento de roca se encontró a un nivel inferior debido a su proximidad con el canal de erosión del cauce del río.

En todos los piezómetros de este grupo se observa que los niveles piezométricos están influenciados en mayor o menor medida por los periodos de lluvias.

Gráfico N° 4.1: Evolución de las Columnas de Agua en los Piezómetros del Grupo 1

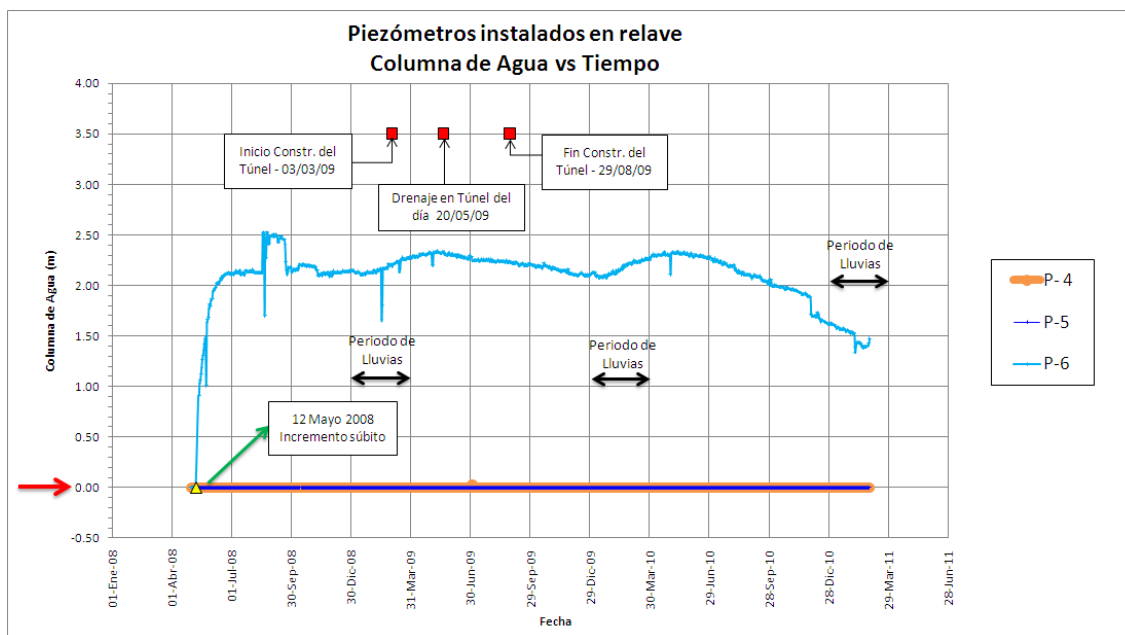


Gráfico N° 4.2: Evolución de las Columnas de Agua en los Piezómetros del Grupo 2

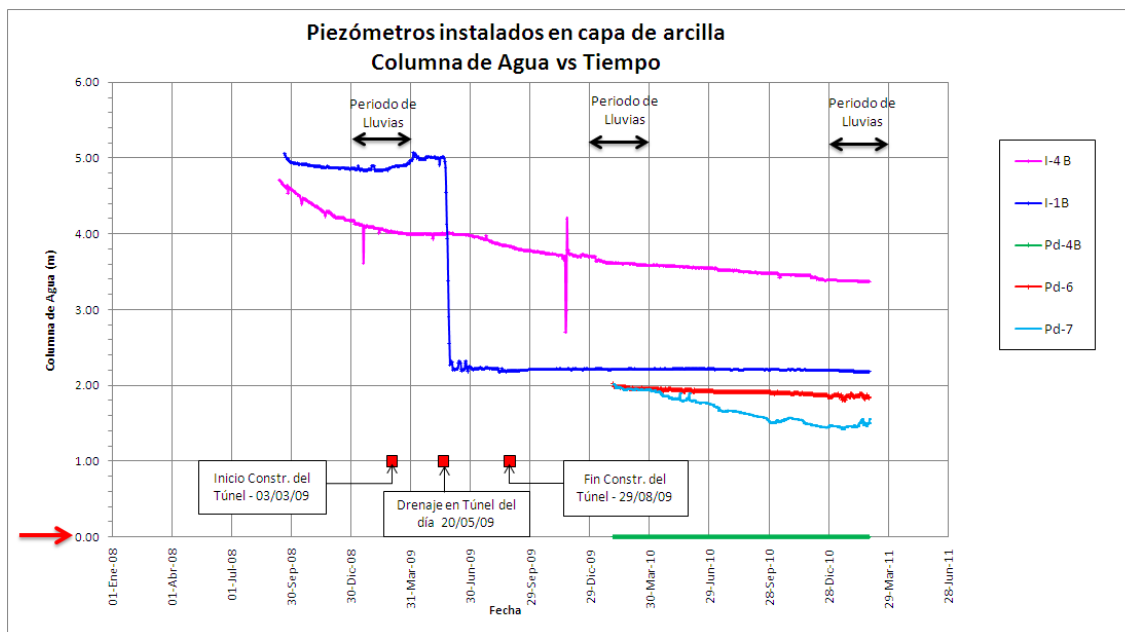


Gráfico N° 4.3: Evolución de las Columnas de Agua en los Piezómetros del Grupo 3

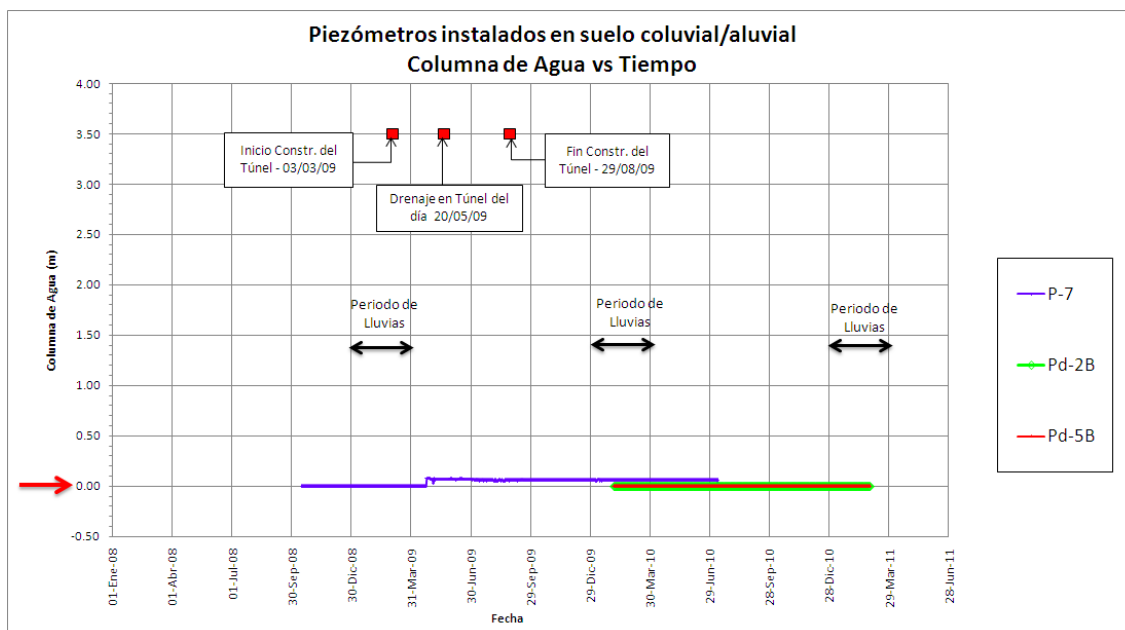


Gráfico N° 4.4: Evolución de las Columnas de agua en los Piezómetros del Grupo 4

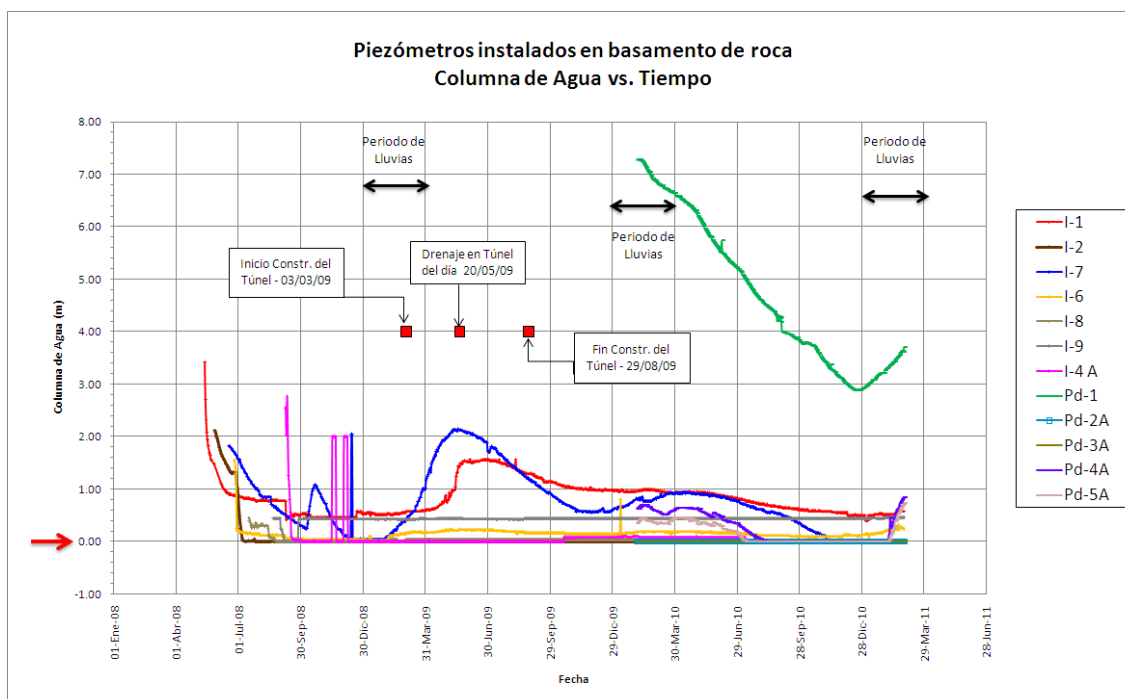
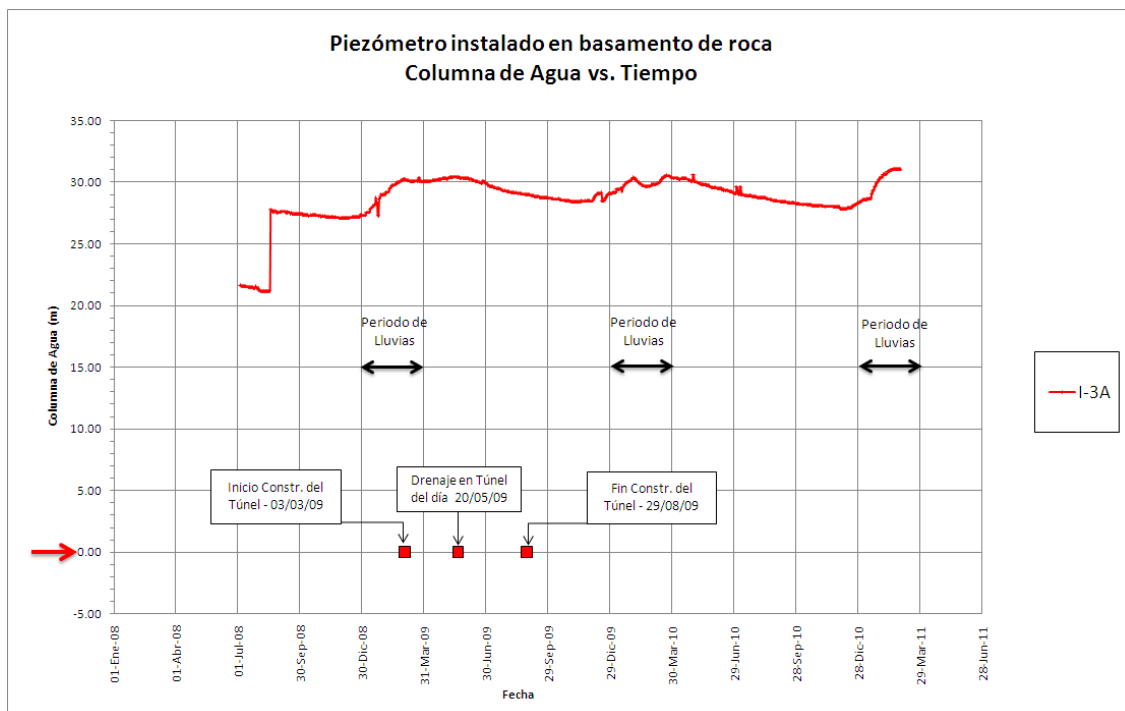


Gráfico N° 4.5: Evolución de las Columnas de agua en los Piezómetros del Grupo 4



4.5.2 Mediciones de Inclínómetros

En la zona del estudio se cuenta con siete (07) inclinómetros operativos denominados I-1, I-3A, I-4A, I-6, I-7, I-8 e I-9, de los cuales se disponen registros inclinométricos desde mayo de 2008 hasta marzo de 2011.

En la zona baja de la ladera del cerro Tamboraque, aguas arriba del Depósito de Relaves N° 1 y 2, se emplazan los inclinómetros I-8 e I-9. En los registros inclinométricos respectivos no se advierten desplazamientos (ver Gráficos N° 4.6 y 4.7), ni siquiera como consecuencia de la ocurrencia de cuatro temblores registrados en el área de influencia del estudio y que se han manifestado en el área de Tamboraque con aceleraciones sísmicas comprendidas entre 0.021g y 0.071g, evidenciando que dicho sector de terreno presenta una condición estable.

Gráfico N° 4.6: Registro de Desplazamiento del Inclínómetro I-8

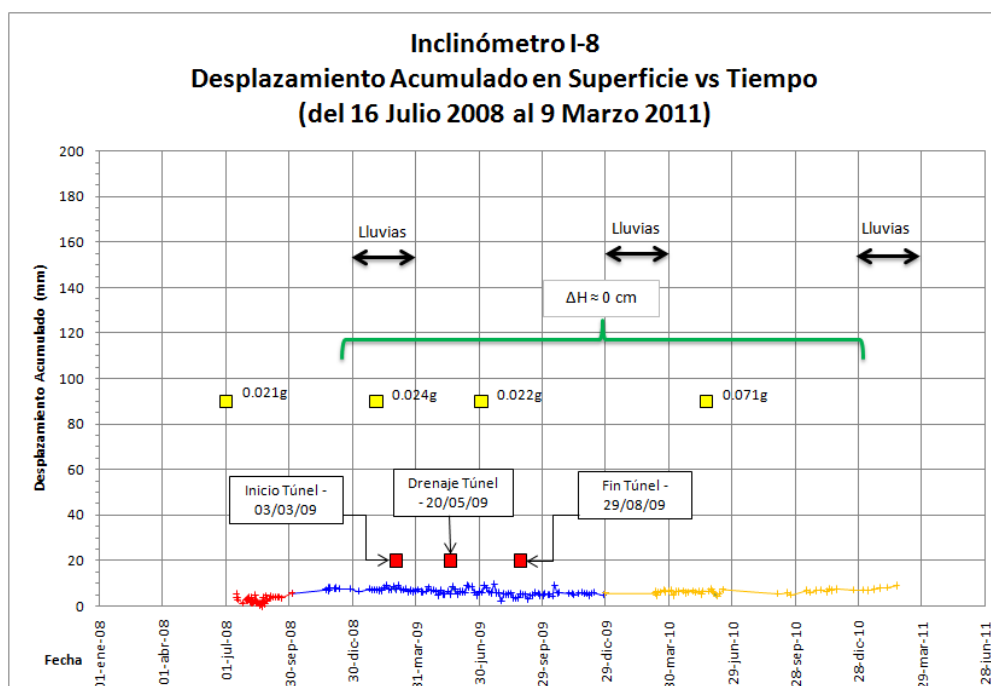
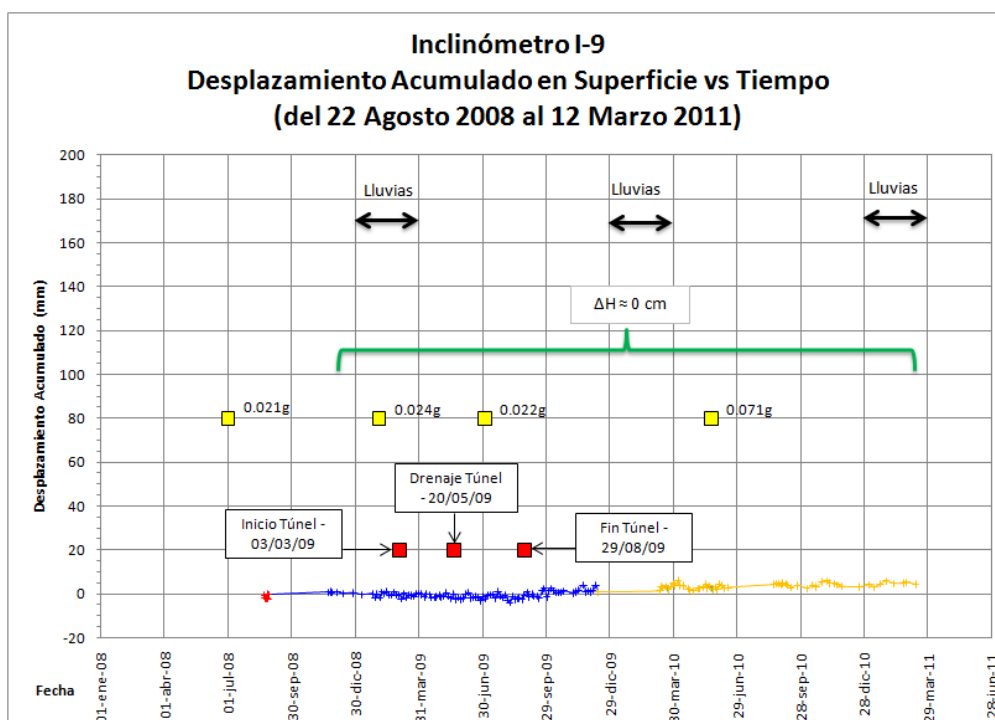


Gráfico N° 4.7: Registro de Desplazamiento del Inclínómetro I-9



Sobre el Depósito de Relaves N° 1 y 2 se ubican los inclinómetros I-1 e I-4A, cercanos a las secciones de análisis geotécnico A-A' y B-B' respectivamente.

Según los registros del inclinómetro I-4A (Gráfico N° 4.8), desde el 2010 no se registran desplazamientos significativos, por lo que se puede inferir que esta zona comienza a manifestar una condición estable, la misma que se corrobora con los recientes resultados del análisis de estabilidad para la sección B-B' (ver sección 4.7).

En el caso de los registros del inclinómetro I-1 (Gráfico N° 4.9) se observan ligeros desplazamientos que ocurren luego del periodo estacional de lluvias y que cada vez son menores con respecto a los desplazamientos de los años previos en el mismo periodo, sugiriendo que se trataría de un proceso de reacomodo de la masa desestabilizada en el 2008 con tendencia a la estabilización.

Gráfico N° 4.8: Registro de Desplazamiento del Inclinómetro I-4A

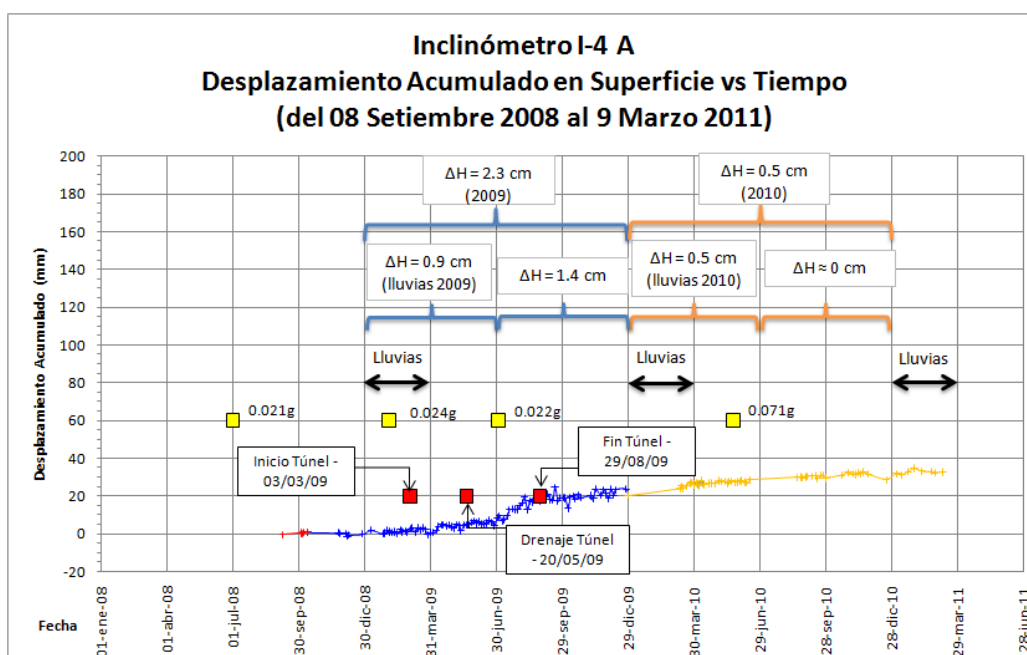
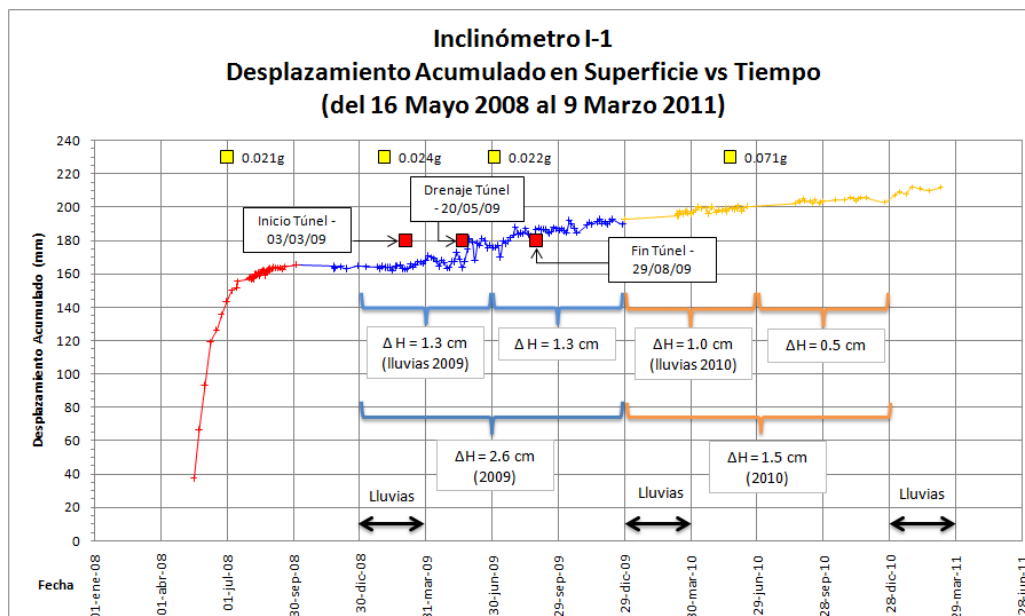


Gráfico N° 4.9: Registro de Desplazamiento del Inclínómetro I-1



En la zona baja de la ladera, al pie del Depósito de Relaves N° 1 y 2, se encuentran emplazados los inclinómetros I-3A e I-6, ubicados en las cercanías de las secciones de análisis geotécnico A-A' y B-B' respectivamente.

El inclinómetro I-6 (Gráfico N° 4.10) no presenta desplazamientos significativos a lo largo de todo el periodo de registro inclinométrico, lo cual resulta congruente con los registros del inclinómetro I-4A, así como con los recientes resultados del análisis de estabilidad obtenidos para la sección B-B', que determinan mejores condiciones de estabilidad para esta zona.

En el caso del inclinómetro I-3A (Gráfico N° 4.11), al igual que en el inclinómetro I-1, se aprecian ligeros desplazamientos asociados a los periodos estacionales de lluvias, que sin embargo se van reduciendo en comparación con los desplazamientos en los años previos.

Gráfico N° 4.10: Registro de Desplazamiento del Inclínómetro I-6

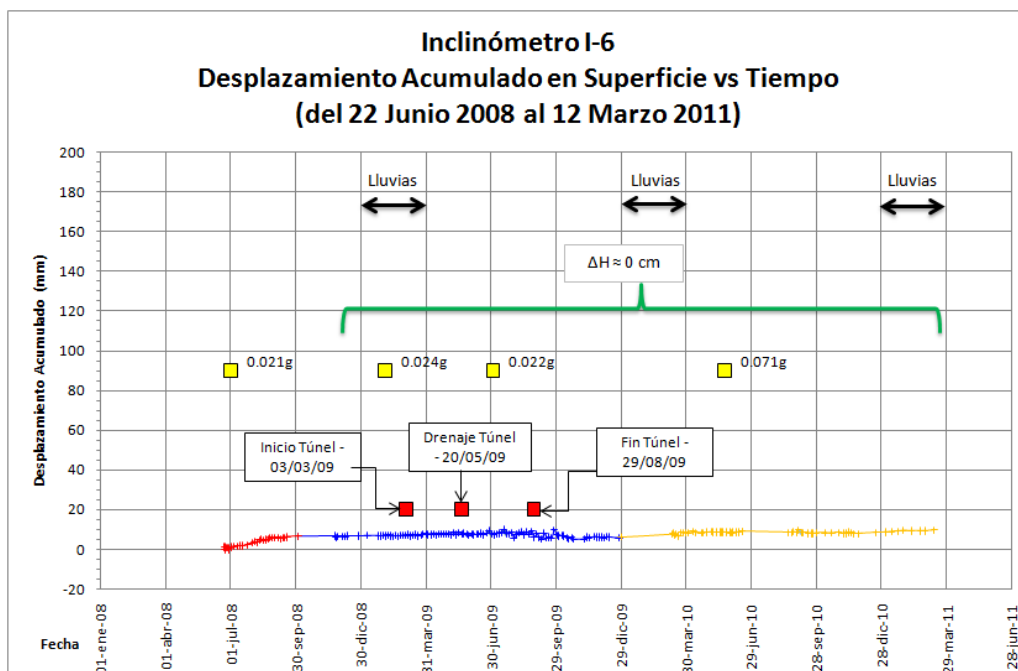
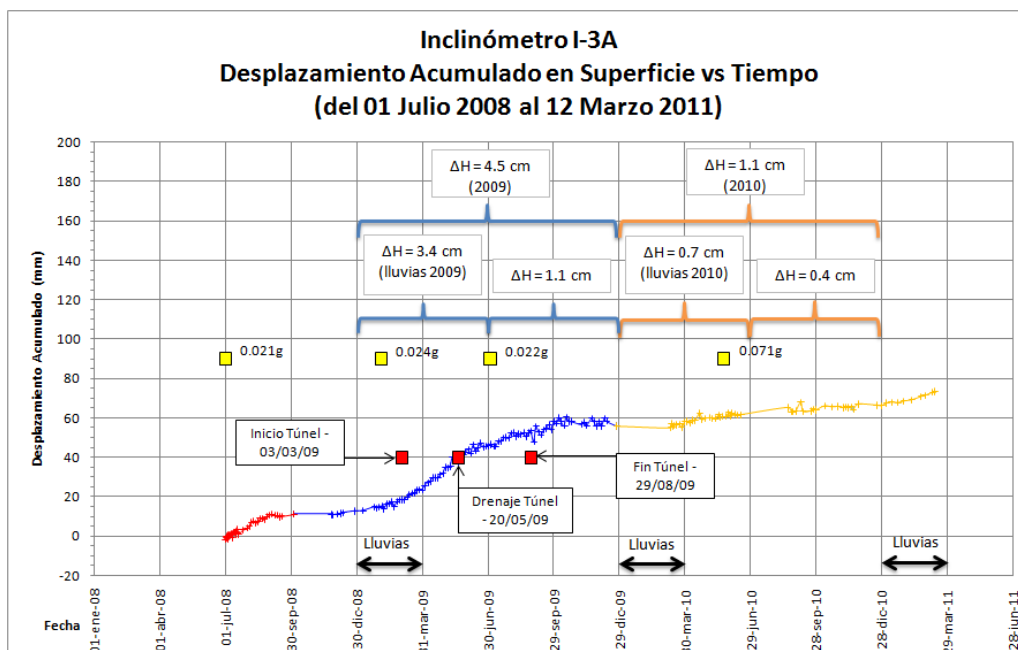
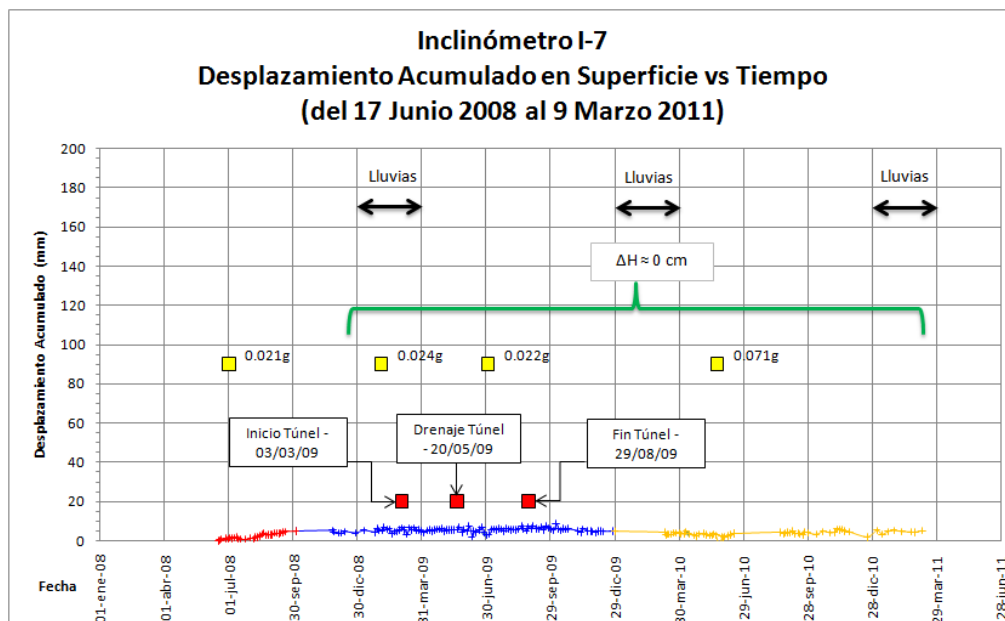


Gráfico N° 4.11: Registro de Desplazamiento del Inclínómetro I-3A



En una zona más al sur, cercana a la planta de filtrado, se encuentra ubicado el inclinómetro I-7 (Gráfico N° 4.12) el cual no ha registrado desplazamiento significativo alguno a lo largo de todo el periodo de monitoreo, lo que nos permite inferir que esta zona presenta una condición estable.

Gráfico N° 4.12: Registro de Desplazamiento del Inclinómetro I-7



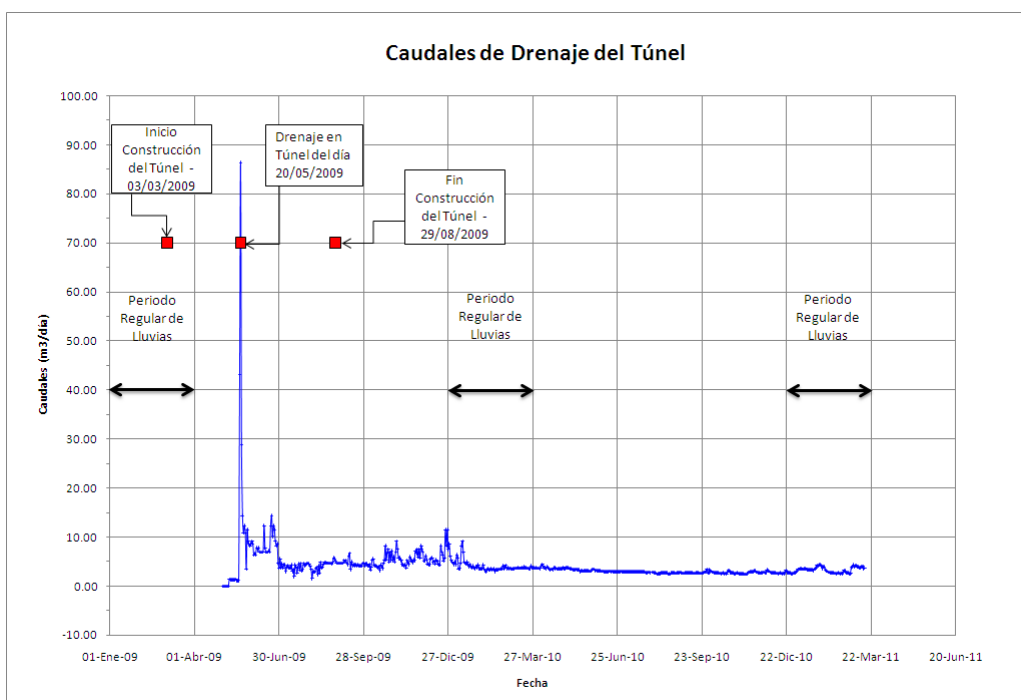
En el Anexo N° 06 se presentan los registros detallados de cada inclinómetro.

4.5.3 Aforo de Drenaje del Túnel

Los aforos de caudales de agua evacuada por el túnel de drenaje se muestran en el Gráfico N° 4.13, donde se evidencia un flujo que últimamente oscila entre 3 y 4 m³/día. Se observa además que la influencia del periodo estacional de lluvias es muy pequeña y no se diferencia sensiblemente del drenaje aforado en estiaje.

La mayor cantidad de agua aforada se ha registrado desde el 20/05/09 hasta finales del año 2009, donde se registró un aforo máximo de 87 m³/día durante la etapa de construcción del túnel, así como valores sostenidos de aforo que oscilan entre 5 y 12 m³/día.

Gráfico N° 4.13: Caudales de drenaje del Túnel



4.6 ESTUDIO DE PELIGRO SÍSMICO

Se ha efectuado una nueva evaluación del Peligro Sísmico de la zona en estudio, el mismo que ha sido llevado a cabo por el Dr. Hernando Tavera, Director de Sismología del Instituto Geofísico del Perú. Dicha evaluación ha sido realizada en base a las metodologías probabilística y determinística y tanto los detalles de análisis y resultados obtenidos se presentan en el Anexo N° 4 de este informe.

Para la evaluación probabilística del peligro sísmico se utilizó la metodología propuesta y desarrollada por Cornell (1968) y el programa de cómputo CRISIS-2007, desarrollado y actualizado por Ordaz et al (2007), considerando las leyes de atenuación propuestas por Young et al (1997) para sismos de subducción y de Sadigh et al (1997) para sismos corticales. Este algoritmo permite integrar la información sismo-tectónica, los parámetros sismológicos y las leyes de atenuación, obteniéndose como resultado valores de aceleración probables a presentarse en la zona del cerro Tamboraque para diferentes periodos de retorno.

Para la evaluación mediante el método determinístico se hizo uso de la información geológica-tectónica existente y las relaciones establecidas por Patwardhan et al (1978) y

Slemmons (1982). Para la aplicación de este método a sismos con origen en la convergencia de placas se usó la ley de atenuación de Young et al (1997).

Teniendo en cuenta los resultados obtenidos mediante el método probabilístico, se han seleccionado los dos escenarios sísmicos de diseño que se resumen a continuación:

$$a_{\max 1} = 0.22g \text{ (Periodo de retorno de 150 años)}$$

$$a_{\max 2} = 0.34g \text{ (Periodo de retorno de 500 años)}$$

donde “g” es la aceleración de la gravedad (981 cm/seg^2).

Para el caso del procedimiento determinístico se ha tenido en cuenta que los principales sistemas de fallas geológicas presentes en la región centro del Perú se encuentran a distancias mayores a 130 km del punto de interés, habiéndose evaluado que las aceleraciones máximas que ellas pudieran producir en la zona del cerro Tamboraque resultan menores que 0.02g.

De otro lado, para el caso particular de la fuente de subducción, y teniendo en cuenta los antecedentes recientes de los sismos ocurridos en Chile (2010) y Japón (2011) con magnitudes 8.8-9.0Mw, se consideró la ocurrencia de un sismo hipotético de magnitud 8.5Mw, con epicentro en el mar frente la costa de Lima, a 140 km del cerro Tamboraque. Para tal condición y mediante la aplicación de las relaciones de atenuación respectivas, se estimó de acuerdo al método determinístico una aceleración máxima en la zona del cerro Tamboraque del orden de 0.12g.

5 EVALUACIÓN DE LA ESTABILIDAD FÍSICA ACTUAL

5.1 INTRODUCCIÓN

En la actualización de la evaluación de la estabilidad física del cerro Tamboraque se han considerado las condiciones de análisis estática y pseudo-estática. Asimismo, para ésta última condición de análisis se han considerado los resultados de los diversos escenarios sísmicos definidos en el reciente estudio de peligro sísmico.

- El análisis estático evalúa la estabilidad física de la ladera, en donde las únicas fuerzas desestabilizantes están constituidas por el peso propio de los materiales y las presiones de poros que pudieran existir en el interior de la ladera.
- El análisis pseudo-estático constituye una forma simplificada de evaluar la estabilidad física de la ladera en caso de la ocurrencia de un sismo.
- En ambos análisis se ha considerado como variable adicional la presencia de la carga correspondiente al tránsito del ferrocarril.

Para el análisis estático y pseudo-estático se ha utilizado el método de equilibrio límite de Bishop simplificado, cuyo algoritmo de cálculo está contenido en el programa Slide ® (versión 5.0).

5.2 SECCIONES DE ANÁLISIS

Para evaluar las condiciones de estabilidad física de la ladera del cerro Tamboraque se han seleccionado las secciones transversales A-A' y B-B', las mismas que desde el punto de vista de su geometría interna como por su ubicación en planta constituyen secciones representativas del sector en evaluación. Estas secciones de análisis se presentan en los Planos N° 6 y 7.

5.3 ACELERACIÓN SÍSMICA DE DISEÑO

Teniendo en cuenta las características sísmicas de la zona del proyecto (sección 4.6), la evaluación de la estabilidad física del cerro Tamboraque en condiciones pseudo-estáticas ha sido llevada a cabo para dos escenarios sísmicos. El primero considera una aceleración sísmica horizontal máxima del terreno igual a 0.22g y corresponde a un evento sísmico con un periodo de retorno de 150 años; el segundo escenario considera una aceleración sísmica

horizontal máxima del terreno igual a 0.34g y corresponde a un evento sísmico con un periodo de retorno de 500 años.

No obstante, debido a que las aceleraciones sísmicas máximas se manifiestan sólo durante un periodo muy corto, se considera como una práctica de ingeniería aceptada definir la aceleración sísmica de diseño (a_{dis}) como una fracción de la aceleración máxima esperada. Dicha fracción está comprendida entre $\frac{1}{3}$ y $\frac{1}{2}$ (Marcuson, 1981), por lo que en el presente análisis se ha utilizado conservadoramente la fracción de $\frac{1}{2}$. En consecuencia, para los dos escenarios antes indicados se tiene que las aceleraciones sísmicas de diseño resultan iguales a 0.11g y 0.17g, para eventos sísmicos con periodos de retorno de 150 y 500 años respectivamente.

De manera similar, y de modo referencial, para el valor de aceleración máxima evaluado mediante el método determinístico (sección 4.6), el valor de la aceleración sísmica de diseño correspondiente resulta igual a 0.06g.

5.4 NIVEL FREÁTICO

En base a los registros piezométricos que se discuten en el acápite 4.5.1, así como a las condiciones geotécnicas y geométricas de la cimentación, se ha asumido un nivel freático conservador para fines de realizar el análisis de estabilidad, el mismo que se presenta gráficamente en las secciones geotécnicas A-A' y B-B'.

5.5 PARÁMETROS RESISTENTES

La caracterización geotécnica de los materiales involucrados en el análisis de estabilidad del cerro Tamboraque ha sido efectuada sobre la base de los resultados de los ensayos de laboratorio realizados durante el presente estudio y los estudios previos, las investigaciones in-situ y la revisión de la información disponible, de donde se definieron los valores de las propiedades físicas y mecánicas de los materiales que intervienen en este análisis. En la Tabla N° 5.1 se presentan los parámetros considerados en el análisis realizado el 2008, en tanto que en la Tabla N° 5.2 se presentan los parámetros actualizados con los últimos resultados de laboratorio para el caso del estrato de arcilla.

Tabla N° 5.1: Propiedades Físicas y Mecánicas de los Materiales Utilizados en Análisis Retrospectivo (Mayo 2008)

	Material	Peso Unitario (kN/m3)	Angulo de Fricción Interna (grados)	Cohesión (kPa)
1	Relave ex-Mayoc	21.5	30	150
2	Relave antiguo	16	30	15
3	Relave del recrecimiento (muy blando)	16	2	25
4	Depósito coluvial	20.5	38	10
5	Macizo rocoso	24	38	300
6	Dique del recrecimiento (relave + suelo) compactado	20	30	150
7	Depósito aluvial	21.5	38	10
8	Arcilla (saturada)	18	0	10
9	Arcilla (no saturada)	18	4	128

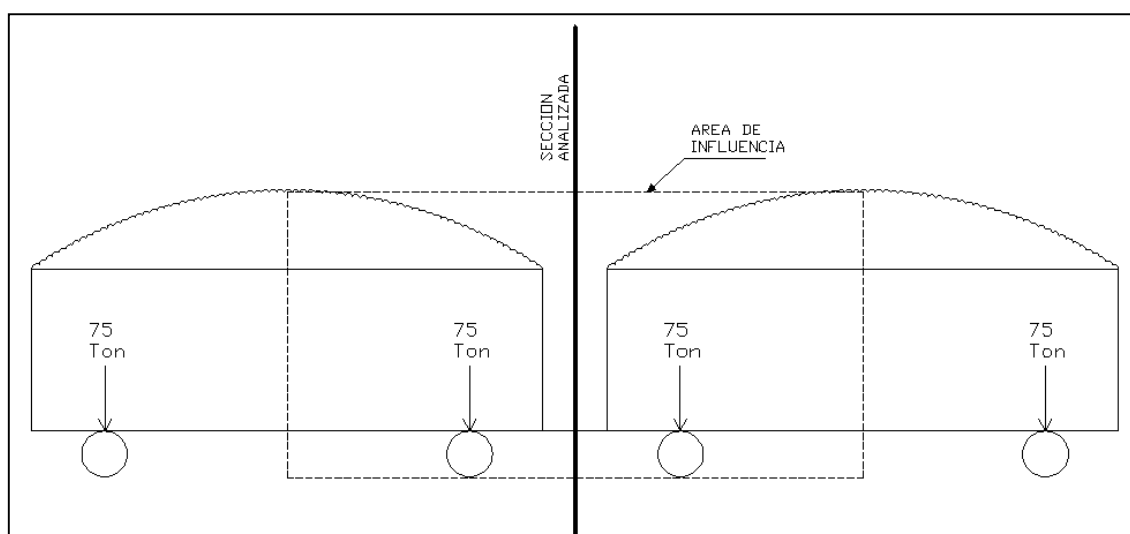
Tabla N° 5.2: Propiedades Físicas y Mecánicas de los Materiales (Junio 2011)

	Material	Peso Unitario (kN/m3)	Angulo de Fricción Interna (grados)	Cohesión (kPa)
1	Relave ex-Mayoc	21.5	30	150
2	Relave antiguo	16	30	15
3	Relave del recrecimiento (medianamente compacto)	16	5	28
4	Depósito coluvial	20.5	38	10
5	Macizo rocoso	24	38	300
6	Dique del recrecimiento (relave + suelo) compactado	20	30	150
7	Depósito aluvial	21.5	38	10
8	Arcilla (drenada)	20	16	60
9	Arcilla (no saturada)	20	16	60

5.6 INFLUENCIA DEL TRÁNSITO DEL FERROCARRIL CENTRAL

Para la evaluación de la influencia del tránsito del Ferrocarril Central se ha considerado como “carga de servicio” ó “carga dinámica” el valor de la “carga estática máxima”, incrementada por un factor conservador de 50%, la misma que actúa como una fuerza vertical constante. Esta evaluación se efectúa independientemente de la frecuencia de tránsito de dicha carga, de manera similar como se efectúa el análisis de estabilidad pseudo-estático para simular las condiciones sísmicas.

Se ha considerado que la carga dinámica transmitida por el tren es aproximadamente igual a 150 Ton por cada vagón cargado de concentrado de mineral, la que se transmite al terreno mediante sus dos ejes, con 75 Ton por eje. Asimismo, para el análisis de estabilidad se tuvo en cuenta la configuración de carga más desfavorable, cuyo esquema se muestra en la figura adjunta y que considera como carga de análisis a aquella transmitida en forma conjunta por los ejes más próximos de dos vagones cargados contiguos (75 Ton + 75 Ton), la misma que se apoya sobre el sistema riel/durmiente. Considerando una longitud típica de durmiente igual a 3 m, resulta entonces que la carga lineal que transmitiría el durmiente al terreno sería igual a $150 \text{ ton}/3 \text{ m} = 50 \text{ ton/m}$ (490.34 KN/ml).



Como referencia, se precisa que la “carga de servicio” ó “carga dinámica” de una locomotora diesel como la que utiliza el Ferrocarril Central del Perú es del orden de 108 Ton, que aplicada íntegramente en la sección de análisis y sobre un durmiente de 3 m de longitud representa una carga unitaria igual a 353.16 KN/ml, es decir 38% menos que la carga utilizada en el presente análisis de estabilidad.

5.7 FACTORES DE SEGURIDAD PERMISIBLES

En la Tabla N° 5.3, se indican los valores de los factores de seguridad mínimos admisibles recomendados por el Cuerpo de Ingenieros de los EE.UU (USACE), los mismos que también son recomendados en la Guía del MEM.

Tabla N° 5.3: Valores de Factores de Seguridad Mínimos Admisibles

Condición	Factor de Seguridad Admisible
Estático	1.5
Pseudo-estático	1

5.8 RESULTADOS DEL ANÁLISIS DE ESTABILIDAD

Los resultados obtenidos en los análisis de estabilidad para las condiciones actuales se resumen en las Tablas N° 5.4 a 5.7, y el detalle de los mismos se presenta en el Anexo N° 5 de este informe.

Tabla N° 5.4: Resumen de los Factores de Seguridad (FS) Obtenidos Sección A-A'

Sección A-A'	FS Análisis Estático	FS – Análisis Pseudo-Estático		
		Método Probabilístico		Método Determinístico
		t= 150 años	t= 500 años	
		0.11g	0.17g	
Con Relaves	1.499	1.122	0.977	1.272
Sin Relaves	1.428	1.107	0.977	1.239
Sin Recrecimiento	1.479	1.117	0.976	1.262

Tabla N° 5.5: Resumen de los Factores de Seguridad (FS) Obtenidos Sección B-B'

Sección B-B'	FS Análisis Estático	FS – Análisis Pseudo-Estático		
		Método Probabilístico		Método Determinístico
		t= 150 años	t= 500 años	
		0.11g	0.17g	
Con Relaves	1.606	1.224	1.072	1.376
Sin Relaves	1.741	1.345	1.187	1.504
Sin Recrecimiento	1.975	1.433	1.229	1.656

Tabla N° 5.6: Resumen de los Factores de Seguridad (FS) Obtenidos Sección A-A'

Análisis Considerando la Carga del Tren				
Sección A-A'	FS Análisis Estático	FS – Análisis Pseudo-Estático		
		Método Probabilístico		Método Determinístico
		t= 150 años	t= 500 años	
		0.11g	0.17g	
Con Relaves	1.495	1.122	0.978	1.271
Sin Relaves	1.424	1.105	0.977	1.235
Sin Recrecimiento	1.475	1.117	0.978	1.261

Tabla N° 5.7: Resumen de los Factores de Seguridad (FS) Obtenidos Sección B-B'

Análisis Considerando la Carga del Tren				
Sección B-B'	FS Análisis Estático	FS – Análisis Pseudo-Estático		
		Método Probabilístico		Método Determinístico
		t= 150 años	t= 500 años	
		0.11g	0.17g	
Con Relaves	1.606	1.224	1.072	1.376
Sin Relaves	1.694	1.335	1.187	1.481
Sin Recrecimiento	1.951	1.433	1.229	1.656

Los resultados del análisis de estabilidad indican que en condiciones estáticas y para todas las configuraciones de carga (con relaves; sin la totalidad de los relaves; sin los relaves del recrecimiento; e incluyendo la carga del tren), los factores de seguridad (FS) calculados resultan todos mayores que 1.0 y cumplen en estricto sentido con el valor mínimo admisible para el caso de la sección geotécnica B-B' ($FS \geq 1.5$), en tanto que para la sección geotécnica A-A' los factores de seguridad obtenidos presentan valores muy próximos a 1.5 y por lo tanto resultan prácticamente aceptables. En consecuencia, es posible concluir que actualmente en condiciones estáticas la ladera inferior del cerro Tamboraque es estable.

Asimismo, los resultados del factor de seguridad obtenidos para la condición de análisis pseudo-estática con el sismo de diseño correspondiente a un periodo de retorno de 150 años cumplen para todas las configuraciones de carga y en las dos secciones geotécnicas analizadas con el valor mínimo admisible del factor de seguridad. En consecuencia, también es posible concluir que para la condición antes indicada la ladera inferior del cerro Tamboraque es estable.

De otro lado, los resultados del factor de seguridad (FS) obtenidos para la condición de análisis pseudo-estática con el sismo de diseño correspondiente a un periodo de retorno de 500 años (requerido por la Guía Ambiental del MEM para condiciones de cierre definitivo de depósitos de relaves), y considerando todas las configuraciones de carga, indican que para la sección geotécnica B-B' se cumple en estricto sentido con el factor mínimo requerido, en tanto que para la sección A-A' los valores del FS obtenidos están comprendidos entre 0.976 y 0.978, que en la práctica al ser valores muy próximos a 1.0 indicarían que actualmente para dicha condición extrema de análisis, este sector del terreno también resulta estable.

Los resultados del factor de seguridad confirman también que en todos los casos analizados el efecto de carga que representa el recrecimiento del depósito de relaves, al igual que la carga dinámica adicional producida por el tránsito del Ferrocarril Central, no repercuten significativamente en la desestabilización de la ladera inferior del cerro Tamboraque, debido a que dichas cargas resultan bastante menores en relación con el peso de la masa que fue afectada durante la desestabilización de mayo de 2008.

Finalmente, resulta pertinente destacar que para el análisis de estabilidad efectuado utilizando la aceleración sísmica de diseño obtenida en el estudio de peligro sísmico mediante el método determinístico, y que correspondería a un sismo hipotético de gran magnitud con epicentro frente a la costa de Lima, los factores de seguridad calculados para todas las configuraciones de carga y en ambas secciones geotécnicas resultan ser en todos los casos mayores que 1.2, excediendo significativamente el valor del factor de seguridad mínimo admisible, lo que redundaría en beneficio de las condiciones de estabilidad física de la ladera.

Es pertinente indicar también que, desde que se implementaron las medidas de estabilización en el cerro Tamboraque a través de las obras de drenaje subterráneo, no se ha evidenciado la aparición de nuevas grietas en los terrenos adyacentes al depósito de relaves y a la vía de Ferrocarril Central, lo cual es consistente con los resultados de los análisis de estabilidad física obtenidos a junio de 2011, así como con los resultados del monitoreo inclinométrico de desplazamientos a dicha fecha, que muestran una tendencia sostenida a la consolidación de la estabilización, por lo que se puede afirmar que actualmente las condiciones de estabilidad física de la ladera inferior del cerro Tamboraque son satisfactorias.

Lima, Junio de 2011