



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MEXICO

PROGRAMA DE MAESTRIA Y DOCTORADO EN INGENIERIA

**MODELACIÓN NUMÉRICA Y ANÁLISIS DE
ESTABILIDAD DEL DESLIZAMIENTO DE UN
SECTOR DE LA LADERA IZQUIERDA DEL P.H LA
YESCA, REACTIVADO DURANTE LA ETAPA DE
CONSTRUCCIÓN.**

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL GRADO DE:

MAESTRO EN INGENIERÍA

INGENIERÍA CIVIL – GEOTECNIA

P R E S E N T A :

JOEL RODRÍGUEZ SERRALDE

TUTOR:

DR. RIGOBERTO RIVERA CONSTANTINO

JURADO ASIGNADO:

Presidente: M.I. Moreno Pecero Gabriel

Secretario: M.I. Deménegui Colina Agustín

Vocal: Dr. Rivera Constantino Rigoberto

1^{er}. Suplente: M.I. Castilla Camacho Jorge Efraín

2^{do}. Suplente: Dr. Escalante Sandoval Carlos

Lugar donde se realizó la tesis: México, D.F.

TUTOR DE TESIS:

Dr. Rigoberto Rivera Constantino

FIRMA

Dedicatoria y Agradecimientos.

Este trabajo se lo dedico a mi familia, quienes han sido en todo momento la razón, la motivación y el apoyo para superarme profesionalmente.

Mi agradecimiento a mis sinodales por su interés y valiosas aportaciones para la realización de este trabajo.

Al Dr. Rigoberto Rivera, quien fue parte fundamental para llevar a cabo esta tesis, además de sus enseñanzas académicas y profesionales.

A la Universidad Nacional y a la División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería, por la formación académica y humana; a sus profesores, por las enseñanzas que han enriquecido mi vida profesional.

De manera especial, agradezco a la Comisión Federal de Electricidad (CFE) y a la Gerencia de Estudios de Ingeniería Civil (GEIC), de dicha dependencia por proporcionar su información para el desarrollo de este trabajo. También agradezco a los Ingenieros Gustavo Arvizu L., Juan de Dios Alemán V. y Valentín Castellanos P., por brindarme la oportunidad de participar en diversos proyectos de gran interés.

Mi gratitud a los Departamentos de Geología e Instrumentación de la GEIC, por compartir su acervo de información.

Un reconocimiento a mis compañeros del Departamento de Mecánica de Rocas e Inyecciones de la GEIC y a todos aquellos que hacen posible la construcción de obras excepcionales de ingeniería, como la referida en este trabajo.

MODELACIÓN NUMÉRICA Y ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DEL DESLIZAMIENTO DE UN SECTOR DE LA LADERA IZQUIERDA DEL P.H LA YESCA, REACTIVADO DURANTE LA ETAPA DE CONSTRUCCIÓN.

RESUMEN

Durante la construcción de los portales de entrada de los túneles de desvío de una Central Hidroeléctrica en la zona centro-occidente de la República Mexicana, se registró el movimiento de un sector de la ladera izquierda de la Central a través de una falla geológica preexistente; el volumen movilizado se estimó en 2 500 000 m³, y su estabilización evitó la afectación de las obras de desvío y de la cortina de la presa.

A causa de este fenómeno fue necesario complementar tanto los estudios geológicos-geotécnicos como el sistema de instrumentación, implementados en las etapas de estudio del proyecto, con la finalidad de delimitar la geometría del sector inestable, la caracterización del terreno (roca deslizada, arcilla blanda que constituye el plano de falla y la roca no deslizada) y el monitoreo de la ladera durante el proceso de construcción y estabilización.

Este trabajo describe la modelación numérica y los análisis de estabilidad bidimensionales, empleando plataformas numéricas comerciales en elemento finito; los resultados de los análisis permitieron definir las medidas de estabilización inmediatas y sirvieron como base para establecer las obras de estabilización complementarias para garantizar los factores de seguridad mínimos tanto para la etapa de construcción, primer llenado y operación de la central, considerando también en el modelado, condiciones particulares como son los fenómenos de vaciado rápido y sismo.

ABSTRACT

During the construction of the portals of entry of two deviation tunnels of a hydroelectric Plant in the central-western area in Mexico, it was recorded the movement of a rock block through a pre-existing geological fault at the left margin at the Plant; involving a bulk estimated of 2 500 000 m³, which stabilization avoided the affectation of the works of deviation and the curtain of the dam.

Because of this phenomenon it was therefore necessary to supplement the geological-geotechnical studies and instrumentation system, implemented in the study stages of the project, in order to define the geometry of the unstable block, the associated layers with the sliding, characteristics of the rock (as from the block and as from the one that did not slip) and determine the shear strength of the soil of filling of the fault (soft clay).

This paper describes the stability analyses and assumptions made, for which were used numerical trade platforms in finite element. The results of numerical analyses were the based on decisions that allowed implement the stabilization measures thus guaranteeing minimum safety factors for both the construction process, first filling and operation of the Plant and most particularly for quick-draining phenomena and earthquake.

ÍNDICE GENERAL

INTRODUCCIÓN	1
1.- DESCRIPCIÓN GENERAL DEL P.H. LA YESCA Y PROBLEMÁTICA PRESENTADA	3
1.1 Descripción general del proyecto	3
1.2 Descripción del problema de inestabilidad de un sector de la ladera izquierda	7
2.- ASPECTOS GEOLÓGICOS Y GEOTÉCNICOS DE LA LADERA IZQUIERDA	11
2.1 Geología regional	11
2.2 Marco tectónico	12
2.3 Sismicidad	14
2.4 Geología de la boquilla y margen izquierda	16
2.4.1 Aspectos estructurales de la margen izquierda	18
2.4.2 Alteraciones hidrotermales y supergénicas	19
2.4.3 Explicación geológica del deslizamiento	20
2.5 Características del sector inestable	23
2.6 Instrumentación geotécnica de la ladera izquierda	24
2.6.1 Medidores de juntas tridimensionales	26
2.6.2 Extensómetros de barra	27
2.6.3 Inclinómetros	27
2.6.4 Referencias topográficas	28
2.7 Aspectos geotécnicos del sector inestable	29
3.- INVESTIGACIONES DE DETALLE REALIZADAS PARA EL CONOCIMIENTO Y SOLUCIÓN DEL PROBLEMA. DEFINICIÓN DEL MODELO GEOLÓGICO - GEOTÉCNICO	31
3.1 Estabilidad de taludes y laderas. Aspectos teóricos	31
3.1.1 Factores influyentes en la estabilidad	32
3.1.2 Mecanismos de falla en taludes y laderas	33
3.2 Investigaciones de detalle	37
3.2.1 Trabajos de campo	38
3.2.2 Trabajos de laboratorio	38
3.2.3 Caracterización del macizo rocoso y definición de parámetros geotécnicos	60
3.3 Análisis de estabilidad	63
3.3.1 Métodos de equilibrio límite	65
3.3.2 Métodos tenso-deformacionales (esfuerzo-deformación)	67
4.- ELABORACIÓN DEL MODELO NUMÉRICO Y METODOLOGÍA DE ANÁLISIS PARA EVALUAR LA ESTABILIDAD DEL SECTOR INESTABLE	71
4.1 Generación del modelo	72
4.2 Medidas de estabilización o corrección	78
4.3 Evaluación de la estabilidad y medidas de estabilización inmediatas	79
4.4 Obras de estabilización a mediano y largo plazo, casos predictivos	80

5.- OBRAS DE ESTABILIZACIÓN EVALUADAS, ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE LOS RESULTADOS Y PROPUESTA DE SOLUCIÓN	81
5.1 Análisis predictivos	83
5.2 Lumbreras agrupadas como obras de estabilización	86
6.- CONCLUSIONES	89
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	92

INTRODUCCIÓN.

La historia de la ingeniería hidroeléctrica mexicana se inició en 1899, con la inauguración de la central hidroeléctrica de Batopilas, en Chihuahua. Las 79 centrales hidroeléctricas puestas en funcionamiento desde entonces, han sido factor clave en el desarrollo del país y piezas fundamentales del Sistema Eléctrico Nacional, gracias a la rapidez con la que pueden entrar y salir de operación, contribuyen a satisfacer las necesidades de electricidad en los momentos de mayor demanda (horas pico). Las centrales hidroeléctricas no utilizan combustibles fósiles y sus enormes embalses acumulan la energía potencial del agua permitiendo una eficiente planeación de la operación diaria, semanal o mensual.

El Proyecto Hidroeléctrico La Yesca (P.H. La Yesca), forma parte del sistema hidrológico del río Santiago, ubicado en los límites de los estados de Nayarit y Jalisco, para la generación de energía eléctrica en el país; permitirá la generación de 750 MW de energía eléctrica, mediante dos unidades de 375 MW de potencia cada una.

Todo proyecto hidroeléctrico supone la capacidad técnica de controlar y poner al servicio humano fuerzas naturales de gran magnitud. Es necesario captar el agua de un río mediante la cortina de una presa y almacenarla en un embalse, después, el agua retenida se hace caer hasta las turbinas para convertir su energía potencial en energía eléctrica.

El desarrollo de un proyecto hidroeléctrico es un proceso minucioso, gradual y de largo plazo, en el que los estudios previos y las investigaciones de campo pueden llevar lustros. Elegir un cauce, identificar el sitio adecuado, analizar el comportamiento del río y determinar su potencial de generación de energía es trabajo de numerosos especialistas en campos muy diversos.

Así mismo, se necesita estudiar las condiciones del terreno y su composición geológica, el comportamiento sísmico de la zona y el régimen climático. También se deben prever los impactos y cambios derivados del proyecto en la estructura social y medio ambiente, desde el inicio de la construcción hasta la puesta en operación de la central. Dichos estudios previos, determinan la factibilidad del proyecto y permiten elaborar los diseños de ingeniería correspondientes.

El río Santiago ha sido observado y estudiado desde hace mucho tiempo, además existe información obtenida de las centrales hidroeléctricas Aguamilpa y El Cajón (que forman parte del sistema hidrológico del río Santiago); los estudios básicos de ingeniería realizados en el sitio, definieron la factibilidad técnica, económica, social y ambiental del proyecto, estableciendo el esquema general de obras del P.H. La Yesca; lo anterior condujo a la realización de estudios específicos para precisar el conocimiento topográfico, geológico, geotécnico; necesario para la elaboración del diseño de las obras y finalmente su construcción.

Algunos de los beneficios de la construcción del P.H. La Yesca, son los siguientes:

- El embalse contribuirá a regular los escurrimientos de su cuenca y beneficiará a las centrales hidroeléctricas El Cajón y Aguamilpa, ya que al recibir éstas las aportaciones reguladas del río, incrementarán su generación y se reducirán las probabilidades de derrama por sus vertedores.
- Generación eléctrica media anual total de 1210 GWh (943 GWh firme y 267 GWh secundaria), que será aportada al sistema eléctrico nacional interconectado y que forma parte de la

expansión contemplada por el Programa de Obras e Inversiones del Sector Eléctrico (POISE) para ampliar y diversificar las fuentes de generación de electricidad.

- Creación del orden de 5,000 empleos directos y 5,000 empleos indirectos durante su construcción.
- Importante derrama económica en la región y mejoras sociales en los poblados cercanos al proyecto.
- Mejora en las vías de comunicación terrestre de la región.
- Una vez formado el embalse, se propiciará la actividad pesquera comercial y turística; así como la interconexión fluvial a lo largo del embalse como una vía de comunicación alterna en la zona.

La construcción del proyecto hidroeléctrico dio inicio entre los meses de septiembre y octubre de 2007 y su terminación fue programada para el mes de junio de 2012. Durante el mes de octubre de 2007 iniciaron las excavaciones superficiales con el objeto de construir los portales de los túneles, que servirían para desviar el río Santiago y poder construir la cortina. Una vez removido el material superficial, comenzaron las excavaciones subterráneas hacia finales de febrero de 2008; en esos momentos la instrumentación geotécnica instalada en la ladera izquierda del proyecto, registró desplazamientos significativos en pocas semanas, que se asociaron al retiro de material de las excavaciones superficiales en combinación con las vibraciones inducidas por las voladuras para excavar la roca. Las inspecciones de campo y las mediciones subsecuentes de la instrumentación, confirmaron la reactivación del deslizamiento de un gran bloque de roca o macrocuña, a través de un plano de falla preexistente.

En este trabajo se describe el proceso de análisis geotécnico implementado para resolver el problema de inestabilidad de un sector de la ladera izquierda del proyecto, el cual representaba la afectación de las obras civiles alojadas en la margen izquierda.

En el capítulo 1 se describen las características generales del proyecto y se detalla la problemática presentada durante la construcción. En el segundo capítulo se presentan los aspectos geológicos y geotécnicos de la ladera izquierda como resultado de los estudios previos y también los que fueron realizados durante la construcción del proyecto; mientras que en el capítulo 3 se mencionan las investigaciones específicas de campo y laboratorio llevadas a cabo para comprender el problema y definir el modelo geológico geotécnico de análisis, se presentan también los aspectos referentes a los análisis de estabilidad de taludes (mecanismos de falla y métodos de análisis) con el fin de contar con la información necesaria para evaluar la estabilidad de la ladera.

Por otro lado en el capítulo 4 se define el modelo numérico del sector inestable de la margen izquierda, presentando la metodología empleada para evaluar su estabilidad y se indican las alternativas de estabilización inmediatas y a largo plazo. En el capítulo 5 se efectúa la revisión y análisis de las diversas alternativas de estabilización propuestas o análisis predictivos para diferentes escenarios a largo plazo, con la finalidad de definir las obras de estabilización adicionales y definitivas que proporcionen condiciones admisibles de seguridad tanto en la etapa constructiva y operativa de la central hidroeléctrica, buscando una alternativa que resulte viable en términos técnicos, constructivos y económicos; finalmente en el capítulo 6, las conclusiones del proceso de análisis geotécnico y la solución final recomendada son indicadas.

1. DESCRIPCIÓN GENERAL DEL P.H. LA YESCA Y PROBLEMÁTICA PRESENTADA

1.1 Descripción general del proyecto

El P.H. La Yesca, se ubica sobre el cauce del río Santiago, en los límites de los estados de Nayarit y Jalisco; en las coordenadas UTM: 2 344 050 Norte y 592 815 Este, a una elevación promedio de 400 msnm; se encuentra a 105 km al NW de la ciudad de Guadalajara y a 22 km al NW del poblado de Hostotipaquillo, Jal. El P.H. La Yesca se ubica, entre las Centrales Hidroeléctricas "Manuel M. Diéguez" (Santa Rosa) y El Cajón, las cuales forman parte del sistema hidrológico del río Santiago.

La boquilla se localiza a 90 km, en línea recta, al noroeste de la ciudad de Guadalajara, aproximadamente a 3,50 km aguas abajo de la confluencia de los ríos Bolaños y Santiago, y sobre el cauce de este último. En la Figura 1.1 se presenta el croquis de localización del sitio del proyecto.

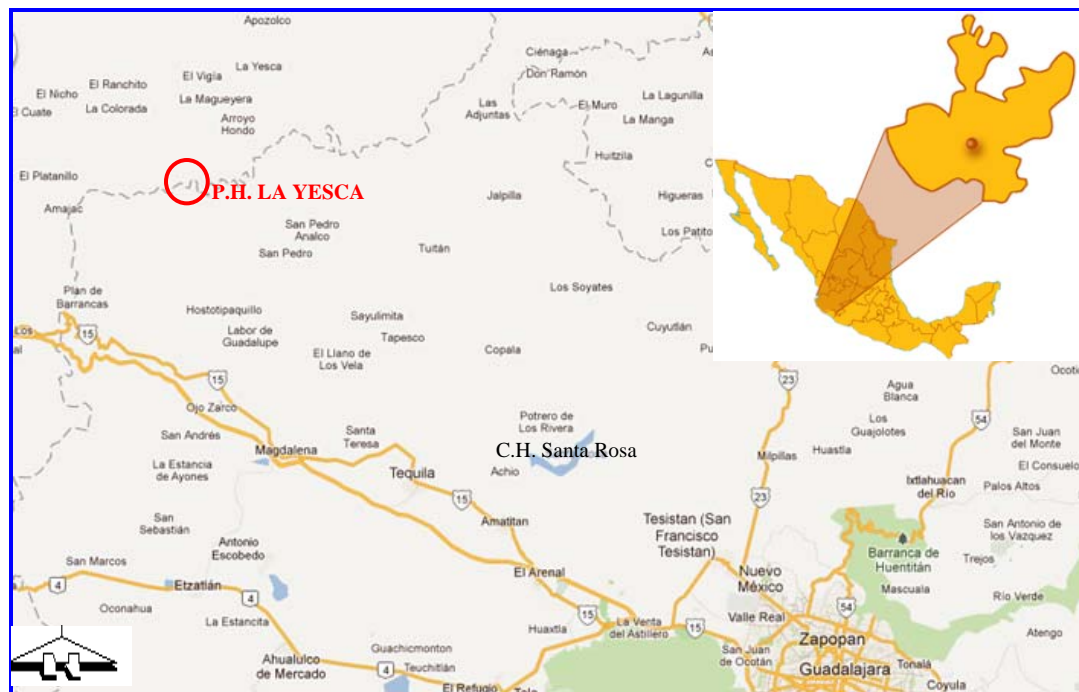


Figura 1.1 Croquis de localización del P.H. La Yesca

El arreglo general del proyecto, se conforma por las siguientes obras civiles que se describen a continuación, su ubicación puede observarse en la figura 1.2.

La obra de desvío, constituida por 2 túneles paralelos de sección portal de 14,00 x 14,00 m y longitudes de 693,3 m (túnel 1) y 750,5 m (túnel 2) fueron excavados en la margen izquierda (MI), estuvieron revestidos de concreto hidráulico en la plantilla (piso) y con concreto lanzado en paredes y bóveda; la elevación de la plantilla al inicio de los túneles fue la 392,00 y la 397,00 para el túnel 1 y túnel 2, respectivamente, sus pendientes de 0,72% y de 1,33%. Los túneles se diseñaron para transitar la avenida de diseño con un gasto máximo de 7578 m³/s.

Complementado la obra de desvío se construyeron las ataguías de aguas arriba y aguas abajo con un núcleo impermeable ligado a la pantalla impermeable de la obra de contención y construida a través del aluvión hasta la roca sana del fondo del cauce del río, para evitar que las filtraciones afectaran la zona de construcción de la cortina. La corona de la ataguía de aguas arriba se ubicó a la elevación 435,00 msnm, mientras que la de aguas abajo se ubicó a la elevación 409,00 msnm; siendo la altura de estas estructuras de 36,5 m y de 22,00 m, respectivamente.

La obra de contención o cortina es del tipo enrocamiento con cara de concreto de 208.5 m de altura, medidos desde el desplante del plinto (cimentación de la presa) hasta el parapeto de la corona que tendrá la Elevación 579,00 msnm, convirtiéndola de esta manera en la segunda más alta en su tipo en el mundo. La longitud de corona será de 628,77 m; los taludes exteriores tanto de aguas arriba como de aguas abajo se proyectaron 1,4:1. La superficie cubierta por el embalse a la elevación del nivel de aguas máximas extraordinarias (NAME) será de 33,40 km² y su elevación estará en la cota 578,0. El nivel de diseño del embalse (nivel más frecuente) se encontrará en la cota 556,41 msnm, con una capacidad útil de generación de 1392 millones de metros cúbicos (Mm³).

La obra de generación del proyecto ubicada en la margen derecha (MD), está constituida por un canal de llamada, dos tuberías de presión blindadas, de 7,70 m de diámetro con un gasto de diseño de 250 m³/s. La casa de máquinas y la galería de oscilación son subterráneas; alojadas en dos cavernas, una de ellas para la casa de máquinas de dimensiones: 112 m de largo, 23 m de ancho y 50 m de altura, donde se instalarán las 2 unidades generadoras de 375 MW cada una (turbinas tipo Francis, de eje vertical para una carga neta de diseño de 163,35 m); la otra caverna correspondiente a la galería de oscilación que tendrá las siguientes dimensiones: 62,5 x 16 x 62 m. Finalmente un túnel de desfogue con 15 m de diámetro y sección tipo portal, también constituyen la obra de generación.

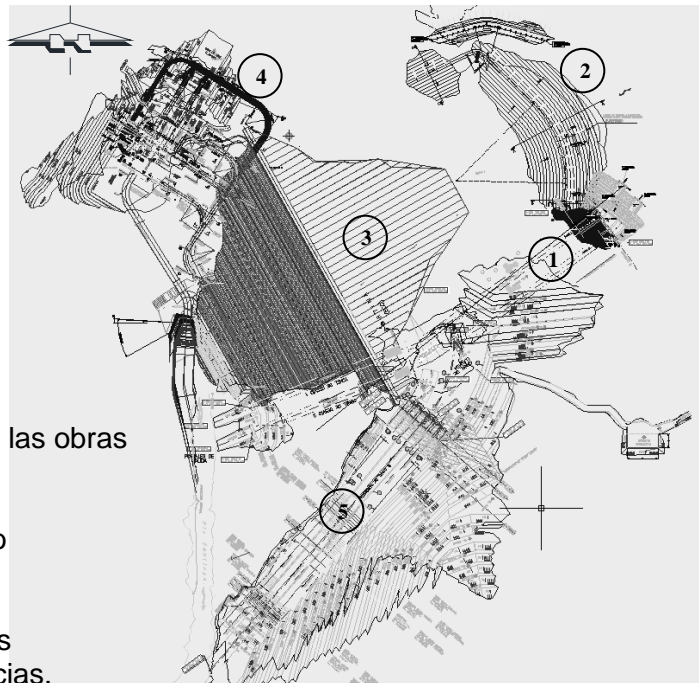


Figura 1.2 Arreglo de las obras Civiles:

- 1) Túneles de desvío
- 2) Ataguía
- 3) Cortina
- 4) Casa de máquinas
- 5) Obra de excedencias.

La obra de excedencias o vertedor, se localiza en la margen izquierda y es de tipo canal a cielo abierto controlado por compuertas. Estará constituida por tres canales de 450 m de longitud

aproximadamente y 30 m de ancho cada uno, en la zona de control se contará con 6 vanos para compuertas radiales. Tendrá la capacidad para el control de avenidas con un gasto de diseño 15110 m³/s para una avenida máxima probable de 15915 m³/s, equivalente a un periodo de retorno de Tr= 10000 años.

El P.H. La Yesca se empezó a estudiar en el año 1957 por la extinta Comisión Lerma-Chapala-Santiago y en los años posteriores la CFE realizó los estudios siguientes:

- Entre 1961 a 1964 se efectuaron los primeros reconocimientos geológicos de campo, sondeos exploratorios y socavones.
- En 1980 se estudió íntegramente la zona aledaña a la confluencia de los ríos Santiago y Bolaños, determinándose que los ejes de La Yesca y Juanepantla presentaban las mejores condiciones topográficas y geológicas.
- Entre los años de 1981 a 1984 se estudió el marco geológico en ambos sitios, con base en levantamientos geológicos de superficie, sondeos exploratorios, socavones y geofísica.
- En 1990 y 1991 se llevaron a cabo los estudios de factibilidad en el eje de La Yesca, agregando información a partir de sondeos en el cauce y márgenes del río, socavones y geofísica.
- En 2001 se realizaron en el eje de La Yesca algunas verificaciones mediante líneas de geofísica.
- Entre 2004 y 2006 se llevó a cabo la última campaña de estudios de campo, realizando los trabajos finales de topografía, geología, geofísica y geotecnia para desarrollar el concepto del proyecto y la ingeniería básica para fines de licitación. En la tabla 1.1 se resumen los volúmenes de obra de los trabajos realizados en esta campaña en la zona del embalse, la boquilla y zonas de obras civiles.

Como resultado de las sucesivas campañas de estudios se generó la ingeniería básica del proyecto, la cual fue comentada y discutida por un grupo de expertos en varias disciplinas de la ingeniería como: Geología, Hidráulica, Estructuras, Mecánica de suelos y Mecánica de rocas; concluyendo que era factible construir en el sitio de La Yesca una presa del orden de 205 m de altura y una central hidroeléctrica subterránea en la margen derecha y demás obras en un arreglo como el comentado en párrafos anteriores.

Sin embargo, se convino que era necesario, que durante los trabajos de construcción, se mantuviera un seguimiento adecuado de los rasgos geológicos y geotécnicos que irían apareciendo como producto de las excavaciones.

El P.H. La Yesca fue adjudicado el 6 de septiembre de 2007 al Consorcio Constructora de Proyectos Hidroeléctricos S.A de C.V. (CPH), como resultado del proceso de licitación correspondiente, publicado en febrero de 2007. El inicio formal de la construcción se fijó para el día 27 de septiembre del mismo año, con un plazo para la realización de los trabajos de 1720 días calendario siendo la fecha de culminación programada para el mes de junio de 2012.

EMBALSE			
ACTIVIDAD	CANTIDAD	UNIDAD DE MEDIDA	DESCRIPCIÓN
MAPEO GEOLÓGICO SEMIREGIONAL	59,0	km ²	Mapeo geológico semi regional, verificación de lineamientos y geoformas e identificación de zonas inestables, se tenía prevista una mayor cobertura de mapeo.
ESTUDIOS PETROGRÁFICOS	7,0	Estudios	Se recolectaron siete muestras de roca en sitios de importancia para su descripción al microscopio.

BOQUILLA Y ZONA DE OBRAS			
ACTIVIDAD	CANTIDAD	UNIDAD DE MEDIDA	DESCRIPCIÓN
TOPOGRAFÍA DE PRECISIÓN.	511	Puntos	420 puntos de control y ubicación de detalles geológicos.
	11	Líneas	Para detalles geológicos en secciones topográficas de interés.
	2864,00	m	Línea de referencia en socavones y cadenamientos.
	34900,00	m	Para líneas de referencia en estudios geofísicos
LIGAS TOPOGRÁFICAS.	10 655,00	m	Ligas con brújula y cinta a partir de puntos posicionados con topografía de precisión, incluye configuración de socavones.
GEOLOGÍA DE SEMIDETALLE	264,50	Ha	Mapeo geológico a semidetalle en el sitio de la boquilla, identificando los aspectos geológicos más relevantes.
GEOLOGÍA DE DETALLE	143,89	Ha	Mapeo de detalle de unidades litológicas, contactos, fallas y fracturas, levantamiento de datos estructurales y mapeo de alteraciones.
MUESTRAS PARA PETROGRAFÍA	76	muestras	Obtención de muestras de roca directamente del macizo rocoso para caracterización petrográfica.
ESTUDIOS PETROGRÁFICOS	66	Estudios	Caracterización petrográfica de las muestras de roca para establecer composición y origen de las rocas.
MEDICIÓN DE DATOS ESTRUCTURALES	5 464	Datos	Los datos estructurales fueron mapeados y medidos en toda la zona de obras incluyendo socavones exploratorios.
GEOFÍSICA	420	Sondeos	Sondeos eléctricos verticales.
	296	TRS	Tendidos de refracción sísmica, incluyen los realizados para petit sismique de socavones.
	24	Cross hole	Realizados en pedraplenes de prueba y terraplén de aluvión
	1	Tomografía	Tomografía sísmica entre cruceros 0+180 derecho y 0+290 derecho del socavón 04 M.D.
PERFORACIÓN	3 763,95	m	35 barrenos distribuidos de la siguiente manera: 10 en obras de desvío; 11 en obras de contención; 4 en obras de generación y 10 en obras de excedencias.
PRUEBAS DE PERMEABILIDAD	311	Pruebas	Se realizaron un total de 311 pruebas de permeabilidad.
EXPLORACIÓN SUBTERRÁNEA (SOCAVONES)	1 294,40	m	Mapeo geológico de detalle a paredes, 544,30 m en el socavón 04 de margen derecha. (Obras de generación) y 750,10 m en los socavones 03, 05 y 07 de margen izquierda (Obras de excedencias).

Tabla 1.1 Resumen de actividades desarrolladas en la boquilla y zona de obras como parte de los trabajos finales o de pre construcción.

Desde el inicio de la etapa de construcción y a medida que avanzaba el proyecto, se presentaron problemas que evidenciaron una complejidad geológico-estructural que no fue identificada en las etapas de estudios realizadas, principalmente en la margen izquierda del proyecto.

A finales del mes de febrero y principios de marzo de 2008 cuando comenzaron las excavaciones subterráneas en el portal de entrada para los dos túneles que servirían de desvío al río Santiago, se habían retirado producto de las excavaciones superficiales de portal de entrada más de 400 mil m³ de terreno. Esto ocasionó que la ladera de la MI perdiera soporte, lo que combinado con las vibraciones inducidas a la roca por las voladuras durante las excavaciones subterráneas, reactivara un mecanismo de falla de una macro cuña o gran bloque de roca a través de un plano de falla preexistente constituido por un estrato de arcilla con espesores de 10 a 80 cm.

La instrumentación del proyecto instalada hasta el momento permitió conocer que la reactivación del mecanismo manifestó desplazamientos con velocidades de 3.9 mm/día en su etapa más crítica, asociadas al periodo comprendido entre los meses de junio y julio de 2008.

1.2 Descripción del problema de inestabilidad de un sector de la ladera izquierda

En marzo de 2008 cuando se excavaba un camino en la margen izquierda (6MI) a partir de la plataforma prevista para alojar las lumbreras de cierre provisional, en la elevación +456 m ubicada por arriba del portal de entrada de los túneles de desvío, la excavación dejó expuesta una falla geológica en la ladera con echado de 32° hacia el interior de la misma. Posteriormente en el mes de abril de ese mismo año, se observaron los primeros indicios de movimiento de una gran masa de roca sobre este plano de falla, desarrollándose una “ceja” o saliente al alto de la falla y estrías con dirección N20°E, que indicaban en ese momento, la dirección de movimiento de la ladera. Esta estructura geológica también se descubrió en otros afloramientos ubicados en los caminos de la margen izquierda, como sucedió en el camino rivereño 9MI a la elevación +395.0 m y los caminos 2VD y 15Bis.

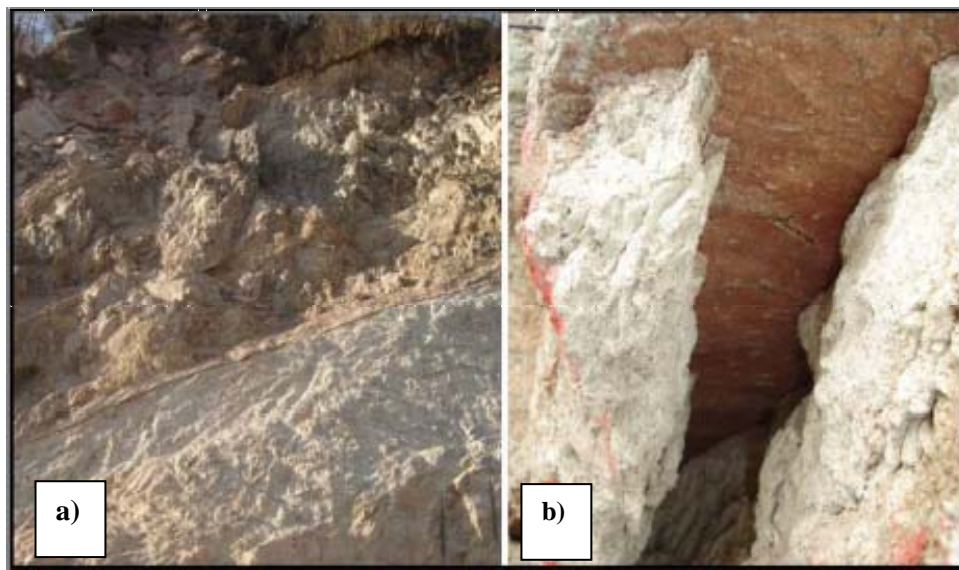


Figura 1.3 Afloramiento de la falla geológica en el camino 6MI de la margen izquierda, elevación 456 msnm. a) desarrollo de la “ceja” o saliente sobre el plano de la falla. B) estrías generadas en el plano de la falla por el movimiento del bloque del alto de la falla.

Durante abril y mayo de 2008, se observó agrietamiento en el concreto lanzado colocado como revestimiento a la roca en el portal de entrada de los túneles de desvío, la configuración de las grietas se relacionó con el límite oeste de un dique granítico que se encontró en esta excavación. Posteriormente en el mes de junio, se identificó el desarrollo de grietas de tensión a lo largo de una zona de brecha de la falla en una plataforma ubicada en la elevación 550 msnm (asociadas a la falla Colapso 1, conocida con anterioridad), sitio donde se localiza el proyecto de la lumbrera de cierre final.

La inestabilidad de la masa rocosa se manifestó también en el frente de excavación del túnel de desvío 1, en el cadenamiento 0+085 (Figura 1.4), sobre una estructura geológica que se comprobó como la continuación hacia el interior de la ladera de la falla expuesta en el camino 6MI. En los primeros 50 m de este túnel, se desarrollaron grietas de tensión en el revestimiento de concreto lanzado, orientadas al N70°- 80°W. La interpretación geológica de esta estructura condujo a denominarla como falla Colapso por correlación con la falla geológica identificada con este nombre durante la etapa de estudios del proyecto, sólo que a diferencia de aquella, su traza en la ladera no definía por sí sola un rasgo semicircular, sino que se identificó como un superficie ligeramente alabeada y con rumbo preferencial NE30°; la asociación de esta falla Colapso con las fallas que se denominaron Colapso 1, Colapso 2, Vertedor 1 y La falla Curva identificadas en las etapas de estudios, aparentemente delimitaban un bloque inestable. En la figura 1.5 se aprecia la ubicación de las estructuras geológicas mencionadas (Referencia 1).

Estas estructuras geológicas se caracterizaron como las más importantes de la margen izquierda, por el potente espesor de roca brechada y alterada, y la presencia de una capa de arcilla de muy baja resistencia al corte que presentaba continuidad en todo el plano de falla. En consecuencia, se interpretaron como las zonas de debilidad del macizo rocoso a través de las cuales podían estar ocurriendo los movimientos de la masa inestable.

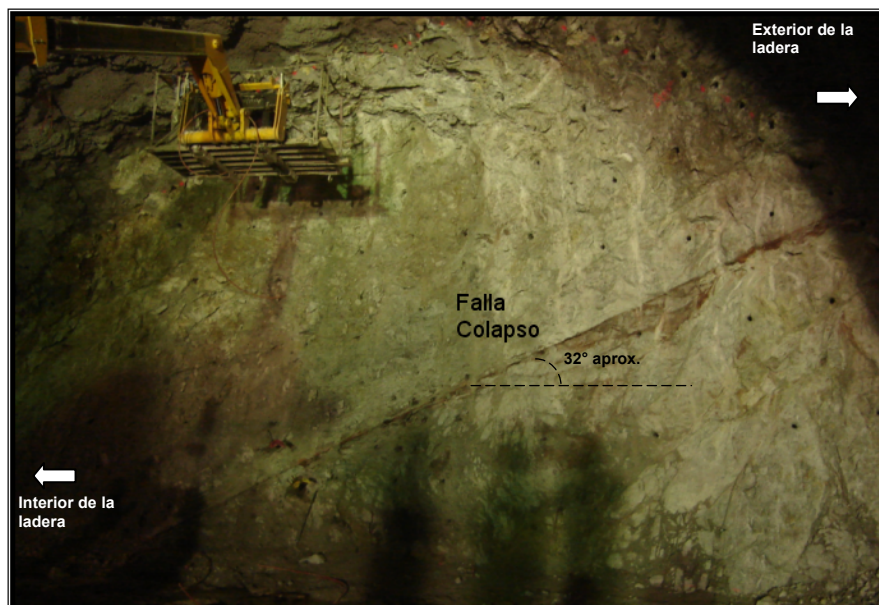


Figura 1.4.- Afloramiento de la falla Colapso en el túnel de desvío 1 (Cadenamiento 0+085)

Cabe señalar como antecedente, que en la etapa de estudios se definió la presencia de un sistema de fallas denominadas Colapso en la margen izquierda, las cuales se caracterizaron con una geometría semicircular definida más por la asociación de rasgos geomorfológicos que por los escasos

afloramientos de sus planos de falla. No obstante que durante la etapa de estudios estas estructuras se ubicaron y se mapearon; el espesor de los depósitos de talud y la cobertura de suelo no permitieron conocer con precisión todos sus rasgos.

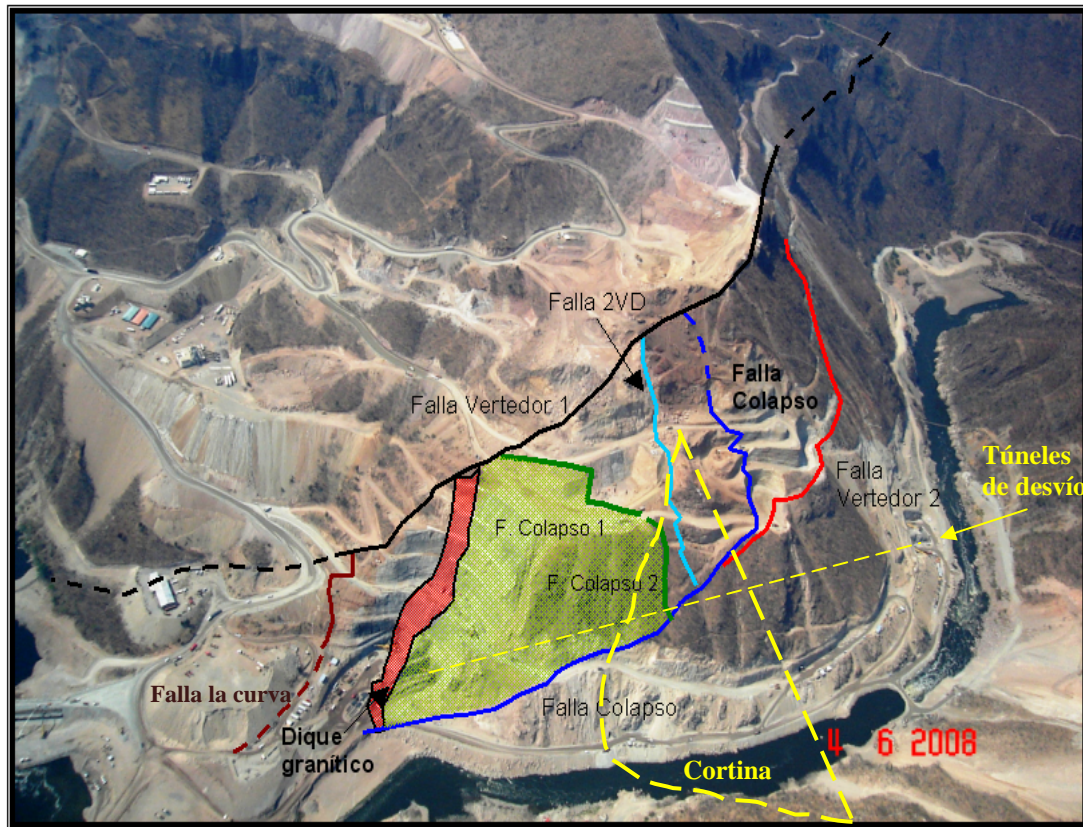


Figura 1.5.- Bloque inestable de la margen izquierda, delimitado por las fallas Colapso, Colapso 1, Colapso 2, vertedor 1 y falla la curva en la zona del portal de entrada de los túneles de desvío.

Con el progreso de las excavaciones en la etapa de construcción, estos rasgos se pudieron apreciar con claridad y se lograron conocer varias características importantes, como por ejemplo; que las fallas se presentaron alabeadas, motivo por el cual no se pudo proyectar con precisión su trayectoria, adicionalmente se descubrió que la falla Colapso contaba con un horizonte arcilloso (a través del cual se verificó el deslizamiento), rasgo que sin las excavaciones resultaba difícil de determinar pues en superficie no se manifestaba por encontrarse erosionada. Por otra parte, también durante las excavaciones, se pusieron al descubierto replicas de las fallas principales que no era posible identificar con los sondeos realizados en las etapas de estudios, ya que el terreno estaba constituido por roca fracturada haciendo complicado detectar la presencia de fallas.

Este problema significó una verdadera contingencia, la cual por su complejidad fue muy difícil de prever durante las etapas de estudios, y solo se evidenció con el progreso de las excavaciones en el sitio y con los primeros indicios de movimiento. Cabe mencionar que cinemáticamente la asociación de las fallas de los sistemas referidos no reúnen condiciones para que ocurra el movimiento del bloque, sin embargo, la variación del rumbo y el echado de las estructuras geológicas genera la intersección entre los planos de falla, originando una componente dirigida hacia el portal de entrada de los túneles de desvío.

Con todos los elementos antes mencionados se estimó que el volumen de roca movilizada equivalía al orden de 2.5 millones de metros cúbicos, adicionalmente al riesgo que implicaba un deslizamiento de esta magnitud, el problema presentado impactaba directamente en:

- a) La afectación de la obra de desvío, ya que como se ha mencionado la falla Colapso afloraba en el frente de excavación del túnel de desvío 1 y se produjeron fisuras en el concreto de revestimiento y empaque de los marcos metálicos que soportaban la sección del túnel.
- b) La seguridad de la cortina, debido a que tres puntos del desplante original del plinto en la margen izquierda, se ubicaban dentro de la masa de roca inestable.
- c) Se impactaba el programa de construcción del proyecto.

2. ASPECTOS GEOLÓGICOS Y GEOTÉCNICOS DE LA LADERA IZQUIERDA

2.1 Geología Regional

Los eventos volcánicos que sucedieron en la región occidental de México, desde el Cretácico tardío hasta el actual, muestran evidencia de actividades magmáticas diferentes en un mismo período de tiempo, dependiendo de la localización geográfica, lo que a su vez determinó el ambiente geodinámico.

Durante la fase de movimientos orogénicos del Albiano-Cenomaniano, se produjo la emersión de la zona central de la cordillera occidental y un vulcanismo andesítico del Oligoceno se desarrolló a lo largo de toda la costa del Océano Pacífico, constituyendo el basamento de la Sierra Madre Occidental; después, en la Provincia occidental se desarrollaron grandes emisiones ignimbríticas ácidas que cubrieron progresivamente la topografía preexistente, en algunos sitios, estos paquetes volcánicos superaron los mil metros de espesor.

En la zona donde se ubica el P.H. la Yesca, regionalmente convergen las provincias geológicas de la Sierra Madre Occidental y la Faja Volcánica Transmexicana, ambas de origen volcánico, de edad Cenozoica, y ambiente geotectónico de arco continental.

La Sierra Madre Occidental está representada en el área por el Súper Grupo Volcánico Superior, cuya composición esencialmente ácida contrasta con la naturaleza básica de la secuencia de la Faja Volcánica Transmexicana; además de que aquella es más antigua que la segunda.

La Faja Volcánica Transmexicana contiene grandes espesores y volúmenes de materiales ígneos extrusivos, que fueron emplazados durante tres episodios volcánicos, desarrollados en el Eoceno, Oligoceno y Mioceno temprano, separados por depósitos vulcanosedimentarios o por discordancias; además, la Faja Volcánica Transmexicana se observa claramente separada de la Sierra Madre Occidental por una discordancia tectónica producida durante el Mioceno medio.

El primer episodio de la Faja Volcánica Transmexicana es un vulcanismo máfico de significativa volumetría y espesor, en ocasiones alcalino, ocurrido entre 11 y 8 Millones de años (Ma), en la zona central de Nayarit y en la región de Guadalajara, luego, durante el Plioceno temprano, entre 7,2 y 5,5 Ma, tuvo lugar un período de reducida actividad volcánica, seguido por el emplazamiento de grandes volúmenes de riolitas y cantidades menores de ignimbritas; posteriormente, entre 4,5 Ma y el presente, domina nuevamente un vulcanismo alcalino intermedio a básico y grandes domos riolíticos y dacíticos complejos son emplazados entre Guadalajara y Tepic; finalmente, en el Plioceno tardío y Cuaternario, aparecen grandes estrato-volcanes en la porción norte del arco, mientras que escudos volcánicos y conos cineríticos de composición basáltica caracterizan el frente volcánico.

Ortega, (Referencia 2), sugiere la probabilidad de que las rocas más jóvenes de la región Jalisco-Nayarit, sean producto de un evento geológico independiente relacionado con la apertura del Protogolfo de California y no con la colisión y consumo de la Placa Farallón bajo el continente americano, que es señalada como la causa principal de la génesis de la unidad volcánica ácida más extensa de México, que es la Sierra Madre Occidental.

2.2 Marco tectónico

El P.H. la Yesca se ubica entre dos provincias geológicas que son: La Faja Volcánica Transmexicana y la Faja Ignimbrítica Mexicana, ambas de edad Cenozoica, origen volcánico y ambiente geotectónico de arco continental (Figura 2.1).



Figura 2.1. Provincias geológicas (Referencia 2)

Los rasgos estructurales lineales principales se agrupan en cuatro sistemas, el primero NW-SE, al que pertenece el Graben Tepic-Zacoalco (GZ), el segundo orientado E-W, representado por el Graben de Chapala (GCH) y que también controla el cauce del Río Santiago en la confluencia del río Bolaños, un tercero N-S, correspondiente al Graben de Colima (GC) y por último un sistema NE-SW, reflejado en los tributarios de los ríos Santiago y Ameca (Figura 2.2).

El marco estructural regional en el que se encuentra ubicado el sitio del P.H. La Yesca, está dominado bajo la dinámica de la tectónica actual del Occidente de México, influenciado por la interacción de las placas tectónicas de Rivera, Cocos y de Norteamérica, que actúan de forma oblicua y con diferentes ángulos de subducción a lo largo de la Trinchera Mesoamericana, afectando al Bloque Jalisco (BJ). Figura 2.2.

Las hipótesis acerca del movimiento del Bloque Jalisco, permite conocer las características estructurales que dominan al Río Grande de Santiago, ya que se considera que este Bloque está controlado en su límite Norte por un sistema transcurrente lateral derecho que corresponde al cauce del Río Ameca, por lo que el Bloque Jalisco estaría derivando hacia el NW; por otra parte, se han

reconocido dos sistemas de fallamiento regional en el Río Grande de Santiago, uno normal de dirección N40°-75° y otro de tipo transcurrente, que corta al anterior con una dirección N110°-150°, donde las fallas laterales izquierdas son miocénicas y las derechas Plio Cuaternarias; por lo que se considera que los cauces de los ríos Grande de Santiago y Ameca, se encuentran controlados por grandes fallas geológicas, en virtud de que estos presentan una gran similitud en la traza de sus cauces; también se debe considerar, que la profundización del cauce del Río Santiago es considerablemente mayor a la del Río Ameca, por lo que se asume que el fallamiento que controla los cauces de estos ríos, es más reciente hacia el sur, sin embargo, se considera que la fase tectónica más reciente para esta zona corresponde a un trend estructural de actitud NW-SE, con una marcada distensión en dirección NE (Referencia 2).

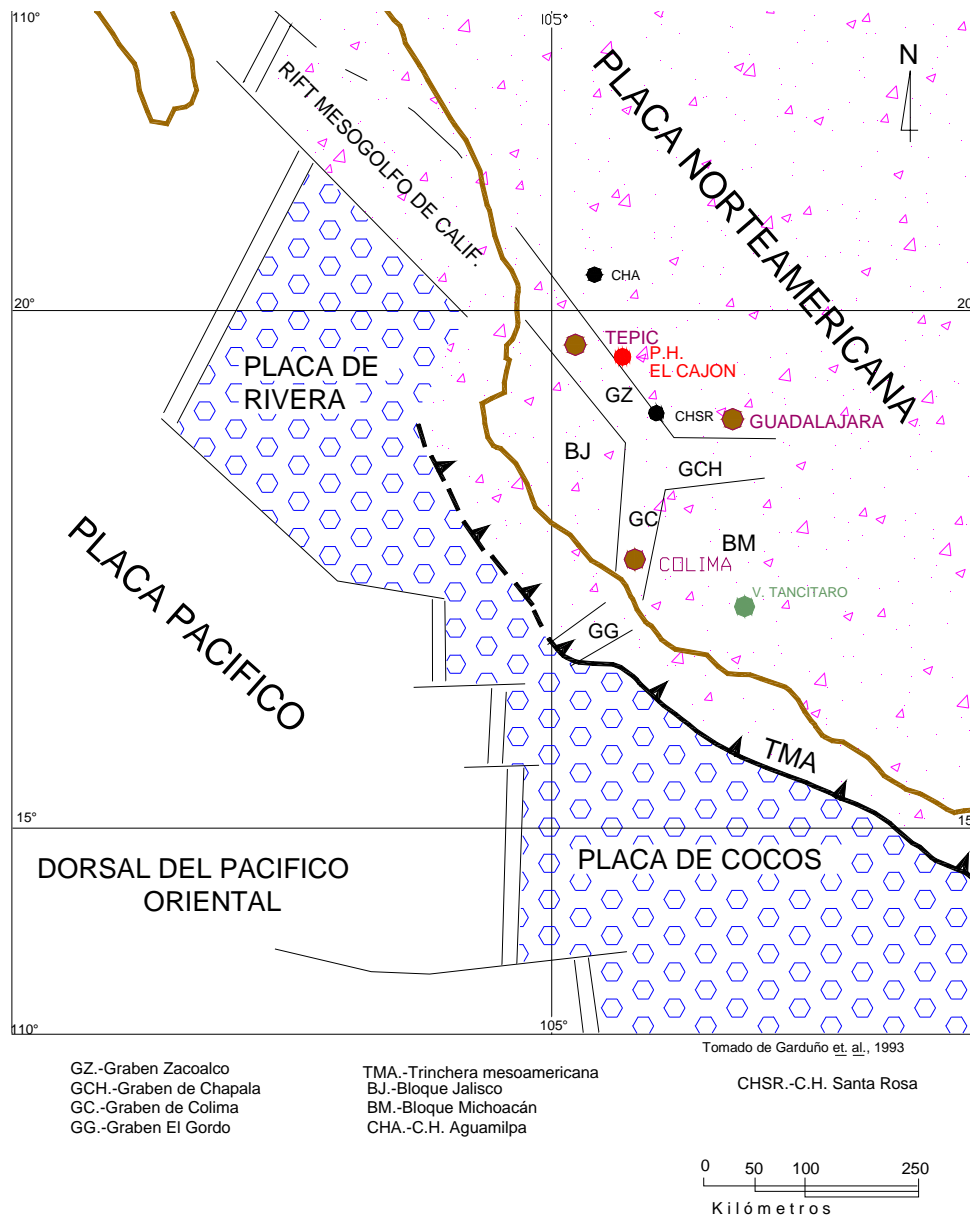


Figura 2.2. Ubicación del proyecto en el marco tectónico-estructural regional (Garduño, 1993).

Por otra parte, la porción Occidental de La Faja Volcánica Transmexicana tiene gran influencia en el área del proyecto, ya que presenta una serie de cuencas tectónicas y cadenas montañosas de gran extensión, destacando las depresiones tectónicas del Graben de Chapala, con una orientación preferencial E-W, el Graben de Colima con una actitud N-S y el Graben de Tepic orientado NW-SE, cuyas expresiones morfológicas son muy características, ya que presentan lagos elongados y colinas alineadas, que se encuentran limitando las partes Norte y Este de lo que se conoce como Bloque Jalisco.

Un aspecto interesante, radica en la presencia de secuencias vulcanosedimentarias de origen lacustre a lo largo de la Faja Volcánica Transmexicana, ubicadas a diferentes elevaciones actuales, con distintos espesores y extensiones, lo que sugiere que los paleopatrones de drenaje fueron obturados, ya sea por emisiones volcánicas, por tectonismo o tal vez por la acción combinada de ambos fenómenos.

La tectónica regional a nivel de placas, involucra las del Pacífico, Cocos, Rivera y de Norteamérica, delimitadas por la Dorsal Pacífico Oriental de carácter divergente, además de la zona de subducción de la Trinchera Mesoamericana como límite convergente. Tanto en la Sierra Madre Occidental como en la Faja Volcánica Transmexicana, se encuentran vigentes sistemas de esfuerzos distensivos (Ferrari y Rosas, 1997; Delgado, et al, 1999) y, en la frontera entre la Placa de Rivera y el Bloque Jalisco.

La geología y la tectónica en la zona del proyecto está dominada principalmente por tres fenómenos: la subducción de las placas oceánicas bajo la placa continental, la actividad de la Faja volcánica transmexicana y la zona sismogeneradora de San Cristóbal de la Barranca, Jal. Desde el punto de vista de la generación sísmica, son el primero y el tercero de estos fenómenos los que parecen aportar la contribución dominante.

El proyecto pertenece a dos campos volcánicos tectónicamente activos que son Ceboruco-Santa María del Oro y La primavera, la actividad volcánica ha sido intensa desde el Plioceno y la proximidad del Volcán Ceboruco, cuya última erupción ocurrió en febrero de 1870 (CENAPRED, 1995), sugieren una constante vigilancia ante eventuales erupciones; además, dada la ubicación del proyecto, se asume un riesgo volcánico latente, ya que el volcán de Fuego de Colima y La Primavera en Jalisco, indican que la actividad ígnea extrusiva no ha cesado en esta región.

Las manifestaciones geotérmicas son relativamente numerosas dentro de la zona comprendida por el Graben Tepic-Zacoalco, con áreas que han sido exploradas y están consideradas para generación de energía eléctrica, como el Cerro Las Planillas en la Sierra La Primavera con temperaturas superficiales hasta de 90° C, el Ceboruco con hasta 92° C y La Soledad con 96° C, entre otras de menor temperatura (Gerencia de Estudios Geotérmicos CFE, 1989).

2.3 Sismicidad

Históricamente, en 1875 se refiere la ocurrencia de un sismo que destruyó la población de San Cristóbal de la Barranca, Jal. (Acosta y Suárez, 1996), al que se estima magnitud no mayor de 6.5° y profundidad epicentral menor de 15 km. (Delgado V., et al 2001), alcanzando para el P.H. La Yesca una intensidad de VII en la escala de Mercalli modificada y siendo la fuente sísmica más peligrosa para el proyecto; posteriormente en 1932, en la frontera entre la Placa de Rivera y el Bloque Jalisco se localizó un macrosismo de 8.2° Richter.

Dentro de un radio de 60 km con centro en la cortina del proyecto (Figura 2.3) y considerando la información del Servicio Sismológico Nacional (SSN) y de la CFE, con registros del año 1900 a la

fecha se tiene localizado un sismo de magnitud $2,9^{\circ}$ de magnitud de coda, Mc (en función de la duración del sismo) a 3 km hacia el SW de la cortina, de tal manera que con la información obtenida se establece que el 85% de los epicentros se ubican dentro de la Fosa Tepic-Chapala, asociados con un régimen tectónico distensivo y patrones estructurales NW-SE y NE-SW.

El catalogo del SSN tiene un nivel mínimo de detección de $4,8^{\circ}$ de magnitud Richter y no reporta ningún evento dentro de la zona mencionada, sin embargo, en el catálogo de la CFE se reportan 100 eventos sísmicos con magnitudes menores a $4,63^{\circ}$ Mc, no obstante, el sismo de mayor magnitud reportado es de $4,63^{\circ}$ Mc., localizado entre los volcanes Tepetitlic y Ceboruco; por otra parte, la estación sismológica El Carrizo, localizada a unos 12 km del eje del proyecto, registró sismos locales entre los años 1994 y 2000.

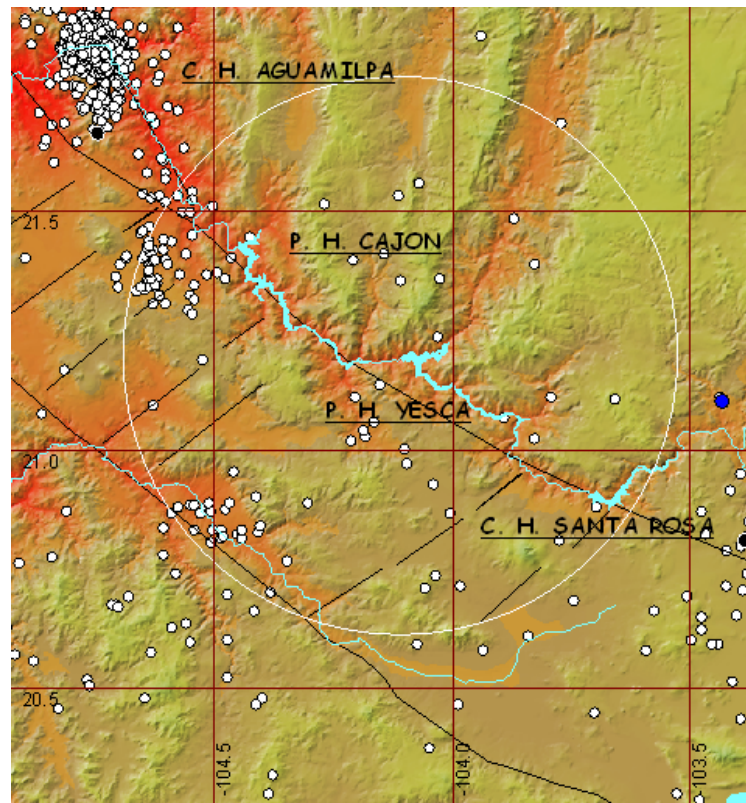


Figura 2.3. Sismicidad registrada dentro de un radio de 60 km con centro en el P.H. la Yesca. (Referencia 2)

En esta región destacan dos concentraciones de eventos sísmicos, una en torno a la estructura geológica conocida como Caldera de Santa María del Oro, aproximadamente a 55 Km, hacia el noroeste del proyecto y asociada con emisiones geotérmicas (Delgado et al 1992), cuyas magnitudes no rebasan los $3,0^{\circ}$ Mc, mientras que la segunda se localiza sobre la población Pie de la Cuesta, cerca de Amatlán de Cañas, Nayarit, en la margen derecha del río Ameca, aproximadamente a 55 Km. hacia el suroeste del proyecto, con magnitudes menores a $3,5^{\circ}$ Mc y a profundidades menores a 10 Km, relacionados con la depresión tectónica Amatlán de Cañas, formada por una gran falla lítrica de tendencia estructural general NW-SE (CFE 1996).

Las fuentes sismogeneradoras consideradas para el cálculo de peligro sísmico para el P.H. La Yesca fueron:

- a) Subducción, que comprende los sismos generados en la zona de acoplamiento entre las placas, está caracterizada por mega sismos a lo largo de la costa del Pacífico.
- b) Intraplaca, que incluye sismos de mecanismo normal generados por la placa subducida.
- c) Faja volcánica Transmexicana (Eje neovolcánico), con predominancia de sismos corticales.
- d) Sismicidad aleatoria, comprende sismos dispersos, incluyendo los inducidos por el llenado de los embalses de las Centrales Hidroeléctricas Aguamilpa, el Cajón y la propia Yesca.

El cálculo del periodo fundamental arrojó un valor entre 0,01 y 0,15 s y la respuesta teórica del sitio ante un sismo moderado usando el programa EERA (Equivalent-linear Earthquake site Response Analisis) determina un valor de periodo fundamental teórico de 0,1 s. Se calculó la aceleración teórica máxima del sismo registrado en el sitio, misma que arrojó un valor de 0.106 g (Vargas H. 2001 et. Al.).

2.4. Geología de la boquilla y margen izquierda

El sitio en el que quedarán alojadas las obras civiles del P.H. La Yesca, está conformado por un grupo de rocas volcánicas del Cenozoico que incluye andesitas (Tom-ata), tobas líticas cristalinas riolíticas muy silicificadas (Tmtl), ignimbritas riolíticas de textura fluidal (Tmird) e ignimbritas dacíticas porfídicas (Tmid), que conforman ambos márgenes, afectadas por diversos cuerpos intrusivos que van desde pórfidos riolíticos (Tgr) y cuarzomonzoníticos (Tqm) a pórfidos andesíticos (Tda) y diques diabásicos (Qdd); toda esta variedad litológica se encuentra parcialmente cubierta por depósitos lacustres y pumicíticos (Qlp), terrazas aluviales (Qta), depósitos de talud (Qdt) y aluviones recientes (Qal).

En la Figura 2.4 se presentan las unidades litológicas de la más antigua a la más reciente.

A lo largo del tiempo geológico, el área del proyecto ha estado sometida a diversos procesos tectónicos, caracterizados por diferentes tipos de esfuerzos que han resultado en deformaciones de diversas clases. Esta historia de movimientos se refleja en un alto grado de fallamiento, fracturamiento y alteración química, cuya conjunción da por resultado la baja calidad de la roca presente en ciertas zonas del proyecto.

Se tiene evidencia de un proceso compresivo que produjo fallas inversas regionales de bajo ángulo, al término de este proceso ocurrió una etapa distensiva representada por fallas de orientación SW-NE y caída al Sur, tal es el caso de las fallas Vertedor, Colapso, Vertedor 2 y Crucero-Pitayo. Posterior a este proceso se presentó una etapa también de esfuerzos tensionales asociada al emplazamiento del Eje Volcánico Transmexicano.

Desde el inicio de la etapa de construcción se presentaron problemas que evidenciaron la complejidad geológico - estructural del sitio de la Yesca. Aunado a los efectos de dos grandes elementos geológicos - tectónicos, la formación de la Sierra Madre Occidental y la del Eje Neovolcánico, existe la presencia de hidrotermalismo que ha afectado a las rocas presentes en la región, manifestándose en forma de alteraciones.

COLUMNA GEOLÓGICA DE LA ZONA DE LA BOQUILLA P. H. LA YESCA

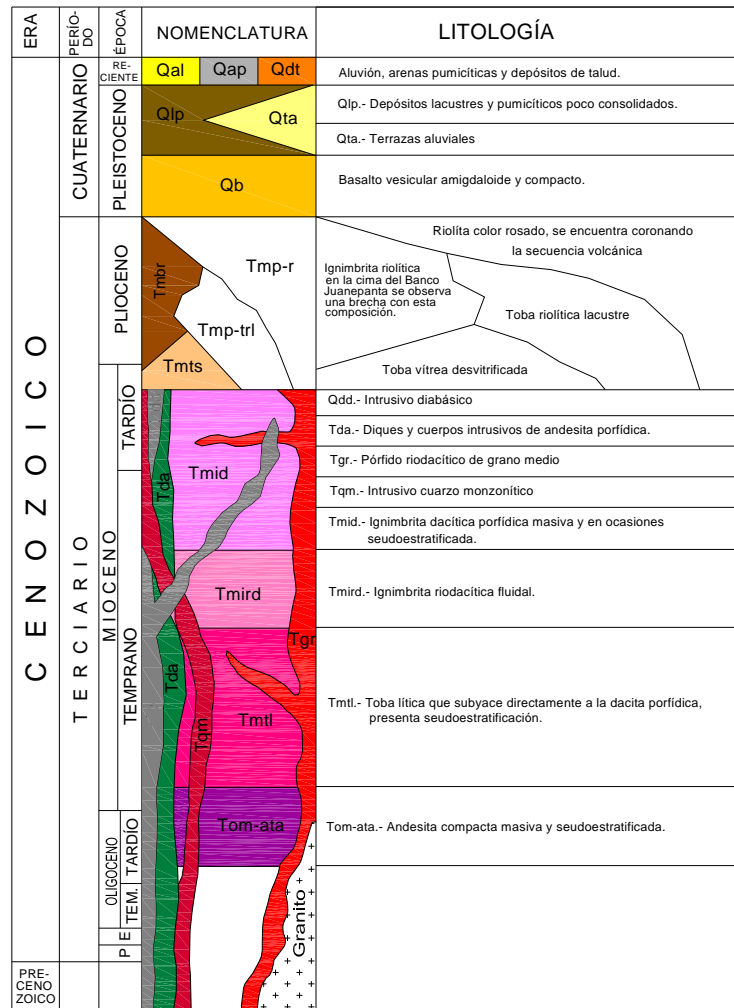


Figura 2.4. Columna estratigráfica de la zona de la boquilla y margen izquierda del P.H. La Yesca.

Este proceso de emplazamiento produce diversas alteraciones hidrotermales e inclusión de algunos diques que aprovechan las estructuras más antiguas.

Regionalmente, se pueden observar algunos intrusivos y estructuras en forma de caldera que también pertenecen a esta etapa de deformación. En los alrededores del sitio del proyecto los lineamientos se encuentran formando un nodo estructural, es decir, un lugar donde coinciden los trenes estructurales mayores, razón por lo cual se forma una zona de fuerte deformación tectónica.

Todo lo anterior caracteriza el sitio con un estado de esfuerzos heterogéneo que cizalla severamente el macizo rocoso e inclusive logra cambios de dirección de las estructuras, alabeos y sigmoides¹.

¹ Es una estructura en forma de "ojo" que se produce en las rocas, cuando aún en estado plástico se les sujeta a deformación

Conveniente señalar que aunque a lo largo y ancho de una falla la deformación es intensa, en ocasiones se preserva con mejor calidad de roca la parte central o núcleo que conforma el sigmoide, el cual puede variar su tamaño desde centímetros hasta varias decenas de metros. La roca en el subsuelo considerada como de buena calidad, a profundidad puede cambiar bruscamente al pasar al otro lado del núcleo y encontrar, una zona de intensa deformación. Es decir, el núcleo del sigmoide está delimitado por fallas contiguas que se vuelven a reencontrar.

El material está constituido por fragmentos de diferentes tamaños donde se muestra un fracturamiento totalmente asociado a los sistemas de fallamiento, es decir, se tiene una roca cristalina que bajo confinamiento tiene una velocidad sísmica superior a la que este mismo material tiene al ser descubierto por las excavaciones (figura 2.5). Otros agentes que contribuyen al deterioro de la roca son la hidratación y la vibración debida a voladuras.

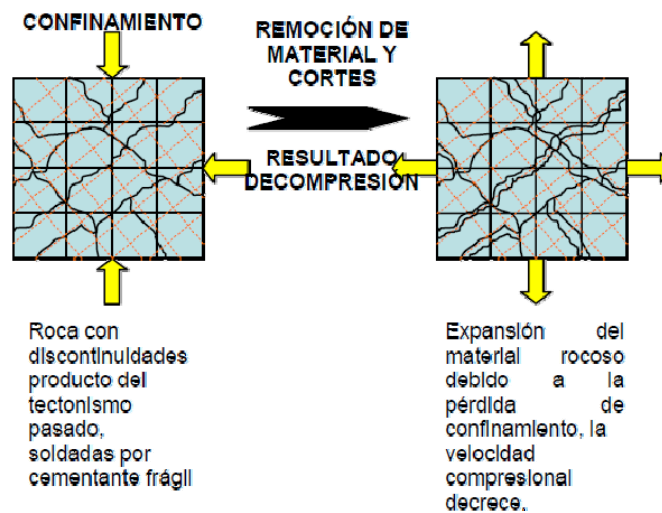


Figura 2.5.- Diagrama en el que se muestra el concepto de intemperismo por decompresión

2.4.1 Aspectos estructurales de la margen izquierda

Con el estudio morfológico de la margen izquierda, específicamente de la zona movilizada, se identificaron 9 lineamientos muy importantes con continuidad. Estos rasgos morfológicos se asocian a fallas normales con orientación sensible E-W con buzamiento general al Norte, son de forma escalonada y semi-paralelas, inclusive, el escalonamiento forma escarpes de fallas bien marcadas que posiblemente indican el desplazamiento.

Fallas mapeadas en superficie:

Con el análisis estereográfico de datos de estructuras geológicas principales, identificadas a nivel del terreno natural, se determinó que la margen izquierda está afectada por cinco familias de estructuras, denominadas como a continuación se describe:

F1a= N 47°W/ 58°NE

F1b= N -S/ 43°E

F2= N 82°W /63°NE; la orientación general de este sistema tiende a ser al E-W con inclinación al Norte (N). Es la falla más frecuente de acuerdo con el análisis, la Falla Colapso 1 correspondería a esta familia (N40°--86°W/62°--71°NE).

F4= N 20°W /60°SW

F5= N 51°E/81°NW

Fallas mapeadas en excavaciones subterráneas:

Con los datos estructurales recabados de los túneles de desvíos 1 y 2, así como en las galerías y socavones exploratorios de la MI, se determinaron también cinco familias de fallas:

F1a= N 36°W/ 67°NE

F1b= N 16W/ 35°NE

F2= N 89°E /68°NW Orientación casi E-W con tendencia de inclinación al Norte (N), Es la falla más frecuente de acuerdo con el análisis.

F3a= N 42°E /68°SE

F3b= N 40°E/30°SE, este sistema se asocia a las siguientes estructuras: Fallas Vertedor 1 y 2; y considerando que la Falla Colapso varía de N 25° a 37° E con 32° de inclinación promedio al SE, se le puede considerar de este sistema.

2.4.2 Alteraciones Hidrotermales y Supergénicas

En las rocas del sitio existen dos tipos de alteraciones: hidrotermales² y supergénicas³, siendo la principal de ellas la de tipo hidrotermal, ya que influye mayormente en la calidad del macizo rocoso.

Alteración hidrotermal

Dentro de la alteración hidrotermal se distinguen tres variantes: argílica, propilítica y silicificación. Estos tipo de alteraciones son las más antiguas en la zona. Las soluciones ascendentes con temperaturas muy elevadas aprovechan las fracturas y fallas preexistentes alterando la roca, por lo que una roca entre más cizallada se encuentre, mayor será su grado de alteración.

La alteración hidrotermal de tipo argílica es de color blanco por la presencia de caolinita, sericita y calcita, se presenta en el pórfido riódacítico (Tgr) y en la toba lítica (Tmtl) próxima a la Falla Colapso.

La alteración hidrotermal de tipo propilítico (clorita, epidota, sericita, calcita), se manifiesta en la ignimbrita dacítica. Por otro lado la silicificación, se muestra principalmente en los diques diabásicos (Qdd), y les imprime una fuerte consistencia y dureza, notable incluso al golpe del martillo de geólogo. Algunas rocas como la Ignimbrita riódacítica fluidal (Tmird) puede presentar alteraciones de los tres tipos. De las alteraciones anteriores, la más importante, por el decremento en calidad de roca, es la argílica.

² Alteración Hidrotermal se refiere a la que causan los fluidos provenientes de cámaras magmáticas generalmente asociados al ascenso y emplazamiento de cuerpos ígneos intrusivos.

³ Alteración Supergénica es la causada a la roca por el agua meteórica que se infiltra y a su paso remueve químicamente elementos y compuestos que lleva a profundidad, cambiando la condición de la roca original.

Alteración supergénica

En las zonas con una mayor densidad de fracturas, la alteración supergénica es evidente, pues facilita la percolación de aguas meteóricas que vienen cargadas de oxígeno y anhídrido carbónico atmosféricos y disuelve los elementos químicos de las rocas y minerales. La alteración es de colores rojo, amarillo ocre y con motas de color negro que corresponde a los minerales de hematita, limonita y psilomelano o pirolusita, respectivamente. La alteración supergénica presente en la roca tiene un lustre terroso, en los relieves de los movimientos tectónicos.

2.4.3 Explicación geológica del deslizamiento

Como se mencionó anteriormente, en la etapa de estudios geológicos se definió la presencia de un sistema de fallas denominadas Colapso en la margen izquierda, las cuales se caracterizaron por una geometría semicircular pasando a gran profundidad y definidas más por la asociación de rasgos geomorfológicos que por afloramientos de sus planos de falla. Sin embargo, con el progreso de las excavaciones y con la manifestación del bloque inestable, se detectó que la falla Colapso, poseía características diferentes (un echado más tendido, del orden de 30° y un relleno arcilloso continuo), que al conjugarse con otras fallas y al ocurrir el desconfinamiento del pie del macizo rocoso, producto de la excavación de los portales de entrada y los túneles de desvío, dieron origen a la desestabilización de un sector de la margen izquierda.

A continuación se presenta una breve descripción de las estructuras geológicas principales que influyeron en la inestabilidad.

Sistema de fallas Colapso

Corresponde a un sistema de fallas lítricas, cuyo modelo se caracteriza por una falla maestra *Falla Colapso*, desde la cual “despegan” fallas secundarias inclinadas en la misma dirección de esta falla maestra y que están evidenciadas por las fallas Colapso 1 y Colapso 2; el modelo también presenta fallas inclinadas en sentido contrario al deslizamiento que experimentó la masa rocosa (fallas antitéticas) que en este caso están representadas por la Falla 2-VD. Estas fallas se producen por un movimiento normal de tipo rotacional que ocasiona planos de falla de rumbo e inclinación variable, de tal forma que en planta, sus planos son alabeados con tendencia a desarrollar una geometría semicircular, mientras que en sección se observa que el echado en la parte alta de los planos de falla tienen inclinaciones mayores a los 60° y paulatinamente va disminuyendo su intensidad hasta mostrar ángulos inferiores a los 30° en la parte inferior o pie de falla, hasta ser casi horizontal e incluso llegar a tener echado contrario al movimiento de la falla.

Falla Colapso

Presenta rumbos variables de N30°E/32°SE en el camino ribereño 9MI (elevación +392.0) a N15°W/30°NE en el camino 6-MI (elev. +456.0) y N20°E/32 SE en el camino 15-BIS.

Esta estructura presenta un espesor de zona de falla desde unos cuantos centímetros hasta 10 m, que consiste en roca cizallada por múltiples planos de falla con capas de material arcilloso producto de la alteración de la zona de falla. En algunas partes se formó una franja arcillosa de color rojiza y verdosa de aproximadamente 1 m de espesor y en los sitios donde la falla coincide con la presencia de cuerpos intrusivos (Tda, camino 6MI), se observa además de la capa de arcilla, una intensa alteración hidrotermal que desarrolló el mayor espesor de material arcilloso de color blanquecino.

La Falla Colapso se presenta en toda la ladera izquierda desde la elevación al nivel del cauce del río y su continuidad a partir de la elevación 480 aproximadamente hacia la zona del vertedor (parte alta de la ladera) se ha considerado como la falla Vertedor 2 (Figura 2.6), ya que sus características de espesor de zona de falla y roca fracturada son menos desfavorables que las observadas en la zona de inestabilidad.

Durante los estudios esta falla fue identificada, sin embargo, en aquella fase se determinó que su inclinación se dirigía hacia dentro del macizo rocoso, situación que parecía no ocasionar problemas de estabilidad, una vez realizadas las excavaciones se mostró el carácter lítrico (que cambia su inclinación de casi vertical en superficie a casi horizontal en profundidad) y alabeado.

Falla Colapso1

Tiene rumbo N86°E/ 71°NW, su traza estuvo expuesta en la plataforma de la elevación 550 donde se le observó un espesor de brecha de falla de hasta 5 m, posteriormente se excavó la berna de la elevación 535 con el talud formado por el plano de la falla que evidenciaba su carácter ondulado. La zona de falla es un material de muy mala calidad, está constituida por fragmentos de roca angulosos inmersos en una matriz de arcilla de color rojo, producto del fracturamiento y la alteración ocasionada por el movimiento entre los bloques desplazados.

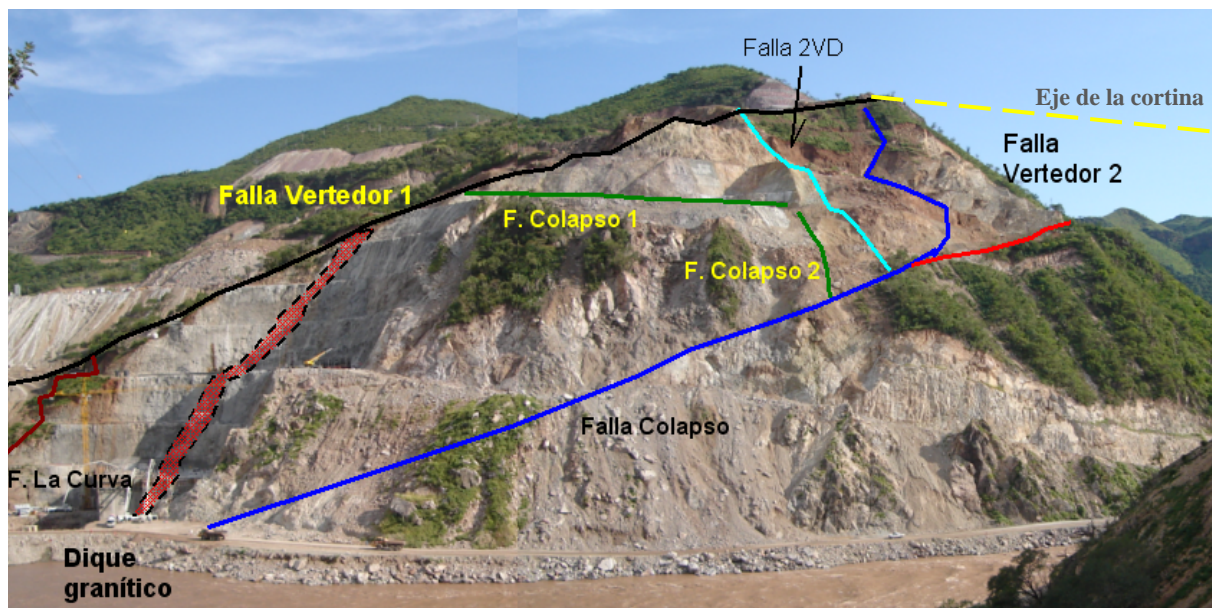


Figura 2.6 Panorámica de la margen izquierda al momento en que se identificó la reactivación del deslizamiento, se ilustran las fallas importantes que afectan la ladera y las que delimitan el bloque inestable.

Falla Colapso 2

Representa una variación en rumbo y echado de la falla Colapso 1, prácticamente es una continuación de ésta y ambas tienden a formar una trayectoria semicircular; su rumbo es N40°W/62°NE.

La asociación de las fallas principales Colapso, Colapso1, Colapso 2 y La Curva delimitan un bloque segmentado por un dique granítico encontrado en las excavaciones de los portales de entrada de los

túneles de desvío. Establecidos los límites del bloque inestable por las evidencias de movimiento de la masa, se resumen en la tabla 2.1 las características de las principales fallas que lo definen.

Falla	Rumbo	Echado	Elev.	Descripción de la zona de falla
Falla Colapso	N25°E	32° SE	515	Brecha de falla de hasta 10 m de espesor
	N37°E	32° SE	410	Material arcillo-arenoso de color rojizo y verdoso de hasta 1.0 de espesor, cubiertos por roca cizallada en una franja de 6 m de espesor
Falla Colapso 1	N86°W	71° NE	535	Brecha de falla, material de roca muy fragmentada y oxidada de hasta 5 m de espesor.
Colapso 2	N52°W	65°NE	500	Material arcillo-arenoso de color pardo de 1.5 a 2 m de espesor, cubierto por brecha de falla de 2 a 3 m de espesor
	N40°W	62°NE	510	
Dique granítico	N10°W	73°NE	390	Principalmente en el contacto del bajo del dique, se observó 10 a 20 cm de material arcillo-arenoso y 0.3 m a 1 m de brecha de falla. El espesor del dique fue de 4 a 15 m de roca fracturada.
	N15°W	65°NE	456	
Falla La Curva	N25°E	78°NW	445	Material arcillo-arenoso de 60 a 80 cm de espesor, cubierto por brecha de color rojo óxido de 3 a 5 m de espesor.
	N40°E	45°NW	435	

Tabla 2.1 Características de las fallas que delimitan el bloque inestable de la ladera izquierda

En la figura 2.7 se ilustra una sección geológica transversal con la presencia de las fallas que delimitan el bloque inestable.

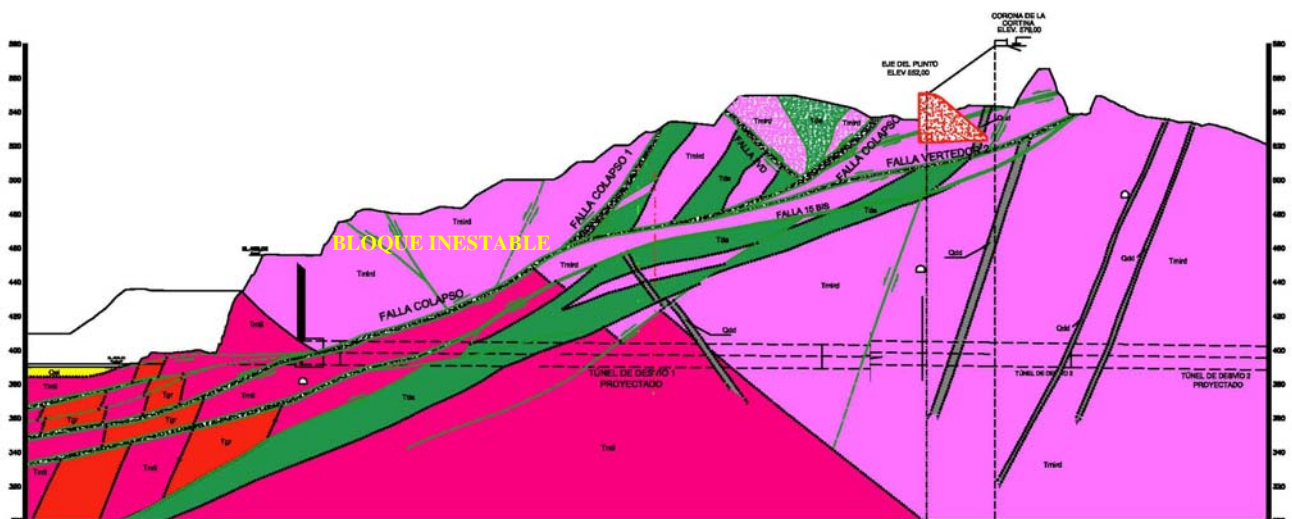


Figura 2.7 Sección geológica H-H' semiparalela a los túneles de desvío

2.5 Características del sector inestable

El sector inestable localizado en la margen izquierda al cual se le estimó un volumen de 2,5 millones de m^3 se conformó por rocas volcánicas densas y duras, lo cual les permite tener velocidades sísmicas incluso mayores a 2500 m/s pero que al estar intensamente fracturadas se descomprimen fácilmente una vez que se excavan. El intenso fracturamiento está ocasionado por cinco diferentes familias de fracturas más una familia importante de discontinuidades ocasionada por la pseudoestratificación⁴. Este fenómeno está claramente delimitado arriba de la falla Colapso; debajo de ésta, las características mecánicas de la ladera son mucho mejores⁵. Debe notarse que las fallas geológicas principales son las más representativas; sin embargo, la condición de baja calidad de roca del bloque va más allá de la conjunción de las diferentes familias de fallas y pseudoestratificación, sino que además, por el grado de alteración superficial e hidrotermal en conjunto hacen del bloque semejante a una gran masa de enrocamiento.

Las fronteras del sector inestable fueron originalmente establecidas con base en las discontinuidades geológicas más evidentes. Posteriormente cuando se instaló una red instrumental de monitoreo que será descrita en el apartado 2.6, se fueron precisando sus límites, específicamente los de sus extremos oriente y poniente.

Como se puede apreciar en la figura 2.8, la frontera sur es la falla normal (Colapso 1) de rumbo aproximadamente este-oeste con inclinación al norte con 70° , su extremo poniente es la falla normal (Colapso 2) de rumbo aproximadamente norte-sur con buzamiento al oriente de 63° en promedio. Hacia el norte y hacia la base del bloque la frontera es la falla Colapso, misma que tiene un rumbo al noreste 25° inclinándose 32° al sureste. Por su parte, el límite oriental se localiza hacia la parte posterior del dique de composición granítica ubicado en la zona de los portales de los túneles de desvío. El bloque presentó movimientos predominantes hacia los portales de entrada de los túneles.

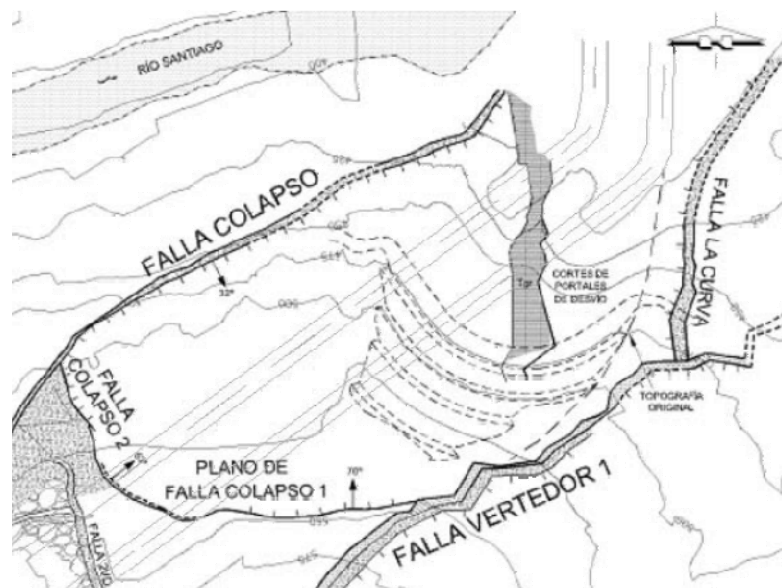


Figura 2.8 Fronteras del bloque inestable (Planta)

⁴ La pseudoestratificación tiene lugar debido a cierto grado de fluidez que tienen los cuerpos de ignimbritas, dacítas y riocacítas encontradas en la zona.

⁵ Esta diferencia se debe a la activación recurrente, sobre todo de las fallas de la Familia Colapso 1 a lo largo del tiempo geológico

De acuerdo a las observaciones de campo el grado de afectación del macizo empeora conforme se acerca al río, no sólo por el mayor relajamiento e intemperismo, sino porque el área sobre la falla Colapso es mayor, lo cual fue evidenciado en las excavaciones de los túneles de desvío.

2.6 Instrumentación geotécnica de la ladera izquierda

La instrumentación geotécnica o sistemas de auscultación para el caso de deslizamientos tiene por finalidad vigilar y predecir el comportamiento de taludes y laderas, además de la obtención de información durante el proceso. La instrumentación debe orientarse fundamentalmente a la investigación de:

- Ubicación de la superficie o superficies de falla
- Velocidad del movimiento, su variación y distribución de los desplazamientos en la ladera
- Posición del nivel freático y presiones de agua en el terreno

El tiempo de observación y frecuencia de mediciones de la instrumentación depende de varios factores, en general esta actividad se intensificará cuando los movimientos sean de magnitud importante. La obtención de la velocidad del movimiento (es decir los desplazamientos en función del tiempo) y magnitud de los desplazamientos son necesarios para el diseño de las medidas de mitigación y de estabilización.

La medida de los desplazamientos y la velocidad del movimiento pueden llevarse a cabo mediante instrumentación en superficie con ayuda de referencias topográfica, y en profundidad por medio de inclinómetros.

También por medio de los extensómetros de barra es posible determinar los desplazamientos entre barras, o bien el desplazamiento entre un punto fijo al interior del talud y un punto en la cara exterior del mismo. Por otro lado, los medidores de juntas tridimensionales permiten registrar la actividad en grietas y su evolución, esto se hace fijando a un extremo de la grieta una placa de aluminio; mientras que en el otro extremo se fija una segunda placa; estas placas se encuentran graduadas y las mediciones sucesivas indican si una grieta se encuentra activa.

Los piezómetros proporcionan la situación del nivel freático y las presiones de agua a los niveles en que han sido instalados. Para conocer las presiones actuando sobre las superficies de falla, éstos deben instalarse en el plano de deslizamiento o inmediatamente por encima.

Para delimitar la zona inestable de la MI del P.H. La Yesca, tanto en superficie como al interior del terreno, conocer la velocidad y dirección del movimiento, y por otro lado, verificar la influencia de las medidas inmediatas de estabilización propuestas, se dio especial seguimiento a las mediciones de la instrumentación geotécnica que se tenía instalada en la ladera izquierda desde la etapa de estudios e inicio de la construcción; adicionalmente se instalaron referencias topográficas, medidores de juntas tridimensionales e inclinómetros, dentro de la zona inestable y fuera de ella, que fueron colocados en diferentes fechas y llevando a cabo el registro de las mediciones tratando de remplazar aquellos instrumentos que por el avance de la construcción fueron dañados o destruidos (Figura 2.9).

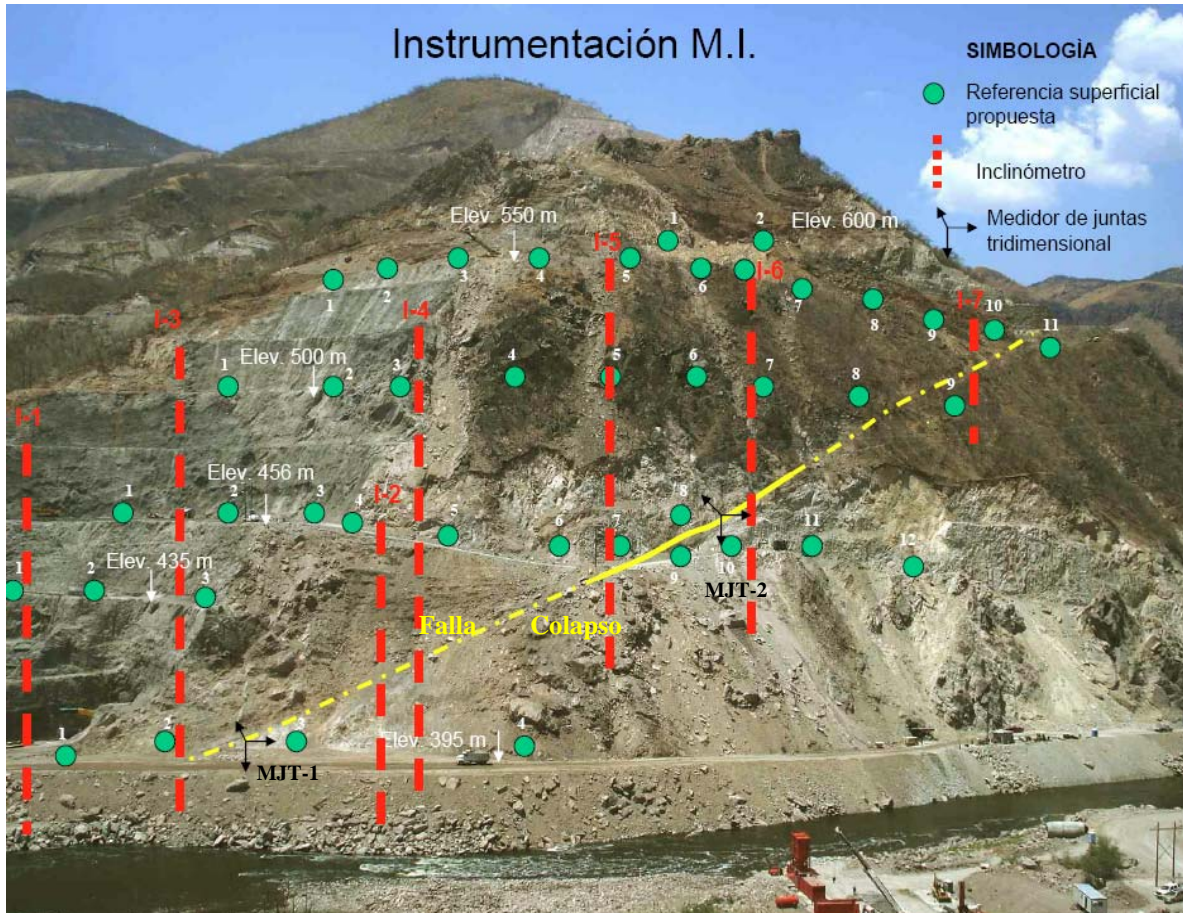


Figura 2.9 Instrumentación en la MI al inicio del deslizamiento (Mayo de 2008)

Instrumento/ Sistema	Objetivo	Cantidad
Control topográfico	Determinación de los desplazamientos horizontales de la superficie del terreno mediante referencias superficiales distribuidas sobre la zona de estudio respecto a puntos fijos localizados en la margen derecha, utilizando un Taquímetro electrónico para la determinación de distancias y cálculo por trilateración	4 Bases de centraje forzoso 43 referencias superficiales
Inclinómetros	Determinación de los desplazamientos horizontales a profundidad a lo largo de una tubería de ademe para inclinómetro instalada dentro de un barreno vertical	7 Inclinómetros
Medidores de juntas mecánicas tridimensionales	Determinación del desplazamiento diferencial tridimensional en la traza de la falla, teniendo un punto de referencia en la zona en movimiento y otro punto en la zona estable.	2 Medidores
Extensómetros de barras múltiples	Medición del desplazamiento de barras ancladas a diferentes profundidades dentro de un barreno horizontal, respecto a un punto instalado en el brocal del barreno.	8 Extensómetros instalados en las bermas sobre la entrada de los túneles de desvío

Tabla 2.2 Tabla resumen del sistema de instrumentación implementado en la MI al inicio del deslizamiento

En seguida se mencionan los resultados de las mediciones reportados por los instrumentos, que sirvieron en primera instancia para identificar y delimitar la zona inestable y posteriormente llevar a cabo la interpretación geológica y geotécnica del deslizamiento.

2.6.1 Medidores de juntas tridimensionales.

Los primeros medidores tridimensionales instalados en junio de 2008 en la Falla Colapso fueron los denominados MJT-1, MJT-2, MJT-3, MJT-6 y MJT-7. Los MJT's 1, 2 y 3 indicaron velocidades entre 9 y 5 mm/día del 2 al 19 de junio de 2008, disminuyendo el 20 de junio a 0,3 mm/día, producto del retiro del orden de 250 m³ de material de la ladera, entre las elevaciones 525 a 550 en el período del 19 al 28 de junio de 2008, y a las suspensión de las excavaciones del portal de entrada de los túneles de desvío.

Los medidores de juntas MJT-6 y MJT-7 registraron desde su instalación velocidades de desplazamiento menores de 0,1 mm/día, lo que permitió delimitar la zona inestable en su parte alta (al cruce con la falla Colapso 1).

Los MJT's 16, 21, 25 y 27 mostraron velocidades promedio de 0,04 mm/día, y desplazamientos menores de 2 mm, debido a que la zona inestable no se extiende hasta su ubicación (parte alta de la falla Colapso).

La falla Colapso 1 se instrumentó con cinco medidores de juntas los cuales fueron perdidos por las actividades constructivas, pero fueron reemplazados en su momento. El MJT-4 sólo duró 4 días en junio de 2008, con velocidad promedio de 4,9 mm/día y un desplazamiento acumulado de 15 mm.

En octubre de 2008 fue colocado en el mismo sitio el MJT-26 que duró en operación 51 días, registrando velocidades promedio de 0,51 mm/día y desplazamientos acumulados de 22,4 mm. El medidor MJT-28, mostró velocidades promedio de 0,14 mm/día y un desplazamiento acumulado de 6,62 mm.

La zona activa de movimiento de la falla Colapso se delimitó por la Colapso 1, como lo indicaron los medidores de juntas MJT's 6 y 7.

El desplazamiento que se presentó en el MJT-8, en la falla Vertedor, es local y no estuvo influenciado por el movimiento de la zona principal de deslizamiento.

Los medidores de juntas instalados en las fallas evidenciaron que desde el inicio de las mediciones se presentaron los mayores desplazamientos en la parte activa de la falla Colapso, con velocidades locales que llegaron a los 9 mm/día en los MJT's 1, 2 y 3, otra de las zonas con desplazamientos importantes se registró en la falla Colapso 1.

En la figura 2.10 se muestran las gráficas de desplazamiento acumulado, registrados por los medidores de juntas tridimensionales instalados sobre las principales fallas del sector inestable, se observa que durante el mes de junio de 2008 se registró la máxima velocidad de desplazamiento con una magnitud de 117,4 mm/mes (3,9 mm/día) en el MJT-1, ubicado sobre el plano de la falla Colapso.

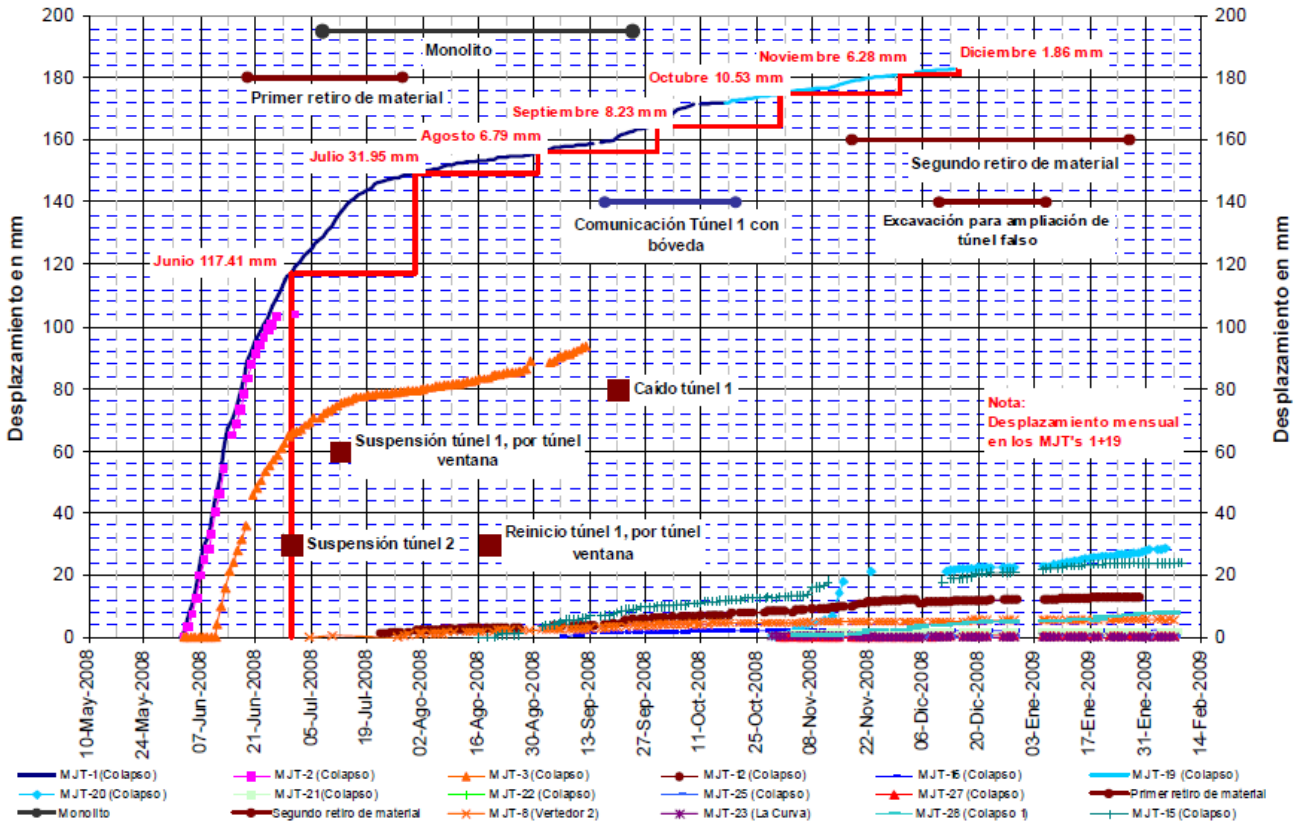


Figura 2.10. Desplazamientos acumulados en los medidores de juntas tridimensionales, durante los meses inmediatos posteriores al deslizamiento

2.6.2 Extensómetros de barra

En las bermas de los portales de entrada de los túneles de desvío se instalaron ocho extensómetros, con 3 y 4 barras de longitudes entre 3 y 24 m, entre diciembre de 2007 y abril de 2008. Las mediciones indicaron la relajación de la roca superficial con velocidades promedio entre 0,01 y 0,1 mm/día, y desplazamientos máximos de 62,4 mm.

Los extensómetros en los portales de salida y en la parte alta de la obra de excedencias indicaron estabilidad, que se correlaciona al hecho de que estas zonas se encuentran fuera de la zona de influencia del movimiento.

2.6.3 Inclinómetros

En la zona inestable se instalaron los inclinómetros I-1, I-2, I-3, I-4, I-5 y el I-6 (figura 2.9). Fuera de la zona de deslizamiento se ubicó el I-8, I-9 y I-10 para verificar el comportamiento atrás de la zona inestable. Estos instrumentos fueron instalados a partir de septiembre de 2008, posterior a la ocurrencia del movimiento principal de la zona inestable.

El inclinómetro I-1 mostró un desplazamiento principalmente hacia aguas arriba a partir de la elevación 417, producto del movimiento general de la zona inestable. El I-2 cruzó la falla Colapso a la elevación 415, donde se identificó un cizallamiento de 3,2 cm, paralelo a los túneles de desvío.

El I-3 no cruzó las fallas principales, pero indicó desplazamientos a la elevación 364 de 6,4 cm, afectado por la excavación del túnel 2, que provocó un desplazamiento de 7,9 cm del 6 al 10 de octubre de 2008, entre las elevaciones 390 y 399 msnm.

El I-4 que se ubicó al pie de la masa deslizante no mostró movimiento hasta septiembre de 2008, cuando se registraron desplazamientos de 1,3 cm a la elevación 392 con resultante hacia el cauce del río.

El I-5 mostró relajación de los taludes a la izquierda del túnel 2, y un asentamiento en la zona del portal de entrada, entre las elevaciones 370 a 380, posiblemente en la zona de la falla la Curva. El I-8, a pesar de que se ubicó fuera de la masa inestable, indicó desplazamientos de 0,35 mm/día y un total de 1,0 cm acumulado en un mes. El I-9 no mostró movimiento, mientras que el I-10 indicó movimientos incipientes hacia la ladera.

2.6.4 Referencias Topográficas

Para delimitar la extensión y el perímetro de la zona deslizada, se instalaron referencias superficiales sobre las bermas y caminos de acceso, dentro y fuera de la zona en movimiento, a las elevaciones 395, 435, 456, 500, 535, 550 y 580 msnm. Con ellas se midieron los desplazamientos horizontales y asentamientos, mostrando el alcance en superficie de la zona inestable, la dirección, magnitud y velocidad del movimiento, y los efectos locales por la heterogeneidad de la ladera o trabajos constructivos en el sitio.

Las referencias de la elevación 500 mostraron velocidades de desplazamiento del orden de 0,01 mm/día, lo que indicaba movimientos de tipo superficial. En las demás referencias, la velocidad de desplazamientos fue del orden de 0,2 mm/día.



Figura 2.11 Asentamiento acumulado al mes de febrero de 2009 en referencias superficiales desde el inicio de las mediciones

El análisis de la información reportada por la instrumentación, coincide en que la principal zona de desplazamiento está delimitada por las fallas Colapso y Colapso 1, la ladera oeste y la zona próxima a la falla Vertedor 1. La instrumentación ubicada fuera de esta zona no indicó movimientos relevantes y en algunas zonas solamente se registraron desplazamientos locales.

2.7 Aspectos geotécnicos del sector inestable

Como ya se mencionó, el sector inestable se delimitó fundamentalmente por las Fallas Colapso 1, y Colapso 2 en su extremo sur, así como por las laderas del cerro y el corte de los portales de entrada de los túneles de desvío, mientras que en su base aparece la Falla Colapso, superficie por la cual desliza.

En general, las fallas Colapso 1 y 2 presentan zonas de brecha poco alteradas y con poco relleno de arcilla, mientras que la falla Colapso se encuentra constituida por roca muy alterada y una capa continua de arcilla de muy baja resistencia al corte, producto de la alteración de los materiales de la falla. El espesor total de la zona de falla varía entre 2 y 10 m (plano de falla y material brechado).

Por arriba de la falla Colapso, la roca aparece altamente fracturada aunque con poca alteración. El RQD de los sondeos en esta zona fue de 0%. El alto fracturamiento parece deberse a los desplazamientos que ha sufrido en tiempos geológicos esta falla y la masa de roca sobre de ella. De hecho, por debajo de la falla la roca mejora sensiblemente, lo que se atribuye a que esta zona es parte del bloque no movilizado o con movimientos relativamente menores.

Con base en la información geológica y en las mediciones de la instrumentación antes comentadas, el mecanismo de falla consistió en un deslizamiento sobre la capa arcillosa existente en la falla, detonado por las excavaciones de los portales de entrada que dieron salida al bloque movilizado.

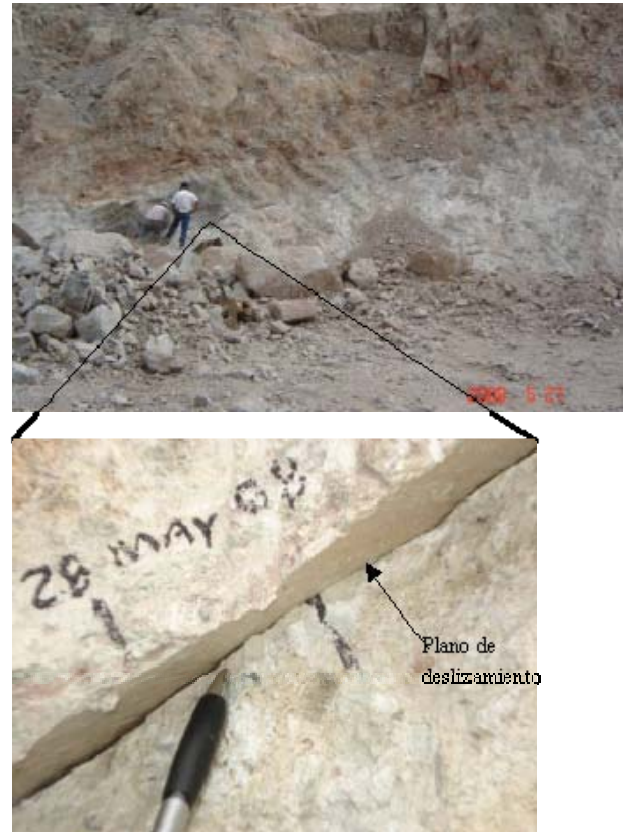
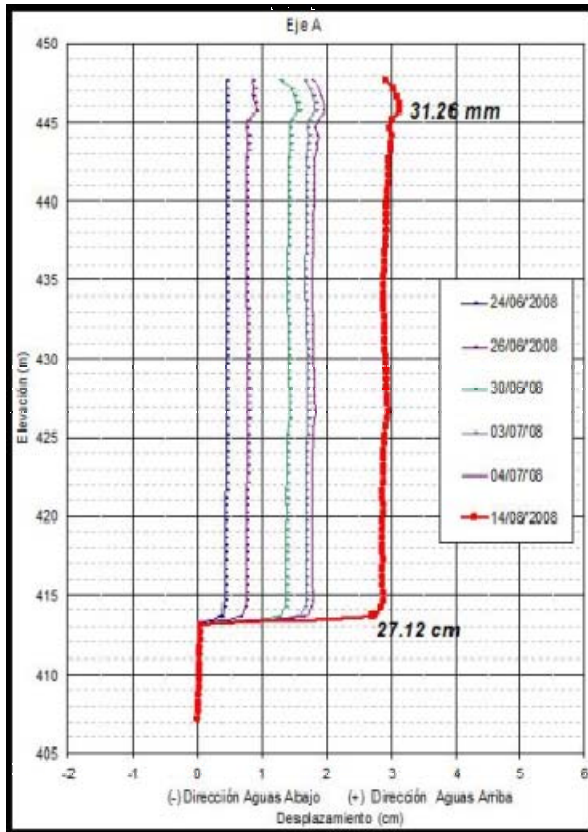
En efecto, tanto la inspección visual como la información proporcionada por el inclinómetro I-2 (que fue colocado en el bloque durante el periodo de mayor velocidad de desplazamientos, indica que por arriba de la falla, la masa se movió como un cuerpo rígido sobre la capa arcillosa, sin que se presentaran distorsiones importantes por arriba ni por debajo de este plano. En la figura 2.12 a, puede observarse lo anterior así como la historia de los desplazamientos registrados en el inclinómetro I-2, entre los meses de junio y agosto de 2008, ubicado en la plataforma de cierre (figura 2.9).

Por otro lado, es importante comentar que aunque la masa inestable se deslizó preferentemente apoyado en la falla Colapso, para que pudiera darse el deslizamiento fue necesario que la superficie de falla encontrara salida, rompiendo la matriz de la roca en la zona de los portales de entrada de los túneles de desvío.

Los medidores de juntas tridimensionales colocados en varios puntos a lo largo de la falla Colapso permitieron definir lo siguiente:

- a) Los mayores desplazamientos locales (de hasta 9 mm diarios) se presentaron durante los meses de mayo a julio de 2008. Figura 2.12 b
- b) Cerca del 70 % de los desplazamientos diarios se presentaban durante las voladuras realizadas dentro de la zona de influencia del sector inestable, las cuales se llevaban a cabo para la excavación de las lumbreras de cierre provisional y de los túneles de desvío.
- c) La velocidad de los desplazamientos se redujeron drásticamente en cuanto se realizaron las primeras remociones de material en la parte superior del sector inestable (“descopetes”).

- d) Sin embargo, las propias actividades de remoción de material produjeron desplazamientos debidos a la respuesta elástica de los materiales ante la descarga, el uso de explosivos y la descompresión de la roca.



- a) Desplazamientos medidos en el Inclinómetro I-2 ubicado en la plataforma de cierre provisional, se observa un plano de cizalla a la elevación 415 msnm.

- b) Detalle del deslizamiento en la zona del medidor de juntas MJT-1, sobre el plano de la falla Colapso

Figura 2.12 Evidencias del desplazamiento del bloque a través de la falla Colapso.

3. INVESTIGACIONES DE DETALLE REALIZADAS PARA EL CONOCIMIENTO Y SOLUCIÓN DEL PROBLEMA. DEFINICIÓN DEL MODELO GEOLÓGICO - GEOTÉCNICO

Como consecuencia de las inspecciones de campo y de las mediciones de la instrumentación geotécnica del proyecto, las cuales evidenciaron el deslizamiento de un sector de la ladera izquierda y que reportaban movimientos con velocidades de 3.9 mm/día en su etapa más crítica, se llevaron a cabo durante el año de 2009 las actividades necesarias que permitieron evaluar y analizar la estabilidad de la zona movilizada.

Durante 2009, se realizó exploración adicional mediante socavones y levantamientos geológicos en los túneles de desvío. También se ejecutaron nuevos sondeos al frente del portal de entrada para definir la profundidad a la que pasaba la falla en esta zona; con la información de estos sondeos y la existente de sondeos efectuados durante las etapas de estudio; así como también los resultados de las pruebas de laboratorio disponibles hasta esos momentos, fue posible elaborar el modelo geológico-geotécnico inicial que comprende el sector inestable, el cual se fue complementando y actualizando a medida que se tenía nueva información, de esta manera se construyó el modelo definitivo que se describe en el capítulo 4.

Como parte de los estudios complementarios, se llevó a cabo una intensa campaña de pruebas de laboratorio en los laboratorios de geotecnia de la CFE para determinar las propiedades geomecánicas de los materiales involucrados en el mecanismo de falla, en especial el material arcilloso de la falla Colapso; durante estos ensayos siempre se tuvo presente la hidratación y saturación de la arcilla, pues al presentarse esta condición, los parámetros de resistencia decrecían considerablemente, haciendo de esta condición una de las más crítica para el desarrollo del proyecto y también para los análisis de estabilidad. Por esta razón, se enviaron muestras alteradas e inalteradas de la falla Colapso a la Universidad Politécnica de Cataluña, en España (UPC) para que se realizaran pruebas de resistencia bajo condiciones parcialmente saturadas con medición de succión y definir los parámetros de resistencia al corte para diferentes grados de saturación.

Simultáneamente a estos trabajos, en gabinete se implementaron las acciones para la definición del modelo geológico-geotécnico de la zona inestable que sería utilizado en los análisis de estabilidad, con la finalidad de proponer las medidas inmediatas de estabilización y posteriormente recomendar las medidas de estabilización definitivas o a largo plazo.

En lo que sigue, se describen algunos conceptos geotécnicos importantes para tratar el tema de estabilidad de taludes y laderas, los trabajos de campo y laboratorio ejecutados después de identificado el deslizamiento, la interpretación de los mismos y la caracterización geotécnica del terreno, que permitieron en conjunto la comprensión y solución del problema.

3.1 Estabilidad de taludes y laderas. Aspectos teóricos.

Con la finalidad de contar con las bases teóricas, para llevar a cabo la modelación numérica y los análisis de estabilidad correspondientes a un sector de la ladera izquierda del P.H. La Yesca, a continuación se describe, algunos conceptos geotécnicos relacionados con la estabilidad de taludes y laderas.

3.1.1. Factores influyentes en la estabilidad

Un talud puede definirse como una masa de materiales de la corteza terrestre que posee una inclinación definida y cambios de altura considerables, conformada de manera artificial. Por otro lado, una ladera es un talud natural, generada en procesos geomorfológicos.

Los movimientos de laderas engloban diferentes tipos de procesos, como los deslizamientos, desprendimientos de bloques de roca, flujos y coladas de detritos, reptaciones, desplazamiento lateral, avalanchas rocosas, etc. Las clasificaciones de los movimientos de ladera generalmente se refieren a los tipos de materiales involucrados y al mecanismo y tipo de rotura, considerando también otros aspectos como el contenido de agua del terreno y la velocidad y magnitud del movimiento.

El término genérico deslizamiento, dentro del contexto de laderas, se refiere (Cruden, 1991) al movimiento de una masa de roca, suelo o detritos que deslizan, moviéndose relativamente respecto al sustrato, sobre una o varias superficies de falla o rotura al superarse la resistencia al corte de estas superficies; la masa generalmente se desplaza en conjunto, comportándose como una unidad en su recorrido; la velocidad puede ser muy variable y alcanzar grandes volúmenes (hasta varios millones de metros cúbicos), se distinguen dos tipos de deslizamiento:

Rotacionales.- Son más frecuentes en suelos cohesivos “homogéneos”, la superficie de rotura o falla tiene lugar a través de superficies curvas o en forma de “cuchara”. Los macizos rocosos blandos o con alto grado de fracturación o alteración, donde las discontinuidades no constituyen superficies de debilidad preferentes, pueden sufrir también este tipo de rotura.

Por otra parte, los deslizamientos **traslacionales** presentan una rotura a través de superficies planas de debilidad preexistentes, tales como: planos de estratificación, contactos litológicos, discontinuidades geológicas, etc.; en algunos casos, el plano de falla es una delgada capa de material arcilloso entre materiales de mayor competencia; las masas que deslizan se presentan como bloques previamente independizados por discontinuidades o grietas de tensión.

Los factores que controlan los movimientos de las ladera son aquellos capaces de modificar las fuerzas internas y externas que actúan sobre el terreno. Estos factores pueden dividirse en condicionantes (pasivos) que dependen de la propia naturaleza, estructura y forma del terreno; mientras que los factores desencadenantes (activos) son aquellos que provocan o desencadenan las inestabilidades y son los responsables por lo general, de la magnitud y velocidad de los movimientos. En la tabla 3.1 se indican los factores anteriormente descritos y sus efectos.

En la mayoría de los casos son varias las causas y la combinación de ellas las que contribuyen al movimiento de una ladera; aunque con frecuencia se atribuyen a la acción de un factor desencadenante (lluvias, sismos, etc.).

	Factores	Influencias y efectos
Condicionantes	Topografía (pendientes, geometría)	Distribución del peso del terreno
	Litología (composición, textura)	Densidad, resistencia, comportamiento hidrogeológico
	Estructura geológica y estado de esfuerzos	Resistencia, deformabilidad. Comportamiento discontinuo y anisótropo. Zonas de debilidad
	Propiedades geomecánicas de los materiales	Comportamiento hidrogeológico Generación de presiones intersticiales
	Deforestación	Modificación en el balance hídrico Erosión
	Meteorización	Cambios físicos y químicos, erosión externa e interna, generación de zonas de debilidad
Desencadenantes	Precipitaciones y aporte de agua	Variación de las presiones intersticiales y peso del terreno. Saturación del terreno Erosión
	Cambio de las condiciones hidrológicas	
	Aplicación de cargas estáticas o dinámicas	Cambio en la distribución del peso de los materiales y en el estado de esfuerzos de la ladera. Incremento de presiones intersticiales
	Cambios morfológicos y de geometría en las laderas	Variación de las fuerzas debidas al peso Cambio en el estado de esfuerzos
	Erosión o socavación del pie	Cambios geométricos en la ladera. Cambio en la distribución del peso de los materiales y en el estado de esfuerzos de la ladera
	Acciones climáticas	Cambio en el contenido de agua del terreno. Generación de grietas y planos de debilidad. Disminución de las propiedades resistentes.

Tabla 3.1. Factores influyentes en la estabilidad y sus efectos

3.1.2 Mecanismos de falla en taludes y laderas.

La investigación y análisis de un proceso de inestabilidad de laderas incluye:

- La identificación de los mecanismos, modelos y tipos de rotura
- El estudio de los distintos factores que controlan el proceso
- La evaluación de la extensión, frecuencia y recurrencia de los movimientos

Las determinaciones anteriores están basadas principalmente en observaciones de campo; se trata de analizar los procesos, las causas y su contribución al movimiento; así como también su alcance o importancia, sin llegar a los análisis de detalle que evalúan y cuantifican la estabilidad de las laderas. La descripción general de los movimientos debe incluir (Cruden y Varnes, 1996) lo siguiente:

- Tipo de movimiento
- Material
- Dimensiones
- Distribución del movimiento dentro de la masa
- Velocidad
- Condiciones de agua

Se puede decir que existe relación entre los factores condicionantes que definen los mecanismos de falla y los tipos de movimiento; mientras que los factores desencadenantes, generalmente influyen en la magnitud de los procesos.

Para el caso del sector inestable de la ladera izquierda del P.H. La Yesca, el tipo de movimiento presentado consistió en un deslizamiento predominantemente traslacional, que de acuerdo a su velocidad registrada en la etapa más crítica ($3,9 \text{ mm/día} = 4,5 \times 10^{-5} \text{ mm/seg}$) se clasifica como un movimiento clase 2 (muy lento) de acuerdo a los valores indicados en la Tabla 3.2; sin embargo, se puede ver que por la magnitud de la velocidad se encuentra al límite de un movimiento clase 3 (lento). En la misma tabla también se pueden apreciar las consecuencias probables, en función de la velocidad.

Clase	Descripción	Velocidad (mm/seg)	Valores típicos	Consecuencias probables
7	Extremadamente rápido			Violento y catastrófico, destrucción de estructuras
6	Muy rápido	5×10^3	5 m/s	Difícil de escapar, destrucción de estructuras
5	Rápido	5×10^1	3 m/min	Es posible escapar, destrucción de estructuras
4	Moderado	5×10^{-1}	1,8 m/h	Algunas estructuras pueden mantenerse temporalmente
3	Lento	5×10^{-3}	13 m/mes	Pueden aplicarse medidas correctoras, las estructuras pueden mantenerse
2	Muy lento	5×10^{-5}	1,6 m/año	Las estructuras permanentes no resultan dañadas en general
1	Extremadamente lento	5×10^{-7}	16 mm/año	Imperceptible, solo con instrumentación

Tabla 3.2. Escala de velocidad de los movimientos de ladera (Cruden y Varnes, 1996)

A continuación se describen brevemente los mecanismos de falla o rotura, que pueden presentarse en taludes y laderas en roca. A pesar de que existen diversos mecanismos, aquí solo se exponen aquellos que se asocian al tipo de movimiento (deslizamiento) analizado en este trabajo.

El comportamiento de las rocas bajo la acción de cargas estáticas y dinámicas depende directamente de las propiedades físicas y mecánicas de estos materiales, es por ello que en los análisis de estabilidad de taludes los factores que determinan las falla de un macizo rocoso son fundamentalmente debidas a su carácter discontinuo.

Las discontinuidades de las rocas como son: fisuras, planos de debilidad, fracturas, fallas geológicas, planos de estratificación, oquedades, etc., afectan en forma negativa el comportamiento mecánico e hidráulico de la roca. Cabe mencionar que la permeabilidad, la compresibilidad, la isotropía y la resistencia de un macizo rocoso están esencialmente regidas por dichas discontinuidades. También influyen otros factores externos como la sobrecarga en la superficie de los taludes, las condiciones hidráulicas y climatológicas, o el procedimiento constructivo que se empleó en la construcción de alguna obra civil. El conocimiento de las propiedades geomecánicas de las rocas es indispensable para lograr diseños racionalmente seguros y económicos en taludes.

Los macizos rocosos presentan patrones de comportamiento que se clasifican en diversos modelos de falla. Existen algunos que generalizan los posibles movimientos o deslizamientos de masas que se presentan en la construcción o revisión de un talud, cada uno de estos patrones depende directamente de las condiciones físicas y mecánicas del terreno, así como de los esfuerzos a los que

esté sometido éste, pues en este caso la liberación de esfuerzos que puede suponer la excavación de un talud puede originar una descompresión tal, que el material se transforma y fragmenta por las zonas más débiles pasando a tener un comportamiento tipo suelo.

Se pueden considerar algunos casos generales de fallas en taludes tales como los que se describen a continuación:

a) Fallas por traslación.

Cuando existen múltiples planos de discontinuidades intersecándose en ángulos oblicuos, el estudio de modelos cinemáticos puede ser de ayuda para anticipar el patrón más probable de falla del talud. Las fallas involucran el movimiento de bloques de roca sobre discontinuidades que combinan uno o más de los tres modelos básicos de fallas: deslizamiento plano, deslizamiento de cuñas y vuelco o volteo (Figura 3.1).

- Falla plana

Un deslizamiento plano se forma bajo la acción de la gravedad solo cuando un bloque de roca descansa sobre un plano de debilidad inclinado que se moviliza en un espacio libre. La inclinación del plano de deslizamiento debe ser mayor que el ángulo de fricción del material de ese plano. La condición para la falla reside inactivamente en el talud hasta que la excavación o movimiento de la roca remueve la barrera para la traslación del bloque. En rocas blandas, el movimiento puede ser liberado por la ruptura a través de la misma roca si la base del deslizamiento es inclinado, considerablemente más pronunciada que el ángulo de fricción. En rocas duras el plano de deslizamiento puede ocurrir solo si hay otras discontinuidades o fracturas transversales a la cresta del talud, liberando el lado del bloque.

- Falla en cuña

Las cuñas deslizantes pueden ocurrir cuando dos planos de debilidad se interceptan para definir un bloque tetraédrico. El deslizamiento puede ocurrir si las características topográficas o estructurales liberan la línea de intersección o afloran en la excavación.

- Falla por vuelco o volteo

La falla por volteo involucra vuelco de estratos de roca como una serie de vigas en cantiliver. Cada estrato tiende a doblarse cuesta abajo en virtud de su propio peso. Si el pie del talud lo permite deslizará o volcará, grietas de tensión serán formadas en los estratos, liberando una gran masa de roca. Si existe un frecuente fracturamiento, los estratos pueden volcar como columnas rígidas en lugar de que tengan una falla por flexión.

Muchos otros modos de falla son exhibidos por la complejidad del fracturamiento e inclinación de los taludes, de tal manera que algunas veces las fallas planas, fallas por cunas o por volteo pueden ocurrir simultáneamente o sucesivamente.

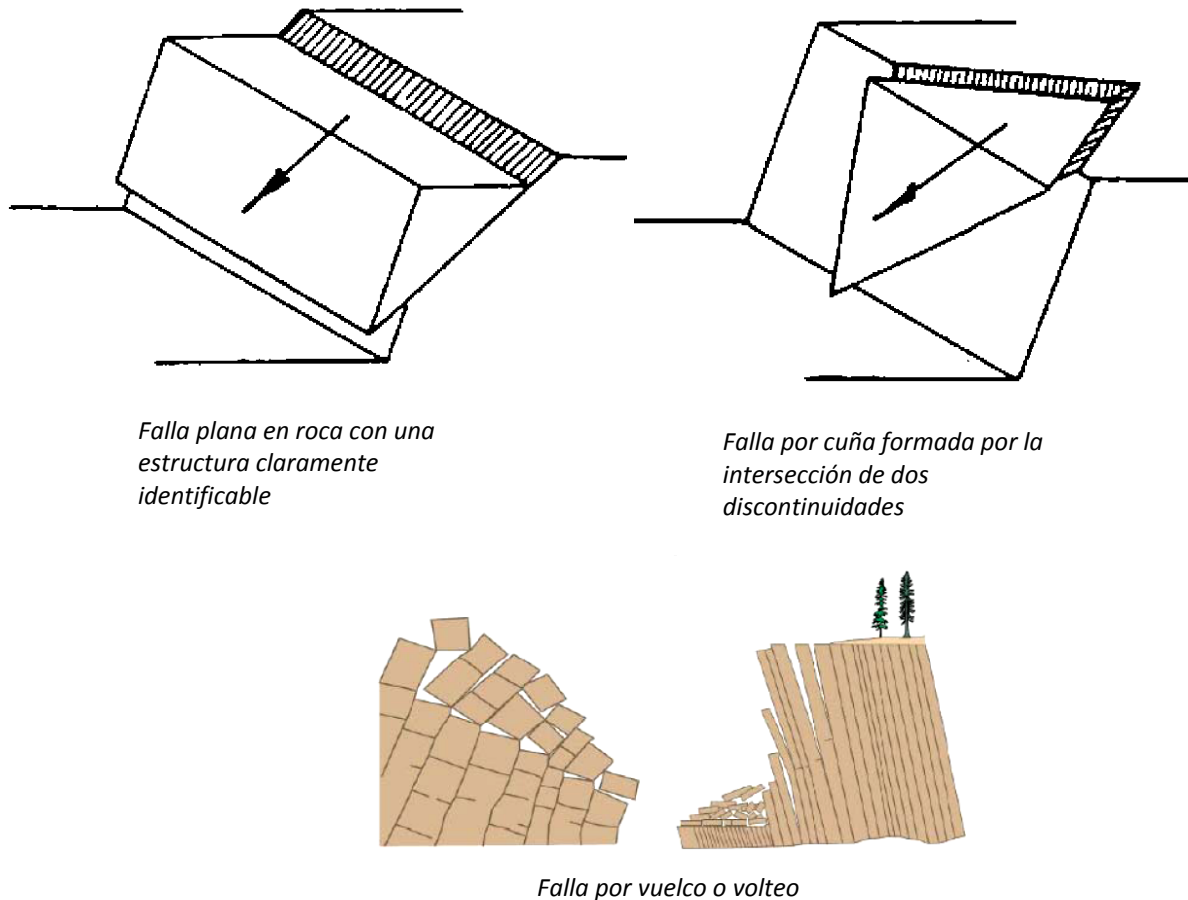


Figura 3.1 Modelos de falla por traslación en taludes en roca.

b) Fallas por rotación

Las fallas por rotación pueden presentarse de manera general o local y ocurren en macizos rocosos blandos poco competentes y en macizos muy alterados o intensamente fracturados, que presentan un comportamiento isótropo y donde los planos de discontinuidad no controlan el comportamiento mecánico; en este caso el macizo se comporta como un suelo. No obstante, la existencia de zonas singulares de debilidad y de grandes planos de discontinuidad en este tipo de macizos, como fallas, pueden presentarse modelos de rotura con otras tipologías. En la figura 3.2, se ilustra este modelo de falla.



Figura 3.2 Modelos de falla por rotación en taludes en roca

3.2 Investigaciones de detalle.

Es necesario realizar investigaciones o estudios adicionales para conocer en detalle los mecanismos de falla de un talud o ladera y realizar los análisis de estabilidad. Los objetivos particulares de estos estudios son:

- Determinar las propiedades geomecánicas e hidráulicas del terreno
- Determinar las características del movimiento, principalmente la situación de los planos de rotura o deslizamiento y la velocidad
- Definición de la información necesaria para la generación de los modelos geológicos-geotécnicos y los análisis de estabilidad

La caracterización geomecánica e hidráulica se realiza en campo, mediante las observaciones y ensayos necesarios en afloramientos, sondeos, pozos a cielo abierto (calas); la geofísica proporciona información sobre ciertas propiedades físicas y mecánicas de los materiales. Los ensayos de laboratorio complementan la caracterización, proporcionando los valores de los parámetros físicos y geotécnicos de los materiales; en ocasiones se pueden tomar muestras de la superficie de falla y realizar ensayos para obtener los valores residuales de los parámetros resistentes. Es muy importante contar o realizar una topografía de detalle donde se reflejen las grietas de tensión, escarpes, escalones, zonas con movimientos diferenciales, ubicación de sitios explorados y muestreados.

También es muy importante elaborar planos geológicos a una escala adecuada, de acuerdo a la extensión de la ladera en estudio, donde se identifiquen las litologías, contactos geológicos y las principales estructuras geológicas existentes.

Para llevar a cabo los análisis de estabilidad o para evaluar la representatividad de los modelos matemáticos y numéricos, es necesario conocer la traza de las superficies de falla, lo cual también permite establecer el modelo geométrico de la masa inestable. Esto puede obtenerse a partir de:

- Observaciones y mediciones de superficie
- Observaciones en excavaciones y pozos a cielo abierto
- Observaciones y mediciones en sondeos exploratorios (sondeos utilizados para alojar la instrumentación, utilización de cámaras de video para la observación directa del interior del sondeo, la observación detallada de los testigos recuperados permite detectar estratos arcillosos blandos, zonas alteradas, brechadas, planos con presencia de agua, etc.). Es muy importante que la profundidad de los sondeos sea suficiente para alcanzar las zonas estables bajo las masas deslizadas.
- Métodos geofísicos como sísmica de refracción y resistividad eléctrica; las superficies de falla se deducen a partir de las diferencias en las propiedades de la masa movilizada y el sustrato estable de la ladera.
- Los reconocimientos geológicos de detalle permiten estimar en forma aproximada la posible posición de los planos de deslizamientos a partir de criterios geológicos, estratigráficos o estructurales
- Por medio de instrumentación, también es posible detectar los planos de falla; los inclinómetros por ejemplo, son instrumentos que miden la desviación o inclinación de un

sondeo en dos direcciones a ángulos rectos, proporcionando curvas de desplazamiento cuya inflexión denota la profundidad de los planos. Es necesario tener una idea aproximada de esta profundidad antes de la instalación. Por otro lado los extensómetros permiten medir los movimientos relativos entre la boca del sondeo y uno o varios puntos situados en el interior.

También deben estudiarse las zonas limítrofes de la ladera inestable, sobre todo en lo que se refiere a detectar otras inestabilidades, a la caracterización geológica y del terreno, así como la determinación de los niveles freáticos. Es importante recabar información adicional para la realización de los análisis de estabilidad, por ejemplo; los coeficientes sísmicos del terreno, las condiciones hidráulicas y su evolución con el tiempo, las sobrecargas externas actuantes, etc.

3.2.1 Trabajos de Campo

Como ya se comentó, una vez detectada la inestabilidad de la margen izquierda se realizaron trabajos de exploración adicionales a los ejecutados en las etapas de estudios previas, con el fin de detallar los parámetros geomecánicos de los materiales involucrados y el modelo geotécnico correspondiente.

La información derivada de los sondeos exploratorios directos fue utilizada para la clasificación del macizo rocoso, siendo útiles datos como el RQD (Rock Quality Designation), la separación entre diaclasas y el estado de las discontinuidades. Los barrenos realizados durante esta etapa de construcción, fueron de gran importancia para definir la profundidad a la que pasaba la falla en la zona de los portales de entrada de los túneles de desvío y actualizar los modelos geológico y geotécnico, además se suprimían algunas incertidumbres en los análisis de estabilidad.

Por otro lado, considerando que el factor más importante que detonó el deslizamiento del bloque inestable, fue la presencia de una capa continua de arcilla de muy baja resistencia al corte a lo largo de toda la falla Colapso, se realizó una campaña de obtención de muestras alteradas e inalteradas (cúbicas) de este material para definir sus parámetros mediante pruebas de laboratorio, tales como pruebas índice, pruebas de corte directo y pruebas triaxiales.

3.2.2 Trabajos de laboratorio

a) Pruebas en núcleos de roca intacta

Para la elaboración del modelo geotécnico de análisis de la MI fue necesario conocer las propiedades índice y mecánicas de los materiales que constituyen la ladera, por lo anterior se recurrió a la información derivada de ensayos de laboratorio realizados en las diversas etapas del proyecto (estudios y pre construcción), las pruebas de laboratorio estuvieron destinadas a obtener las propiedades índice y mecánicas de los núcleos de roca seleccionados y obtenidos de los barrenos realizados en el área de influencia del deslizamiento, lo que permitió contar con información necesaria para caracterizar geotécnicamente el macizo rocoso en esta zona.

En la Tabla 3.3 se presenta un resumen de las propiedades índice y mecánicas de la roca intacta por tipo de roca para la margen izquierda.

Tipo de roca	γ_r (kN/m ³)	$\gamma_{r\ sat}$ (kN/m ³)	W (%)	Compresión simple		Tensión indirecta
				Rc _{sat} (MPa)	Et 50 _{sat} (MPa)	Rt _{sat} (MPa)
Dique andesítico (Tda)	25.6	25.61		79		7
Ignimbrita riodacítica (Tmird)	24.14	24.57	2.0	124	48299	12
Ignimbrita dacítica (Tmid)	24.8	25.1	1.3	76	46977	8

γ_r .- Peso volumétrico ambiente de la roca

$\gamma_{r\ sat}$.- Peso volumétrico saturado de la roca

W (%).- Contenido de agua

Rc_{sat}.- Resistencia a la compresión simple (condición saturada)

Et₅₀.- Módulo de elasticidad de la roca

Rt_{sat}.- Resistencia a la tensión de la roca

Tabla 3.3 Resumen de las propiedades índice y mecánicas de la roca intacta, por tipo de roca para la margen izquierda.

De los resultados de la tabla anterior y asociando la información de campo para cada litología, se observa que la ignimbrita riodacítica (Tmird) presenta mejores características de resistencia, en comparación con la ignimbrita dacítica (Tmid) y el dique andesítico (Tda).

b) Pruebas realizadas al material arcilloso de la falla Colapso

Con el objeto de definir los parámetros de resistencia al corte de la falla Colapso, específicamente de la capa de arcilla que detonó el deslizamiento y a través de la cual se produjo el mecanismo de falla, se ejecutaron una serie de pruebas índice, de corte directo y triaxiales sobre este material; en seguida se describen las actividades realizadas.

Los ensayos se llevaron a cabo durante diferentes etapas como parte de las investigaciones de detalle y se realizaron en los laboratorios de Mecánica de Rocas y Mecánica de Suelos de la CFE; por otro lado, se solicitaron ensayos al Laboratorio de Geotecnia del Departamento de Ingeniería del Terreno, Cartográfica y Geofísica de la Universidad Politécnica de Cataluña (UPC), España, para evaluar la resistencia al corte del material parcialmente saturado y su variación, en función de la saturación de la arcilla que constituye la falla.

Uno de los objetivos de estas campañas de ensayos se centró en la determinación de la resistencia al corte en condición residual del material arcilloso de falla. Para estimar esta resistencia se realizaron pruebas de corte directo en muestras cúbicas que corresponden al material denominado brecha de falla, el cual presenta en general las siguientes características: altamente meteorizado y fisurado, contiene material arcilloso de tonalidades grises y verdosas, en algunas zonas presenta una coloración parda rojiza y también blanquecina; los espesores de arcilla en las muestras fueron variables de 1 a 10 cm aproximadamente. Los especímenes ensayados en la prueba de corte directo tuvieron dimensiones de 45 cm por lado y en algunos casos se emplearon cúbicas de 25 cm.

Para clasificar el material ensayado, se determinaron las siguientes pruebas índice: límites de consistencia de la fracción fina o material arcilloso (límite líquido *LL*, límite plástico *LP*, e índice de plasticidad *IP*); contenido de agua (w %) del material correspondiente al plano de falla al inicio y al final de la prueba. Granulometría representativa de dicho plano de falla en la muestra.

Con la información anterior fue posible clasificar por un lado, la arcilla según el gráfico de Casagrande y por otro, la fracción gruesa del material, con base en el SUCS.

Como ya se mencionó, se realizaron varias etapas de ensayos, comprendidas desde la activación del deslizamiento en 2008 y hasta el año de 2010, los lugares de muestreo fueron los afloramientos en la ladera izquierda y caminos (Figura 3.3); durante el año de 2011 se efectuaron pruebas de corte directo adicionales, en muestras que fueron obtenidas del afloramiento de la falla Colapso, intersecado al excavar unos elementos estructurales que formaban parte de las obras adicionales de estabilización (lumbreras de cortante) y de las cuales se comentará en el capítulo 5.

A partir de las muestras inalteradas recuperadas, también se programaron ensayos de laboratorio adicionales, con la finalidad de obtener los parámetros de resistencia de la arcilla mediante ensayos triaxiales. Las probetas empleadas para tal fin fueron labradas exclusivamente en la arcilla de la falla Colapso.



Figura 3.3. Sitios de muestreo en los afloramientos de la falla Colapso, margen izquierda. (Muestreo 2008)

En el laboratorio de la UPC se realizaron ensayos de corte anular en arcilla remoldeada a diferentes humedades decrecientes, partiendo de una condición saturada (entre el límite líquido y plástico). Para tal efecto se utilizó un equipo de corte anular, el cual realiza el corte del material aplicando un desplazamiento grande en una sola dirección, que permite determinar la resistencia al corte residual cuando las partículas se han orientado (Referencia 3). El laboratorio de la UPC también efectuó pruebas de corte directo en muestras cúbicas considerando diferentes grados de saturación y el efecto que este parámetro produce en la determinación de la resistencia al corte.

Equipo de corte directo y metodología experimental

A continuación se describen las características del equipo así como la metodología experimental que fueron utilizados para la ejecución de las pruebas de corte directo realizadas en el laboratorio de Mecánica de Rocas de la CFE.

Los ensayos de corte directo se realizaron en un marco de carga de acero como el mostrado en la Figura 3.4, en este marco se montaron y prepararon muestras cúbicas de 45 a 50 cm por lado. Las cargas normales y tangenciales se aplicaron mediante los respectivos cilindros o gatos hidráulicos implementados en el marco de carga. Los desplazamientos horizontales y verticales se registraron mediante 6 micrómetros (indicadores de carátula) con una resolución de 1 μm . También se ensayaron algunas muestras cúbicas de 25 cm por lado en otro marco de carga similar, solo que de menores dimensiones.

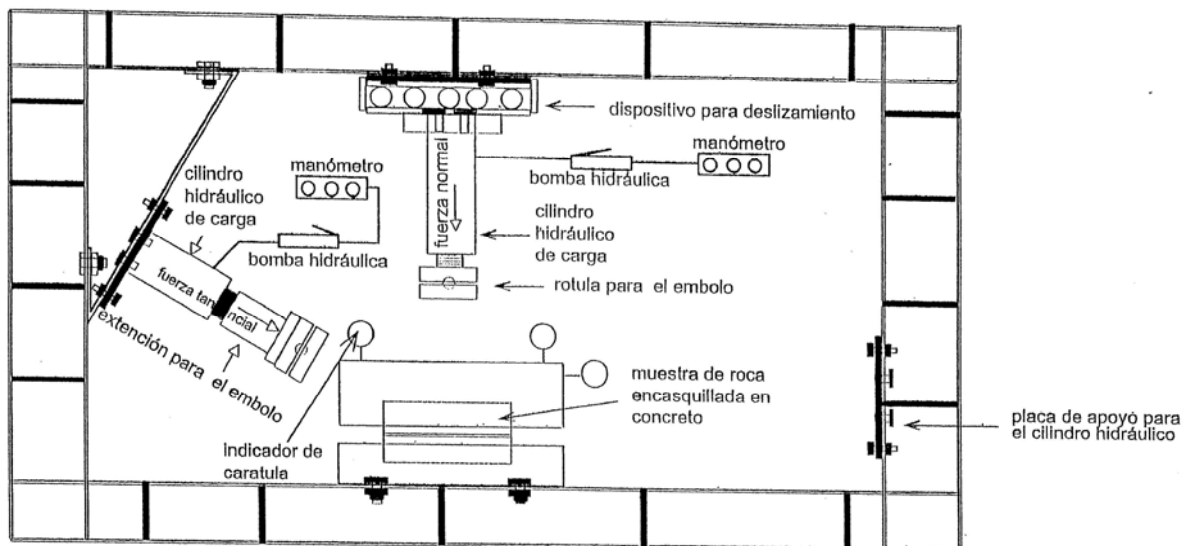


Figura 3.4 Equipo empleado para efectuar la prueba de corte directo (marco de carga de acero)

A continuación se mencionan algunas características del equipo de corte:

- Marco de Carga de acero sobre el cual se coloca la muestra cúbica y cuenta con los cilindros o gatos hidráulicos para la aplicación de cargas.
- Dispositivo para aplicar la carga normal:
 - Gatos hidráulicos
 - Bomba hidráulica, con la capacidad para mantener la carga durante toda la prueba, sin variación de más del 2% del valor seleccionado como carga normal de diseño.
 - Sistema de transferencia de carga, con un dispositivo similar de baja fricción que asegure que a cualquier carga normal dada, la resistencia al desplazamiento al corte, sea menor del 1% de la máxima fuerza cortante aplicada en la prueba (placas lisas).

- Dispositivo para aplicación de la fuerza cortante:
 - Uno o más gatos hidráulicos con carrera mínima de 70 mm
 - Bomba hidráulica para presurizar el sistema de fuerza cortante, similar al dispositivo para aplicar la carga normal.
 - Sistema de transferencia de carga para distribuir uniformemente la carga a la muestra.

- Instrumentos de medición y aditamentos
 - Manómetros con precisión mínima del 2% del esfuerzo máximo alcanzado en la prueba.
 - Seis micrómetros para medir los desplazamientos, distribuidos de la siguiente manera: cuatro en la parte superior de la muestra para medir los desplazamientos normales y dos para medir los desplazamientos en la dirección del corte. Los micrómetros colocados para medir los desplazamientos tangenciales o de corte, deben tener una carrera de por lo menos 70 mm y una precisión de 0,01 mm; los micrómetros colocados en dirección normal deben tener una carrera de 20 mm y una precisión de 0,01 mm.
 - Seis bases magnéticas para la sujeción de los micrómetros.
 - Sistema fijo de referencia, formado por vigas metálicas, anclas y conexiones, el cual sirve para sujetar los micrómetros.

El procedimiento empleado en el laboratorio se basa en los criterios establecidos en la norma ASTM D 4554-85 Test Method for in situ Determination of direct Shear Strength of Rock discontinuities. Las consideraciones previas así como las etapas de ensaye fueron las siguientes:

Consideraciones Previas:

- La posición de la muestra y del sistema de aplicación de cargas se elige de tal forma que el plano de corte coincida con el plano de debilidad en la roca, en este caso con el plano que contiene el relleno arcilloso de la falla Colapso.

- Para determinar la resistencia al corte del relleno arcilloso, es necesario realizar por lo menos tres pruebas, cada una sometida a tres diferentes esfuerzos normales (uno similar al valor del esfuerzo de campo y los dos restantes, uno arriba y otro debajo de dicho valor).

Preparación y montaje de la Muestra.

- En el laboratorio se procede a colar los dos casquillos de concreto, donde uno sirve de base y otro de tapa, permitiendo manejar y someter a prueba la misma muestra en forma confiable. Entre las dos piezas de concreto se deja un espacio libre, que deberá coincidir con el plano de debilidad que contenga el material de relleno y a través del cual ocurrirá el corrimiento o desplazamiento durante la prueba, por este mismo espacio podrá saturarse la muestra.

- Una vez preparada la muestra, se coloca en el marco de carga de acero, centrándola y alineando los dispositivos de aplicación de carga adecuadamente, para posteriormente fijarla sobre la viga metálica horizontal del marco. Enseguida se colocan los micrómetros en su posición con ayuda del sistema fijo de referencia; durante este proceso se verifica

que se fijen correctamente, así como su recorrido y libertad de movimiento. Se efectúa la programación de las cargas normales para alcanzar el esfuerzo normal de diseño.

- Cuando la muestra se encuentra instrumentada, se lleva a cabo la saturación de la muestra por un periodo de 24 a 48 horas, registrando las deformaciones debidas a este proceso. En caso de que el ensaye se programe bajo condición no saturada, este paso es omitido.

Desarrollo de la Prueba.

Primera Etapa de la Prueba (Consolidación de la muestra).

- Se aplica la carga normal en incrementos previamente calculados, registrando la deformación normal de la muestra para intervalos de tiempo también previamente definidos.
- Esta etapa termina al llegar a la carga normal máxima calculada (carga de diseño), y cuando la velocidad de deformación normal registrada en cada uno de los micrómetros sea menor a 0,005 mm/min; en este instante se empieza a aplicar la fuerza cortante (segunda etapa de prueba).

Segunda Etapa de la Prueba (Aplicación de la fuerza cortante).

- Cuando la fuerza cortante aplicada tiene un ángulo de inclinación (para evitar el giro de la muestra), provocará que se presenten dos componentes, una vertical y una horizontal. Debido a que la componente vertical se sumará a la carga normal, ésta última deberá reducirse proporcionalmente para mantener durante la prueba un valor constante.
- Para obtener la resistencia máxima al esfuerzo cortante, la carga se aplica en incrementos constantes previamente calculados. Los incrementos de carga se darán cuando los desplazamientos se estabilicen o cuando sean menores de 0,01 mm/min. Se aplican los incrementos necesarios hasta llegar a la falla o resistencia máxima del plano de falla. En esta parte de la prueba, se lleva un registro cuidadoso de las lecturas, para poder definir adecuadamente la resistencia máxima o resistencia pico.
- Después de alcanzar la resistencia pico, las lecturas se toman controlando el desplazamiento a razón de 0,1 mm/min, aplicando el esfuerzo de corte necesario, para que dicha velocidad se mantenga constante o sin variaciones mayores del 5%.
- Es posible establecer el valor de una resistencia residual, cuando la muestra ha sido cortada bajo un esfuerzo normal constante, y cuando en forma consecutiva los cuatro últimos intervalos de lectura que hayan sido obtenidos, no muestren variaciones mayores del 5% en el esfuerzo de corte bajo desplazamientos de corte del orden de 1 cm.

- Una vez obtenido el esfuerzo cortante máximo y el residual de un ciclo bajo un esfuerzo normal constante, éste deberá incrementarse para iniciarse un nuevo ciclo o bien ensayar una nueva muestra. En caso de que se lleve a cabo un proceso multietapas con la misma muestra, ésta deberá reconsolidarse para cada incremento de esfuerzo normal y posteriormente someterse al corte de acuerdo con el criterio establecido anteriormente y con el correspondiente aumento de los esfuerzos tangenciales.
- Al término de la prueba, la muestra se fotografía y se describe completamente midiendo el área de corte, rugosidad, buzamiento y echado de corte; por otra parte se toma una muestra que constituye el material del plano de falla y se le realizan ensayos índice.

Resultados de los ensayos

Como resultado de la primera etapa de la prueba, se obtienen gráficas de consolidación para cada incremento de carga y la gráfica de consolidación general para la correspondiente carga normal de diseño.

Para la segunda etapa de la prueba, las gráficas esfuerzo cortante contra el desplazamiento horizontal se grafican durante el corte. Los valores de la resistencia pico, residual de corte, de los esfuerzos normales, desplazamientos de corte, en cualquier caso, se obtienen de dichas gráficas.

Las gráficas de la resistencia al corte (pico y residual) contra el esfuerzo normal son obtenidas a partir de los resultados de todas las muestras ensayadas (envolvente de resistencia). Los parámetros de resistencia al corte obtenidos de estas gráficas son el ángulo de fricción pico (ϕ), el ángulo de fricción residual (ϕ_r) y la cohesión (c).

A continuación se presentan los resultados de las pruebas de corte realizadas durante cuatro diferentes campañas de ensayos y que corresponden a distintos sitios de muestreo donde fue posible el afloramiento y muestreo de la falla Colapso. Los sitios de muestreo corresponden a muestras obtenidas en:

1. Muestras cúbicas obtenidas durante los años de 2008 y 2009 en sitios de afloramiento de la falla Colapso (túneles de desvío y ladera). Ver Figura 3.3.
2. Muestras cúbicas obtenidas de sitios de afloramiento de la ladera izquierda y enviadas a la UPC, en España; donde se realizaron los ensayos de corte directo correspondientes.
3. Muestras cúbicas obtenidas de la lumbrera de cierre final y la intersección con la falla Colapso, muestreadas y ensayadas durante el año de 2010. Figura 3.5
4. Muestras cúbicas obtenidas del grupo B de las lumbreras de cortante y su intersección con la falla Colapso, muestreadas y ensayadas durante la excavación de estas estructuras durante el año de 2011. Figura 3.5

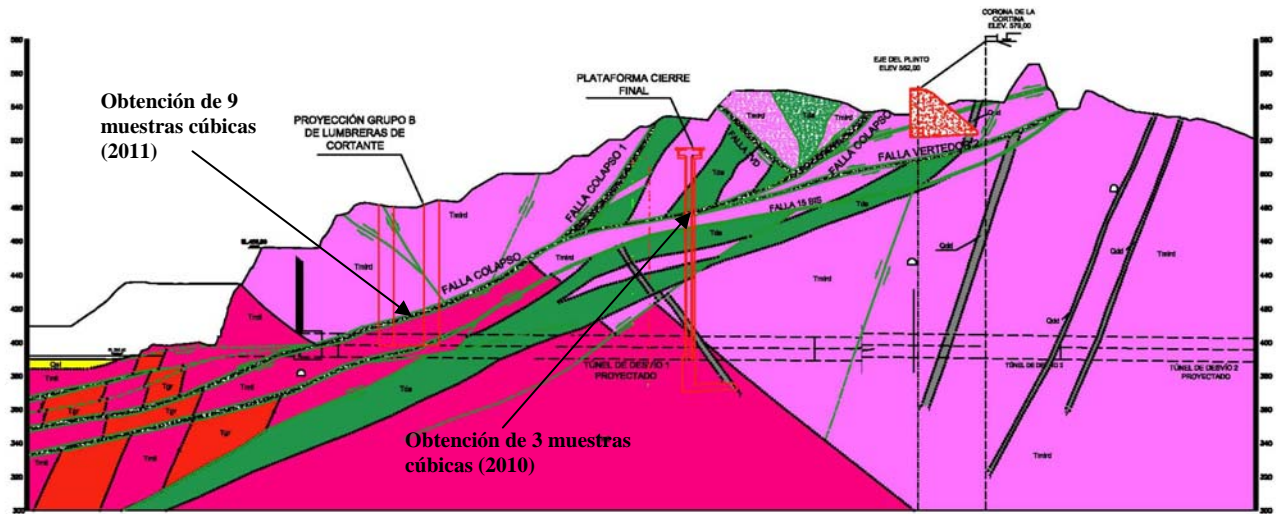


Figura 3.5. Sitios de muestreo. a) en la lumbrera de cierre final y la intersección con la falla Colapso, 2010. b) en el grupo B de las lumbreras de cortante y la intersección con la falla Colapso, 2011.

Los resultados de las pruebas índice (contenido de agua al final de la prueba, límites de consistencia, composición granulométrica y grado de saturación) se presentan resumidos en la Tabla 3.4, por sitio de muestreo. Las propiedades índice se calcularon considerando una densidad de sólidos $S_s = 2.7$. En la misma tabla se incluyen los resultados de las pruebas de corte directo.

La arcilla correspondiente a la falla Colapso consiste en general en una arcilla arenosa de baja y alta plasticidad, gris clara y gris verdosa; en algunas zonas es de color café rojizo, presentando también tonalidades blanquecinas; en estado seco su consistencia es dura pero al saturarse es baja y muy baja.

UBICACIÓN O SITIO DE MUESTREO	MUESTRA	ELEVACIÓN	DESCRIPCIÓN	W %	Gw %	%GRAVAS	%ARENAS	%FINOS	LL%	Lp%	Ip%	SUCS	Esfuerzo Normal σ_n (KPa)	Esfuerzo Cortante máximo $\tau_{m\acute{a}x}$ (KPa)	Esfuerzo Cortante residual τ_{resd} (KPa)	Ángulo de fricción $\phi_{m\acute{a}x}$ (°)	Ángulo de fricción $\phi_{resid.}$ (°)	
MARGEN IZQUIERDA (2008, 2009)	MC-1	-----	Arcilla de alta plasticidad gris clara y gris verdosa	27.6	95.2	0.5	9.28	90.22	53.07	15.75	37.32	CH	210	46.4	9	13	3	
	MC-2	-----	Arcilla de baja plasticidad gris clara y gris verdosa	-----	---	---	---	---	---	---	---	---	115	65.9	41.2	29	20	
	MC-3	-----	Arcilla de baja plasticidad gris clara y gris verdosa	20.98	81.9	0	18.65	81.3	38.74	11.8	26.94	CL	81.4	6	6	4	4	
	MC-4	-----	Brecha de falla con arcilla color gris claro	10.6	54.6	7.2	57.7	35.1	31.8	12.8	19	S C	617	63.8	47.9	6	5	
	MC-5	-----		10.05	52.6	13.25	49.9	36.85	34.5	13.6	20.9	SC	410	40.1	8.2	6	3	
	MC-6	-----		-----	---	---	---	---	---	---	---	---	---	218	24.8	9.6	7	3
PRUEBAS REALIZADAS EN LA UPC	B-1,1	470	Brecha de falla con gravas medias y gruesas, así como arenas inmersas en una matriz arcillosa	14.7	100	---	---	---	35	16	19	CL	110	---	50	---	24	
	B-1,2												220	---	105	---	26	
	B-1,3												330	---	130	---	22	
	B-2,1	409	Brecha de falla con gravas medias y gruesas con mayor faracción de material fino y con relleno arcilloso	14.1	100	---	---	---	37	16	21	CL	110	---	40	---	20	
	B-2,2												220	---	80	---	20	
	B-2,3												330	---	140	---	23	
LUMBRERA DE CIERRE (2010)	M-1	455	Brecha de falla con material fino café rojizo y arena. Presenta un plano arcilloso de 5 a 10 mm de espesor color café claro y en algunas partes presenta una tonalidad blanquecina	26.5	94	---	---	---	---	---	---	---	202.400	---	40.900	---	11	
	M-2	455		36.4	100	---	---	---	---	---	---	---	---	398.500	---	48.700	---	7
	M-3	455		29	98	---	---	---	---	---	---	---	---	349.100	---	116.500	---	18

Nota: Todas las pruebas se realizaron bajo condición saturada

w.- contenido de agua
I_p- Índice plástico

L_L- Límite líquido
G_w- Grado de saturación

L_p- Límite plástico

Tabla 3.4 Resumen de resultados de laboratorio

UBICACIÓN O SITIO DE MUESTREO	MUESTRA	ELEVACIÓN	DESCRIPCIÓN	W %	Gw %	%GRAVAS	%ARENAS	%FINOS	LL%	Lp%	Ip%	SUCS	Esfuerzo Normal σ_n (KPa)	Esfuerzo Cortante máximo $\tau_{m\acute{a}x}$ (KPa)	Esfuerzo Cortante residual τ_{resd} (KPa)	Ángulo de fricción $\phi_{m\acute{a}x}$ (°)	Ángulo de fricción $\phi_{resid.}$ (°)
LUMBRERAS DE CORTANTE LC-8, LC-11 Y LC9-10 (2011)	LC8 M-1	430.064	Falla Colapso (Arcilla)	-----	---	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	206.000	28.400	15.300	8	4
	LC11 M-1	423.779	Arcilla de baja plasticidad color café rojizo con poca arena fina, textura jabonosa, poco rugosa	31.21	100	-----	-----	-----	39.6	14.54	25.06	CL	252.800	119.100	119.100	25	25
	LC11 M-2	420.269	Arcilla de baja plasticidad verdosa con manchas rojas, con poca arena fina, con carbonatos y algunos grumos, textura jabonosa y poco rugosa	16.93	75	-----	-----	-----	37.4	12.02	25.38	CL	462.800	39.500	39.500	5	5
	LC11 M-3	420.142	Arcilla de baja plasticidad color café rojizo con poca arena fina, textura jabonosa, poco rugosa Arcilla de baja plasticidad rojiza con manchas verdes, poca arena fina	20	83	-----	-----	-----	49.25	13.91	35.34	CL	243.300	10.900	10.900	3	3
	LC11 M-5	417.244	ENSAYES TRIAXIALES	10.83	100	0	13	87	72	20	52	CH	-----	-----	-----	-----	17
	LC11 M-6	417.244	Arcilla verde blanquecina con poca arena fina	12.45	61	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	260.100	33.800	33.800	7	7
	LC11 M-7	417.794	Arcilla de alta plasticidad verdosa con manchas rojas, poca arena fina y algunos grumos, textura jabonosa	15.67	71	-----	-----	-----	62.7	14.72	47.98	CH	158.000	25.100	20.100	9	7
	LC9-10 M1	421	Arcilla café amarillento con gravillas y gravas subangulosas y subredondeadas T/M 1" empacadas en el mismo material.	28.3	99	---	---	74.02	52.145	15.739	36.406	CH	66	---	25	---	21
	LC9-10 M2		Arcilla café con arena de textura rugosa y consistencia blanda.	20.12	83	---	---	38.63	50.6657	17.6389	33.0268	CH	132	---	34	---	14
	LC9-10 M3		Arcilla gris verdoso con arena fina y media, escaso CaCO ₃ , con manchas café de textura jabonosa y consistencia blanda. Material en grumos.	28.96	100	---	---	80.17	52.9915	14.0482	38.9433	CH	172	---	55	---	18

Nota: Todas las pruebas se realizaron bajo condición saturada

w.- contenido de agua
I_p- Índice plástico

L_L- Límite líquido
G_w- Grado de saturación

L_p- Límite plástico

Tabla 3.4 Resumen de resultados de laboratorio (Continuación)

Con base en los resultados, el material de falla al final de las pruebas presentó un contenido de agua que varía entre 10,05 y 36,40%, mientras que el límite líquido varía entre 31.8 y 72%. La composición granulométrica fue 35 a 90% de finos, 9 a 58% de arena y 0 a 13% de grava.

Gráficas esfuerzo vs deformación.

La etapa de consolidación se realizó en periodos de tiempo que oscilaron entre 1 y 24 horas por incremento de carga; se registraron expansiones hasta de 2 mm durante el periodo de saturación de la muestra (24 horas en promedio), mientras que los desplazamientos verticales desde el primer incremento y hasta el final de la consolidación alcanzaron del orden de 6 mm. Los rangos de esfuerzo vertical variaron entre 66 y 617 kPa, como puede observarse en la tabla 3.4.

Cabe mencionar que la arcilla que constituye el plano de la falla Colapso, contiene minerales con potencial de expansión, lo anterior fue determinado mediante pruebas de difracción de rayos X, realizadas a las muestras obtenidas durante los años de 2008 y 2009. En la siguiente tabla se mencionan los minerales arcillosos.

MUESTRAS ENSAYADAS	FASES IDENTIFICADAS EN LA MAYORÍA DE LAS MUESTRAS
M-1	Montmorillonita
M-4	Mica
M-6	Mineral del grupo de la Caolinita

Tabla 3.5 Muestras analizadas por difracción de rayos X

Por otro lado, la etapa de corte se llevó a cabo en periodos de tiempo que variaron de 2 a 8 horas por incremento de carga. Se alcanzaron grandes desplazamientos con el fin de obtener la resistencia residual (del orden de 25 mm), se obtuvieron valores de resistencia al corte máxima (pico) que variaron entre 6 y 119 kPa, como puede observarse en la tabla 3.4 y Figura 3.6.

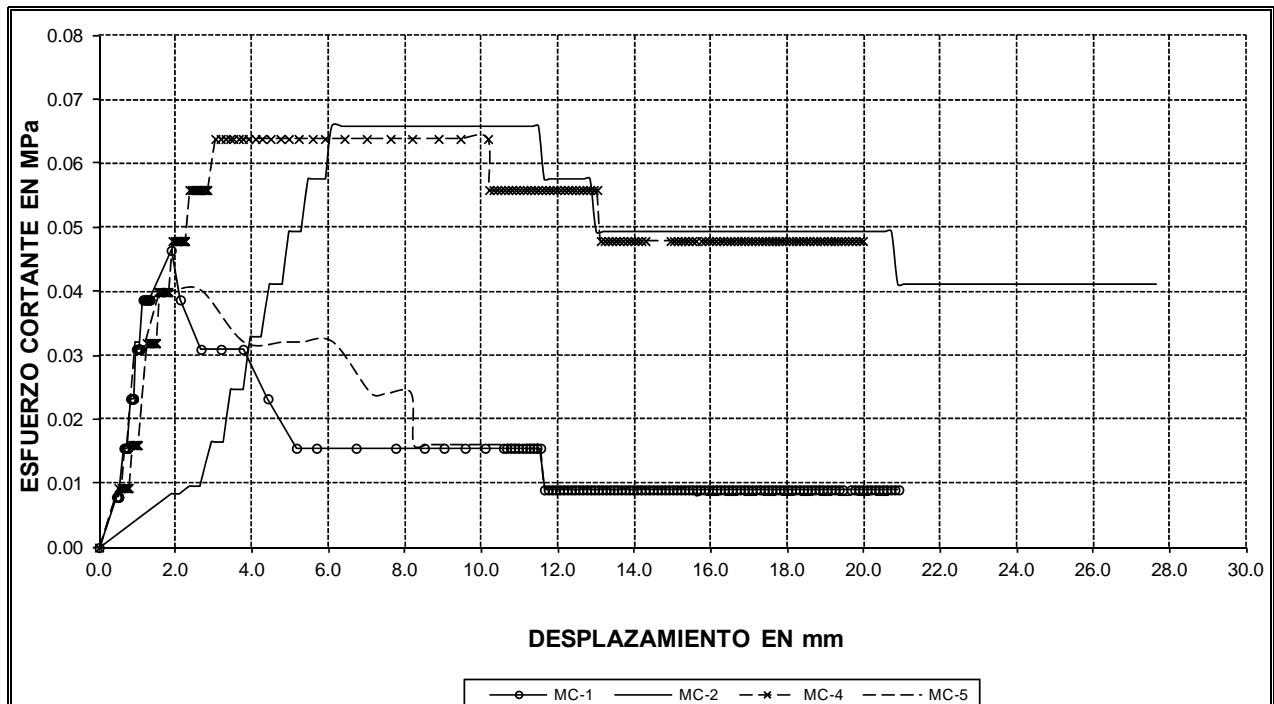


Figura 3.6. Gráficas Esfuerzo cortante vs Desplazamiento, durante la etapa de corte para las muestras ensayadas en 2008 y 2009 (primera campaña de pruebas).

Gráficas resistencia cortante vs esfuerzo normal.

En las Figura 3.7 y 3.8 se presentan las gráficas esfuerzo cortante contra esfuerzo normal, resultado de los ensayos realizados en las muestras cúbicas MC-1 a MC-6, obtenidas en la primera campaña de muestreo en 2008 y que corresponden a la falla Colapso en su tramo movilizado, es decir antes de la intersección con la falla Colapso 1.

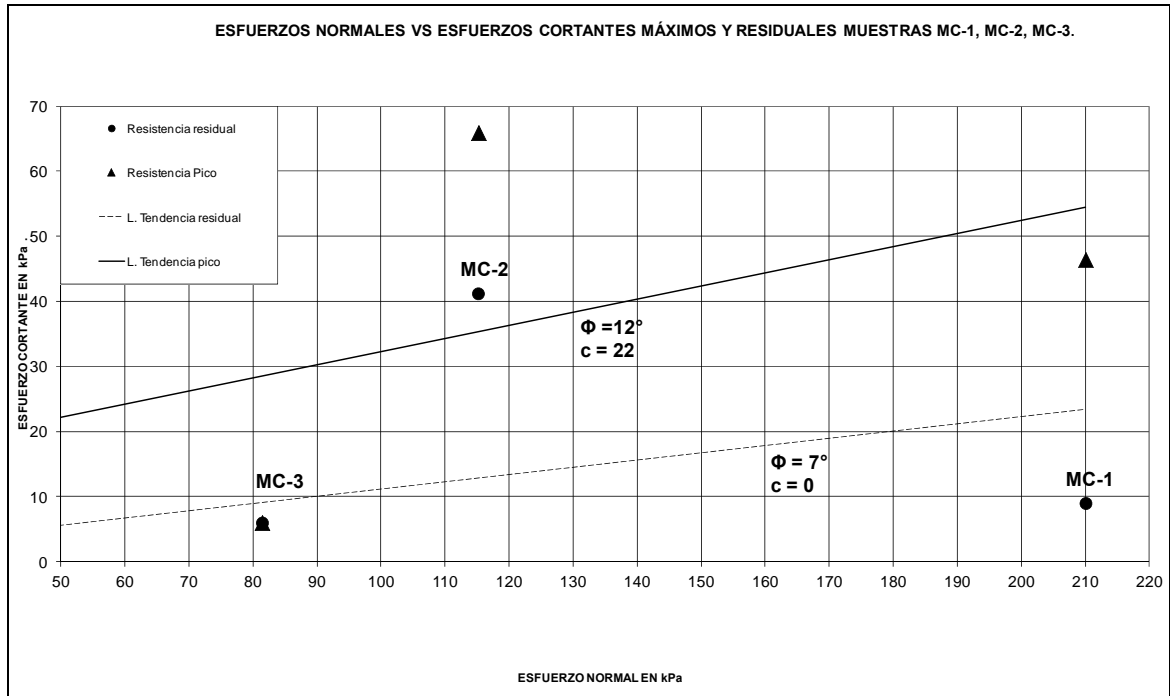


Figura 3.7 Resultados de las pruebas de corte directo en las muestras cúbicas MC-1 a MC-3.

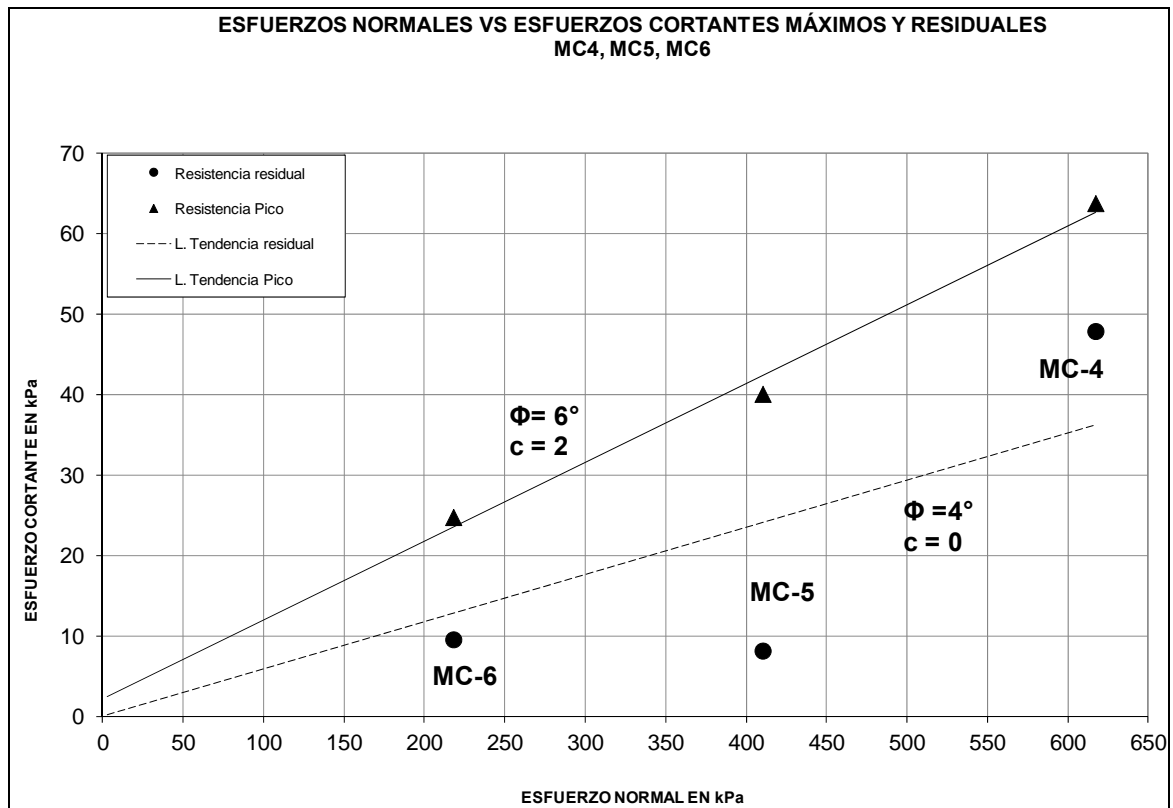


Figura 3.8 Resultados de las pruebas de corte directo en las muestras cúbicas MC-4 a MC-6

Cabe mencionar que los ensayos de corte directo se realizaron bajo condiciones saturadas, por ser esta condición la más desfavorable, tanto para la etapa constructiva del proyecto como para la operación de la Central Hidroeléctrica, una vez que el embalse de la presa sature la margen izquierda. No obstante algunos ensayos fueron realizados bajo condición no saturada, observando que no existe un cambio considerable a favor de la resistencia, por esta razón fueron solicitados ensayos en muestras saturadas y parcialmente saturadas a la UPC.

De las gráficas anteriores se aprecia que la resistencia al corte para la arcilla del plano de falla tiene valores de cohesión entre 0 y 22 kPa (residual y pico, respectivamente); mientras que el valor del ángulo de fricción varía entre 4° y 12°; parámetros de muy baja resistencia.

Por lo anterior y como ya se mencionó, se intensificó el estudio de las propiedades de la arcilla del plano de falla, llevando para ello las campañas de pruebas de laboratorio subsecuentes.

La Figura 3.9 presenta las envolventes lineales de resistencia de las muestras cúbicas saturadas, así como los parámetros de resistencia, ángulo de fricción interna residual ϕ_r (asumiendo cohesión nula); para el conjunto de resultados derivados de las distintas campañas de pruebas.

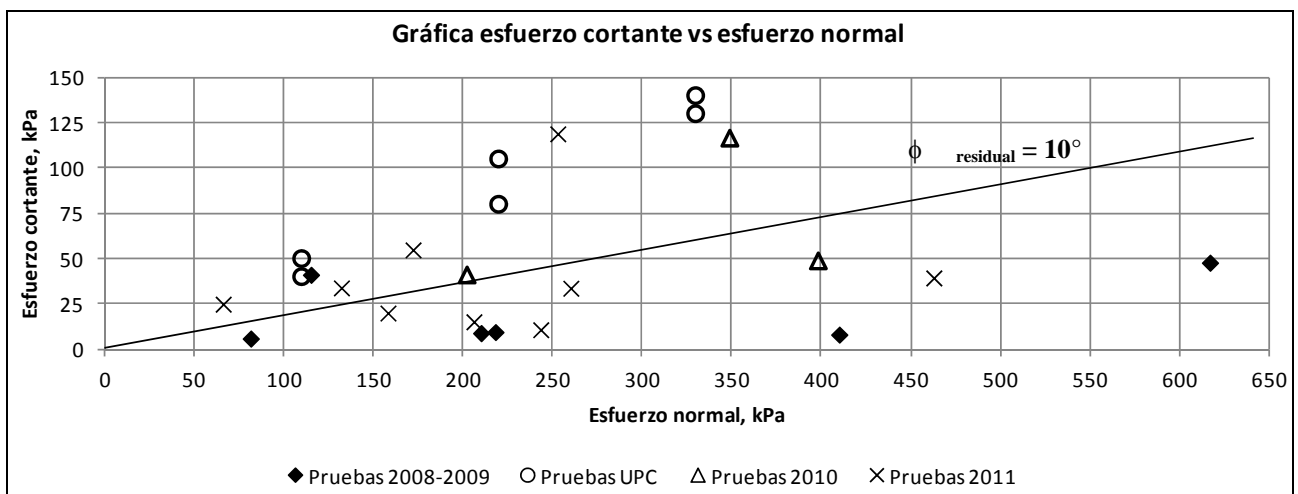


Figura 3.9. Envolvente de resistencia residual para ensayos de corte directo en material arcilloso de la falla Colapso, condición saturada y realizados en diversas etapas del proyecto.

La gráfica de la resistencia residual al corte contra el esfuerzo normal se obtuvo a partir de los resultados de todo el conjunto de muestras ensayadas, determinando la envolvente de resistencia, con estos valores el ángulo de fricción residual obtenido fue $\phi_r = 10^\circ$.

De la figura 3.9, se observa que existe dispersión en los valores de resistencia, el coeficiente de correlación resultó de $R=0,30$ considerando esta situación se discriminaron los resultados que presentaron inconsistencias experimentales (resistencias bajas para esfuerzos normales altos), de tal manera que mediante este ajuste se obtiene la siguiente envolvente de resistencia (Figura 3.10).

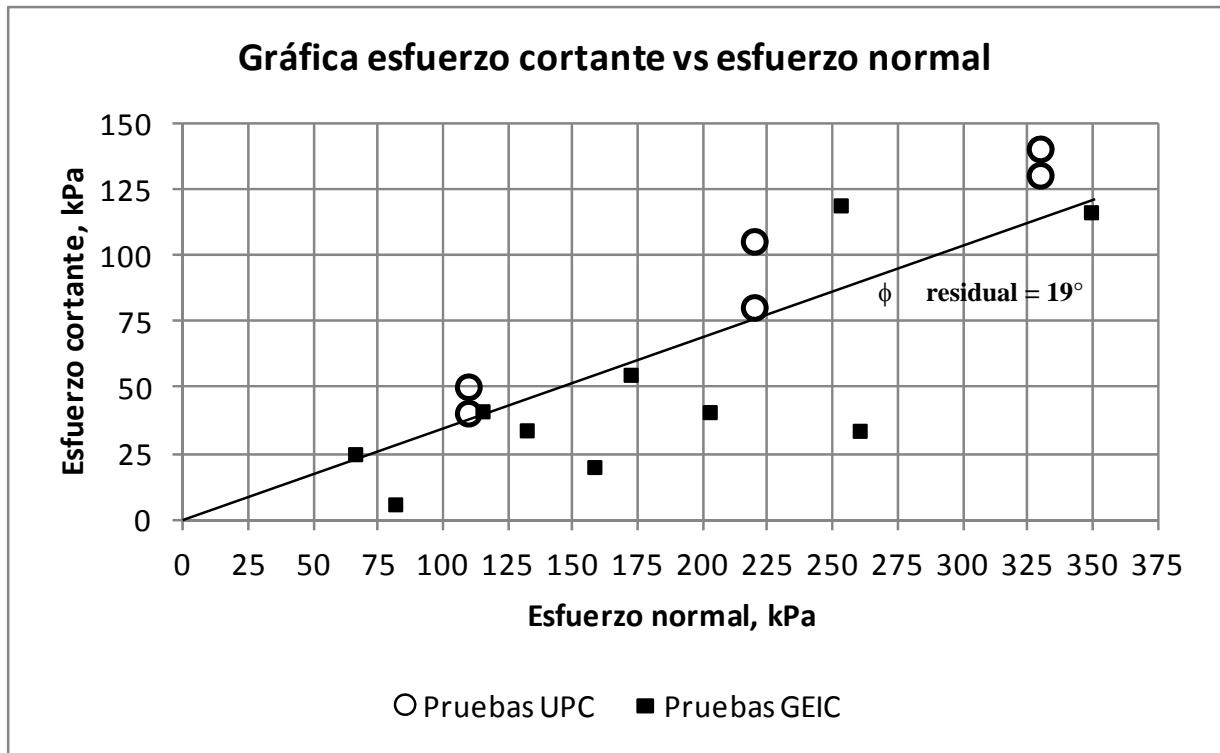


Figura 3.10. Envolvente de resistencia ajustada.

Con base en las figuras 3.9 y 3.10, se puede interpretar que la resistencia del material arcilloso de la falla Colapso en su condición residual y en estado saturado, presenta valores que varían entre 10° y 19. Se propone considerar un valor medio, en este caso 15°-16°.

Adicionalmente, los resultados de laboratorio permitieron generar las siguientes gráficas que correlacionan por un lado el límite líquido con el ángulo de fricción residual (ϕ_r), y por otro el contenido de agua (w%) con ϕ_r . Estos gráficos (Figuras 3.11 y 3.12) se obtuvieron después de un análisis de resultados de las propiedades índice presentadas en la Tabla 3.4.

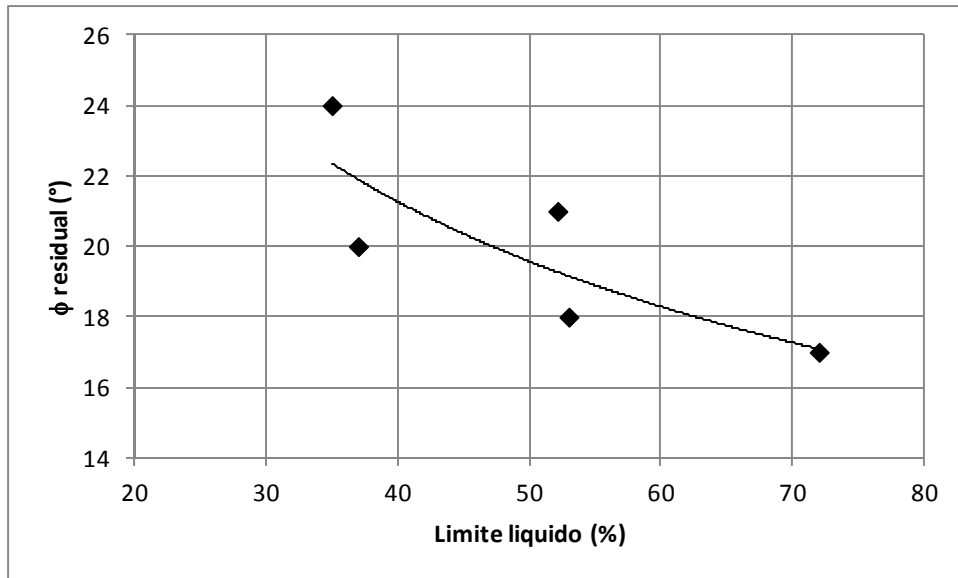


Figura 3.11. Gráfica límite líquido vs ángulo de fricción residual, para esfuerzos normales verticales entre 100 y 200 kPa. $R = -0,81$

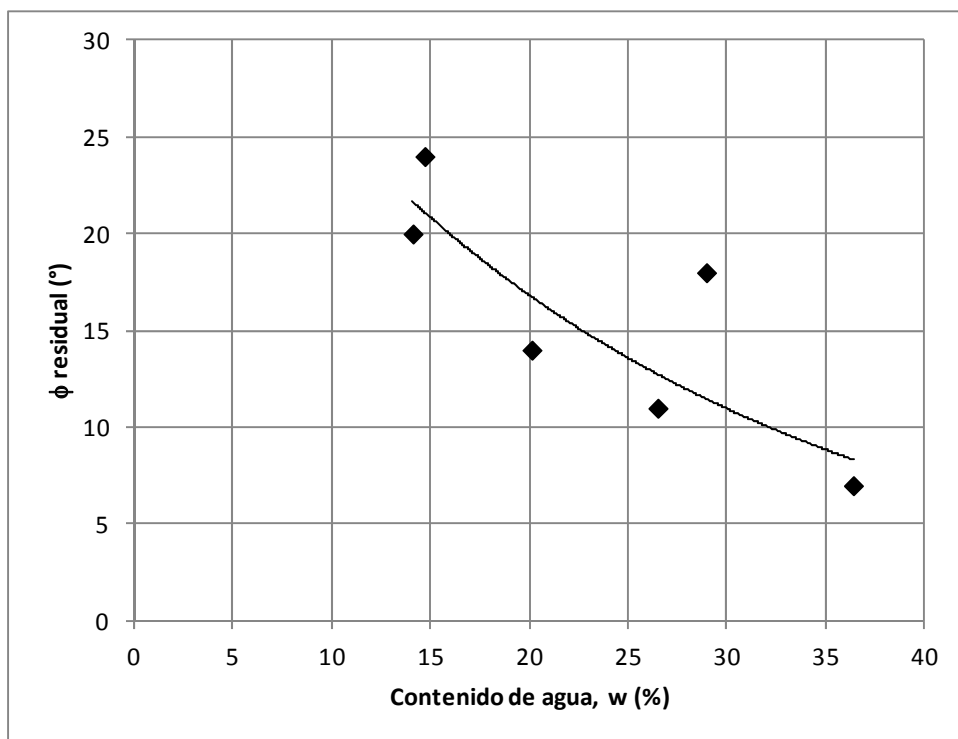


Figura 3.12. Gráfica contenido de agua vs ángulo de fricción residual, para esfuerzos normales verticales entre 100 y 200 kPa. $R = -0,83$

De acuerdo con la bibliografía, existen correlaciones como la mostrada en la figura 3.13, al respecto se puede mencionar que la curva de ajuste obtenida en el laboratorio (figura 3.11) coincide adecuadamente, considerando valores de límite líquido aproximados entre 40 y 80%, contenido de finos mayor al 25% y esfuerzo normal entre 100 y 400 kPa.

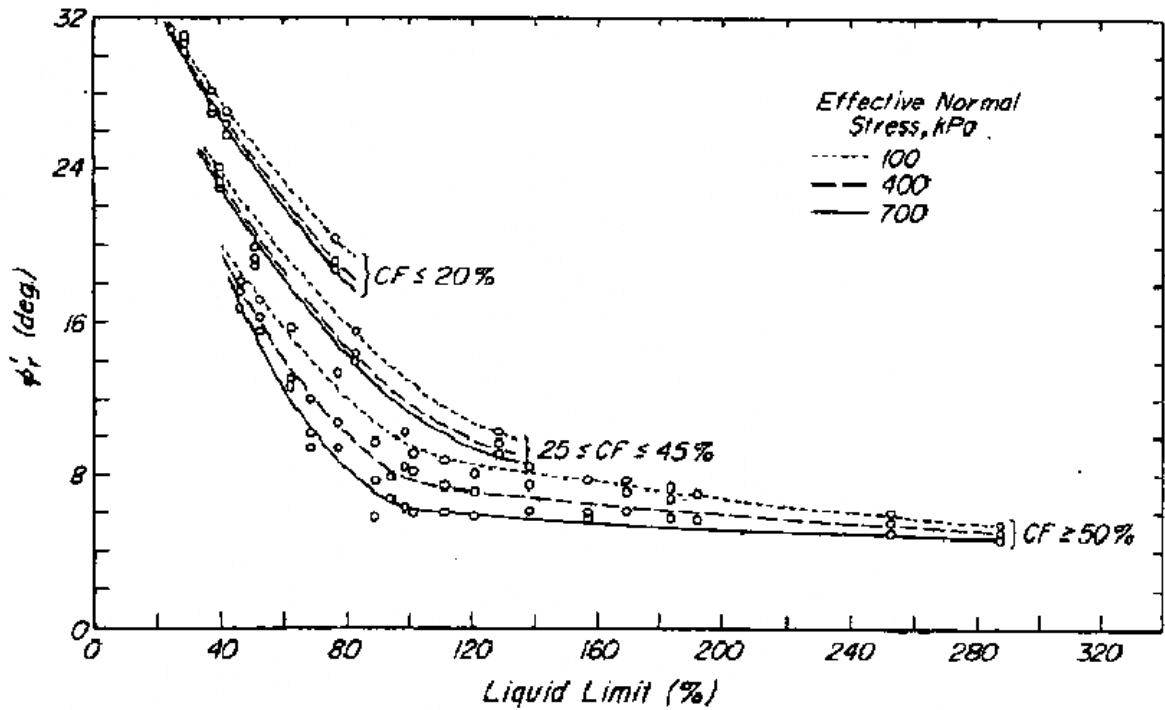


Figura 3.13. Correlación gráfica entre el límite líquido y ángulo de fricción residual, para diferentes esfuerzos normales verticales.



Figura 3.14. Aspecto del material arcilloso de la falla Colapso, después del ensaye de corte directo, muestra MC3-LC11

De la misma forma se realizaron ensayos de corte directo en muestras cúbicas que no presentaron un plano arcilloso de debilidad, en este caso las muestras correspondieron al material denominado brecha de falla que presenta las siguientes características:

Es un material que se presenta intensamente fracturado y propilitizado, color café claro con arena fina y clasificación GW-GC, de acuerdo al SUCS. Los ensayos índice, presentan las siguientes características: contenido de agua que varía entre 5 y 14%, mientras que el límite líquido de la fracción fina varía entre 25,8 y 28,8%. La composición granulométrica es 5 a 32% de finos, 34 a 48% de arena y 19 a 61% de grava. El rango de esfuerzos normales aplicado durante las pruebas de corte directo estuvo comprendido entre 300 y 680 kPa.

A continuación en la Figura 3.15 se presentan las envolventes lineales de resistencia de las muestras cúbicas saturadas que corresponden a la brecha de la zona de falla, indicando los parámetros de: ángulo de fricción interna pico ϕ y cohesión, c ; también el ángulo de fricción residual ϕ_r .

Para estas muestras, se observa que los materiales presentan claramente una resistencia pico y cohesión, y por otro lado una resistencia residual. En este caso la resistencia pico resultó de $\phi = 38^\circ$ y la cohesión de $c = 250$ kPa; mientras que el ángulo de fricción residual alcanzó un valor de $\phi_r = 28^\circ$.

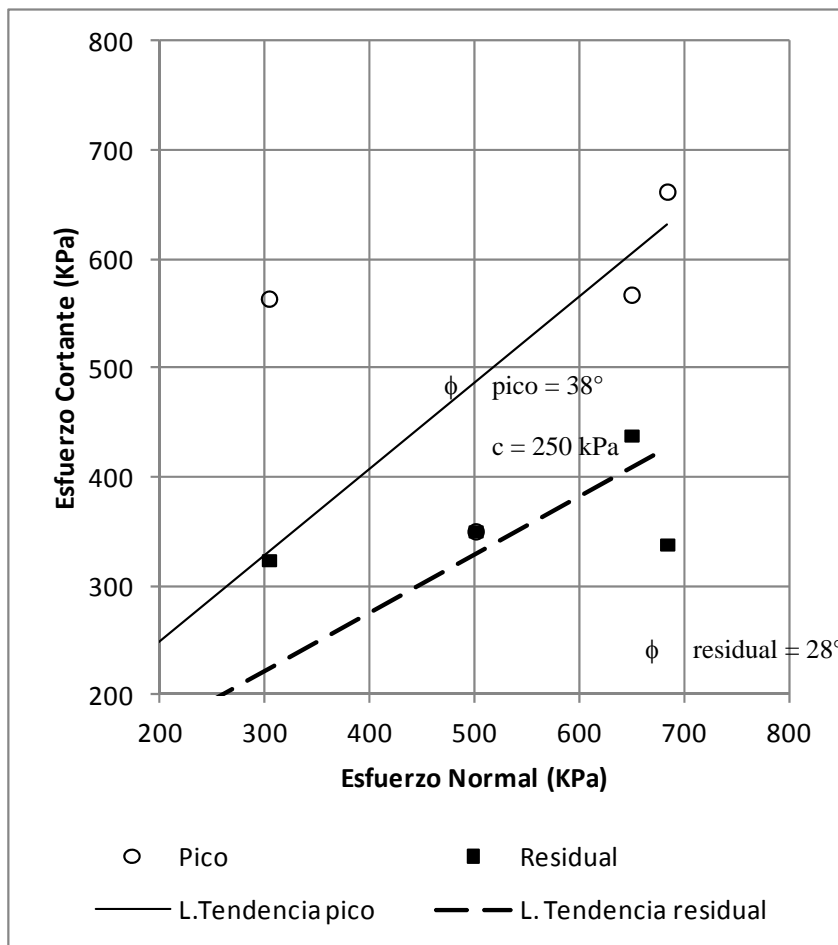
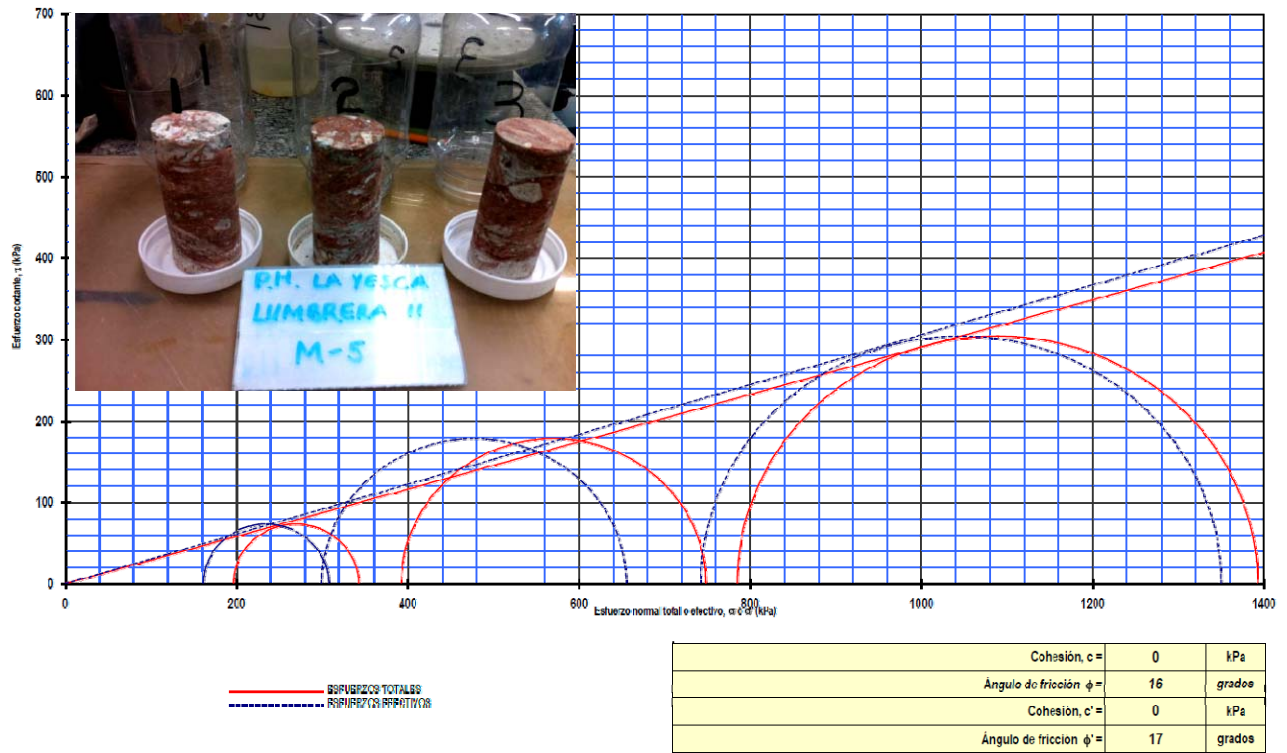


Figura 3.16. Aspecto de la brecha de falla después del ensayo de corte directo

Figura 3.15. Envolvente de resistencia para ensayos de corte directo en brecha de falla, estado saturado, resistencias pico y residuales.

Ensayes triaxiales en material arcillosos de la falla Colapso.

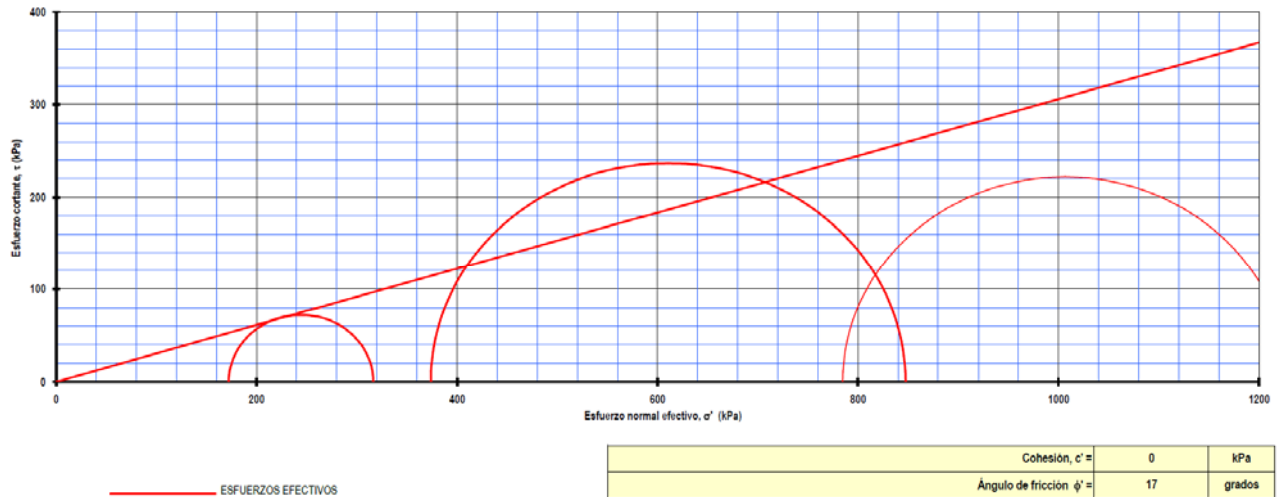
Por otra parte se llevaron a cabo ensayos triaxiales en probetas de arcilla que fueron labradas de la muestra cúbica LC-11 M-5, se realizó una prueba consolidada no drenada (CU) y otra prueba consolidada drenada (CD) con medición de presión de poro. Los parámetros de resistencia obtenidos de estos ensayos no difieren de los obtenidos en las pruebas de corte directo, los resultados se presentan a continuación.



SONDEO	MUESTRA	PROF.	DENSIDAD DE SÓLIDOS G_s	RELACION DE VACÍOS		CONTENIDO DE AGUA		GRADO DE SATURACIÓN		LÍMITE LÍQUIDO w_L	ÍNDICE DE PLASTICIDAD I_p	DEFORMACIÓN AXIAL UNITARIA DE FALLA ϵ_{ax}	PRESIÓN DE PORO DE FALLA u_f	ESFUERZO DESVIADOR DE FALLA q_f	VELOCIDAD DE DEFORMACIÓN EN LA FALLA $\dot{\epsilon}_f$	ESFUERZO PRINCIPAL				PESO VOLUMÉTRICO		CLASIFICACIÓN SUCS				
				e	e_c	w	w_p	S_r	$S_{r,c}$							σ_1	σ_2	σ_3	σ'_1	σ'_2	σ'_3		HÚMEDO γ_w	SECO γ_d		
				MPa	MPa	%	%	%	%							MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa		MPa	MPa	MPa	MPa
L-11	5	--	2.74	0.36	0.23	9	11	68	100	72	52	3.05	35.0	146.4	37.3	196.2	161.2	342.6	307.6	21.5	19.8	CH				
				0.39	0.28	9	15	64	100							5.46	93.0	356.1	31.1	392.4	299.4		748.5	655.5	21.1	19.3
				0.35	0.22	9	15	69	100							19.92	42.6	608.3	28.4	784.8	742.2		1393.1	1350.5	21.7	19.9

DESCRIPCION	GRANULOMETRIA		
Arcilla arenosa de alta plasticidad color café y color blanco de consistencia dura.	Arena	13	%
	Finos	87	%

Figura 3.17 Resultados de la prueba de compresión triaxial CU



SONDEO	MUESTRA	PROF.	DENSIDAD DE SÓLIDOS	RELACIÓN DE VACÍOS		CONTENIDO DE AGUA		GRADO DE SATURACIÓN		LÍMITE LÍQUIDO	ÍNDICE DE PLASTICIDAD	DEFORMACIÓN AXIAL UNITARIA DE FALLA	CAMBIO VOLUMÉTRICO DE FALLA	ESFUERZO DESVIADOR DE FALLA	VELOCIDAD DE DEFORMACIÓN EN LA FALLA	ESFUERZOS PRINCIPALES		PESO VOLUMÉTRICO		CLASIFICACIÓN EUCS
				e_1	e_2	w_1	w_2	S_r	S_u							MENOR σ_1	MAYOR σ_1	HÚMEDO %	SECO %	
SMLR	5	-	2.74	0.40	0.27	11	10	78	100	72	62	11.58	0.27	144.21	2.27	172.23	316.45	21.23	19.24	CH
				0.20	0.17	5	5	62	100	6.99	0.59	472.65	0.82	373.82	847.37	21.89	20.73			
				0.35	0.23	9	8	69	100	10.32	0.75	443.68	0.14	784.74	1228.42	21.68	19.91			

DESCRIPCIÓN	GRANULOMETRÍA		
Arcilla arenosa de alta plasticidad color café y color blanco de consistencia dura.	Arena	13	%
	Finos	87	%



Figura 3.18 Resultados de la prueba de compresión triaxial CD.

c) Pruebas realizadas en la Universidad Politécnica de Cataluña

Puesto que los parámetros de resistencia al corte de la arcilla de la falla Colapso obtenidos en el laboratorio de la CFE fueron relativamente bajos considerando los valores de los límites de consistencia del material, se decidió verificar estos resultados enviando muestras cúbicas y muestras alteradas de este material al laboratorio de geotecnia de la Universidad Politécnica de Cataluña.

Una parte del objetivo de esta campaña de ensayos se centro en la determinación de los cambios en la resistencia al corte en condición residual de los materiales arcillosos. Para estimar la resistencia se realizaron ensayos de corte anular a diferentes humedades decrecientes, que prevalecerían bajo condiciones de humedad relativa del aire más bajas, y partiendo de una condición saturada en estado remoldeado (entre el límite líquido y plástico). De esta manera fue posible también determinar el efecto de la succión capilar en la resistencia de la arcilla (siendo la succión la diferencia entre la presión del aire y la del agua), ya que la succión genera una presión negativa que aumenta la resistencia al corte de los suelos haciéndolos más consistentes. En la figura 3.19 puede observarse el equipo de corte anular de la UPC.

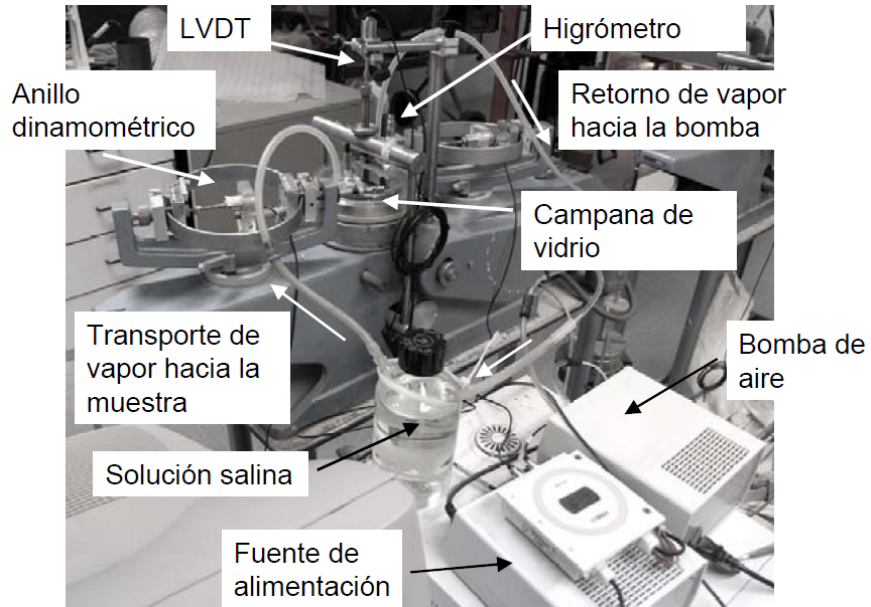


Figura 3.19 Equipo de corte anular utilizado por la UPC (Ref. 3)

Los valores de los ángulos de fricción residual obtenidos en la prueba de corte anular en muestras remoldeadas para diferentes contenidos de agua aparecen en las gráficas siguientes.

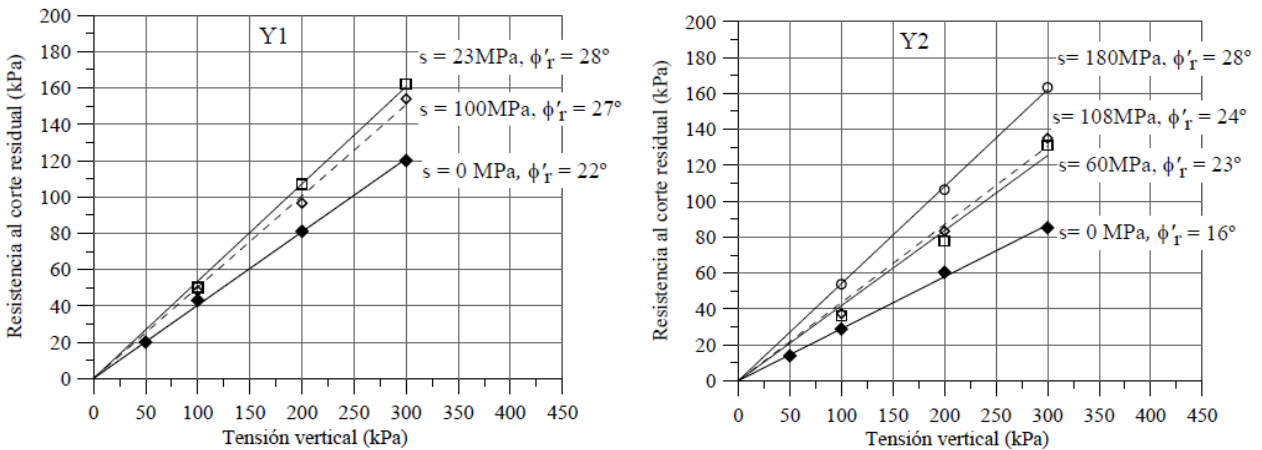


Figura 3.20. Envoltentes de rotura y ángulos de fricción residual para diferentes estados hidráulicos de muestras remoldeadas (Ref. 3)

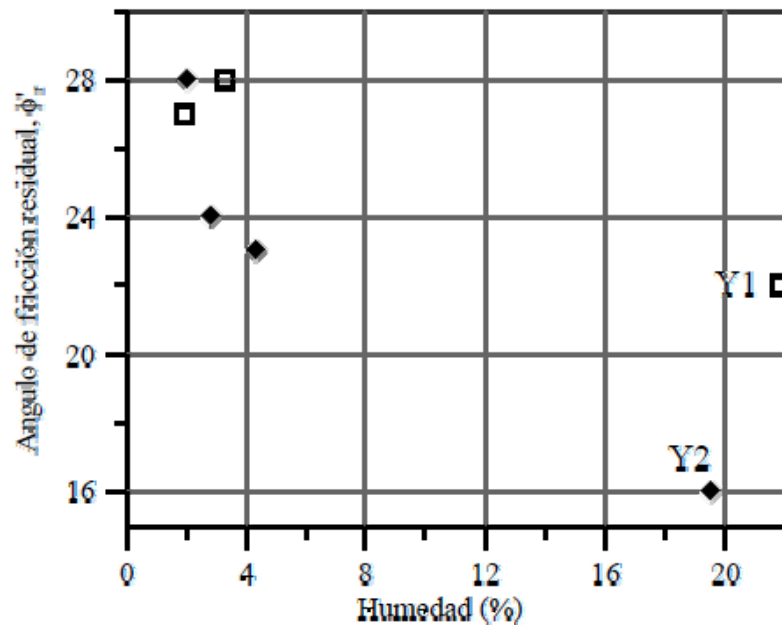


Figura 3.21. Variación del ángulo de fricción residual con el contenido de agua para las dos muestras ensayadas.

Se observa que para la condición saturada (equivalente a un contenido de agua de entre 20 y 22%), el ángulo de fricción residual mínimo es de 16° en pruebas de corte anular en muestras remoldeadas.

Por otro lado, la UPC también realizó pruebas de corte directo en muestras cúbicas, los valores del ángulo de fricción residual obtenidos para dos condiciones diferentes de grado de saturación aparecen en las gráficas siguientes para dos muestras cúbicas (B1 y B2).

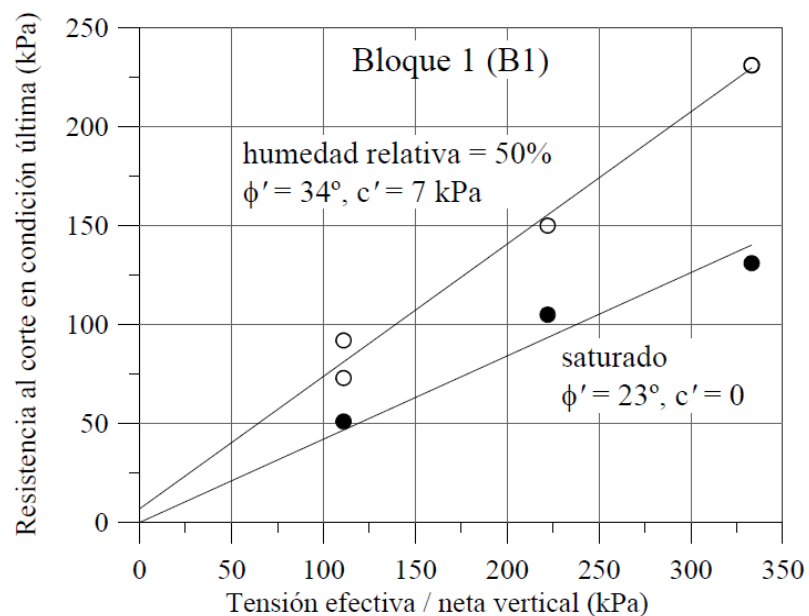


Figura 3.22. Envolvente de rotura (resistencia residual). Ensayos de corte directo multietapas a dos condiciones de humedad. Muestra: Bloque B1. Ref. 3.

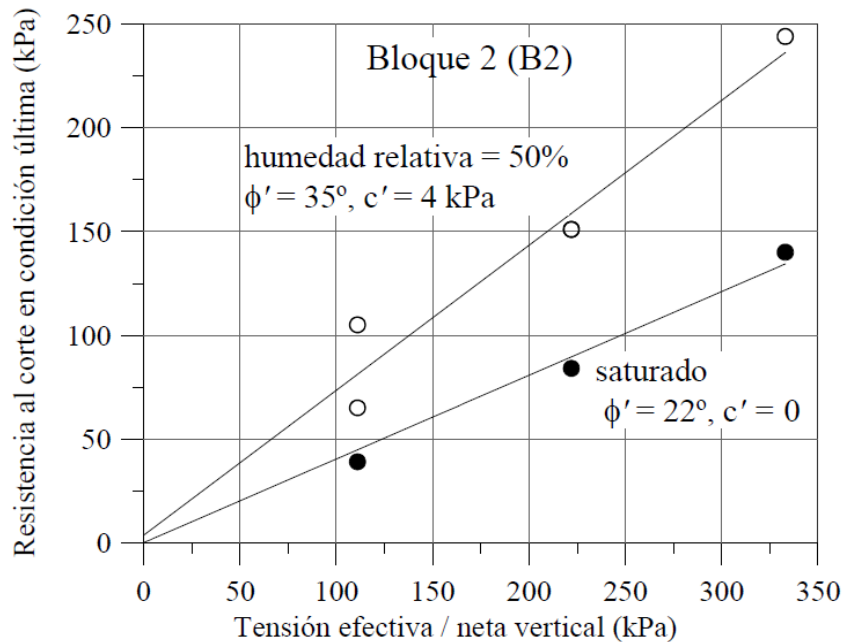


Figura 3.23. Envolvente de rotura (resistencia residual). Ensayos de corte directo multietapas a dos condiciones de humedad. Muestra: Bloque B2. Ref. 3.

En este caso, el ángulo de fricción residual mínimo fue de 22° . Este valor mayor puede atribuirse a la forma de la superficie de falla obtenida en la prueba, la cual no fue completamente plana.

En estos resultados se puede observar que, en general, el valor del ángulo de fricción residual depende en gran medida del grado de saturación, de tal manera que es posible observar una disminución de este parámetro de hasta un 30% cuando pasa de condiciones parcialmente saturadas (humedad relativa de 50%, equivalente a grados de saturación de entre 10 a 18%) a condiciones saturadas.

Los parámetros obtenidos por la UPC, resultaron mayores a los obtenidos en la GEIC; debido a lo anterior se consideró necesario incluir todos los resultados en una sola envolvente de resistencia de la cual se obtuvo como se explicó anteriormente un valor medio del ángulo de fricción para la arcilla de falla de 15 a 16° . Mientras que para la brecha de falla le corresponden valores de resistencia pico $\phi = 38^\circ$ y cohesión de $c = 250$ kPa; mientras que el ángulo de fricción residual alcanzó un valor de $\phi_r = 28^\circ$; lo anterior hace suponer que el deslizamiento ha sucedido por la zona más débil (arcilla), pudiendo en algunas zonas aportar resistencia el material brechado que contiene poca o nula cantidad de material arcilloso.

Las correlaciones: límite líquido vs ángulo de fricción residual, obtenidas del conjunto de ensayos realizados, se ajustaron adecuadamente a las correlaciones obtenidas por otros autores en pruebas de corte directo realizadas bajo condiciones similares y documentadas en la bibliografía.

Es muy importante en campañas de laboratorio como las aquí descritas, llevar a cabo las pruebas índice a todas las muestras, con la finalidad de caracterizar geotécnicamente los materiales y establecer correlaciones que permitan estimar los parámetros de resistencia en función de las propiedades índice.

3.2.3 Caracterización del macizo rocoso y definición de parámetros geotécnicos

Las clasificaciones geomecánicas constituyen actualmente un método fundamental para la caracterización geomecánica de los macizos rocosos, ya que permiten obtener parámetros de resistencia y deformabilidad del macizo y estimar los sostenimientos en excavaciones.

Las clasificaciones geomecánicas más utilizadas en la actualidad son la RMR (Rock Mass Rating) desarrollada por Bieniawski, Z. T en 1973, con actualizaciones en 1979 y 1989; y la Q, desarrollada por Barton, Lien y Lunde en 1974. La primera constituye un sistema de clasificación de macizos rocosos que permite a su vez relacionar índices de calidad con parámetros geotécnicos del macizo rocoso, así como también para el diseño del sostenimiento en excavaciones. La clasificación Q constituye un sistema de clasificación de macizos rocosos que permite diseñar sostenimientos para obras subterráneas. Si bien ambas proporcionan la clasificación del macizo, el parámetro RMR se ha considerado como un índice geomecánico para la evaluación y estimación de las propiedades del macizo rocoso.

Con la finalidad de clasificar geomecánicamente el macizo rocoso de la margen izquierda, se llevó a cabo la clasificación geomecánica correspondiente al RMR; esta clasificación tiene en cuenta los siguientes parámetros geomecánicos calificativos:

- Resistencia uniaxial de la matriz rocosa determinada en ensaye de compresión simple o de carga puntual
- Grado de fracturamiento en términos del RQD
- Espaciado o separación de las discontinuidades
- Condiciones o estado de las discontinuidades; donde se califica su longitud, abertura, rugosidad, relleno y alteración.
- Condiciones hidrogeológicas en el macizo rocoso.
- Se realiza además una corrección por la orientación de las discontinuidades (dirección y buzamiento) con respecto a la excavación, dependiendo del tipo de obra que se realizará en el macizo; túnel, cimentación o talud.

La incidencia de estos parámetros en el comportamiento geomecánico de un macizo se expresa por medio del índice de calidad RMR, el cual varía de 0 a 100, correspondiendo la puntuación de 0 a una roca de calidad muy mala (clase V) y la de 100 a una roca de calidad muy buena (clase I).

En la Tabla 3.5 se presenta la determinación del RMR para los materiales en la Margen Izquierda del P. H. La Yesca, resultando para la Ignimbrita Dacítica (Tmid) un valor de RMR = 59 (Clase III, Calidad Media). Para la Ignimbrita Riodacítica (Tmird) un valor de RMR = 64 (Clase II, Calidad Buena), a la Toba Lítica (Tmtl) le corresponde un valor de RMR = 64 (Clase II, Calidad Buena), mientras que para el Dique Andesítico (Tda) un valor de RMR = 35 (Clase IV, Calidad Mala).

Ignimbrita dacítica (Tmid)		Ignimbrita riocácitica (Tmird)		Toba lítica (Tmtl)		Dique andesítico (Tda)	
Parámetros de clasificación	Puntuación	Parámetros de clasificación	Puntuación	Parámetros de clasificación	Puntuación	Parámetros de clasificación	Puntuación
1 Resistencia de la matriz rocosa Compresión simple Rc (MPa) <i>Rc = 76 MPa</i>	7	1 Resistencia de la matriz rocosa Compresión simple Rc (MPa) <i>Rc = 124 MPa</i>	12	1 Resistencia de la matriz rocosa Compresión simple Rc (MPa) <i>Rc = 122 MPa</i>	12	1 Resistencia de la matriz rocosa Compresión simple Rc (MPa) <i>Rc = 79 MPa</i>	7
2 RQD <i>RQD = 40 %</i>	6	2 RQD <i>RQD = 40 %</i>	6	2 RQD <i>RQD = 40 %</i>	6	2 RQD <i>RQD = 20 %</i>	3
3 Separación entre diaclasas <i>(0.2-0.6 m)</i>	10	3 Separación entre diaclasas <i>(0.2-0.6 m)</i>	10	3 Separación entre diaclasas <i>(0.2-0.6 m)</i>	10	3 Separación entre diaclasas <i>(< 0.06 m)</i>	5
4 Estado de las discontinuidades <i>Longitud (> 1m)</i> 6 <i>Abertura (0.1 a 1 mm)</i> 4 <i>Rugosidad (muy Rugosa)</i> 6 <i>Relleno (ninguno)</i> 6 <i>Alteración (inalterada)</i> 6 28		4 Estado de las discontinuidades <i>Longitud (> 1m)</i> 6 <i>Abertura (0.1 a 1 mm)</i> 4 <i>Rugosidad (muy Rugosa)</i> 6 <i>Relleno (ninguno)</i> 6 <i>Alteración (inalterada)</i> 6 28		4 Estado de las discontinuidades <i>Longitud (> 1m)</i> 6 <i>Abertura (0.1 a 1 mm)</i> 4 <i>Rugosidad (muy Rugosa)</i> 6 <i>Relleno (ninguno)</i> 6 <i>Alteración (inalterada)</i> 6 28		4 Estado de las discontinuidades <i>Longitud (3 a 10)</i> 2 <i>Abertura (0.1 a 1mm)</i> 4 <i>Rugosidad (ondulada)</i> 1 <i>Relleno (duro) < 5 mm</i> 4 <i>Alteración (Muy alterada)</i> 1 12	
5 Agua Freática <i>Seco</i> 15 Corrección (Media) -7		5 Agua Freática <i>Seco</i> 15 Corrección (Media) -7		5 Agua Freática <i>Seco</i> 15 Corrección (Media) -7		5 Agua Freática <i>Seco</i> 15 Corrección (Media) -7	
RMR = 59		RMR = 64		RMR = 64		RMR = 35	
CALIDAD MEDIA		BUENA CALIDAD		BUENA CALIDAD		MALA CALIDAD	

Tabla 3.5 Parámetros promedio de roca intacta y clasificación del macizo rocoso MI.

La aplicación de las clasificaciones geomecánicas a los taludes permite evaluar empíricamente su estabilidad. A partir de la clasificación RMR, Romana (1997) ha propuesto la clasificación SMR aplicada a taludes.

El índice SMR se obtiene del RMR definiéndose unos factores de ajuste por orientación de las discontinuidades y por el método de excavación. Los factores de ajuste se obtienen de la tabla 3.6. El valor del SMR se obtiene de la siguiente manera:

$$SMR = RMR + (F_1 \times F_2 \times F_3) + F_4$$

Factores de ajuste por la orientación de las juntas (F ₁ , F ₂ y F ₃)						
Caso		Muy favorable	Favorable	Normal	Desfavorable	Muy desfavorable
P	$ \alpha_j - \alpha_s $	> 30°	30° - 20°	20° - 10°	10° - 5°	< 5°
T	$ \alpha_j - \alpha_s - 180° $					
P/T	F ₁	0,15	0,40	0,70	0,85	1,00
P	$ \beta_j $	< 20°	20° - 30°	30° - 35°	35° - 45°	> 45°
	F ₂	0,15	0,40	0,70	0,85	1,00
T	F ₂	1	1	1	1	1
P	$\beta_j - \beta_s$	> 10°	10° - 0°	0°	0° - (-10°)	< -10°

T	$\beta_j + \beta_s$	< 110°	110° - 120°	>120°	_____	_____
P/T	F ₃	0	-6	-25	-50	-60
Factor de ajuste por el método de excavación (F ₄)						
Método	Talud natural	Precorte	Voladura suave	Voladura o excavación mecánica	Voladura deficiente	
F ₄	+ 15	+ 10	+ 8	0	- 8	
Clase de estabilidad						
Clase	V	IV	III	II	I	
SMR	0 - 20	21 - 40	41 - 60	61 - 80	81 - 100	
Descripción	Muy mala	Mala	Normal	Buena	Muy buena	
Estabilidad	Totalmente inestable	Inestable	Parcialmente estable	Estable	Totalmente estable	
Roturas	Grandes roturas por planos continuos o por masa	Juntas o grandes cuñas	Algunas juntas o muchas cuñas	Algunos bloques	Ninguna	
Tratamiento	Reexcavación	Corrección	Sistemático	Ocasional	Ninguno	
P: Rotura plana α_s : Dirección del talud β_s : Buzamiento del talud T: Rotura por vuelco α_j : Dirección de las juntas β_j : Buzamiento de las juntas						

Tabla 3.6. Clasificación geomecánica de taludes SMR

En este caso se obtuvo el SMR para la masa de roca por arriba de la falla Colapso (Tmird alterada), a la cual se le asigno un RMR de 60. Considerando el valor de RMR, la dirección de la junta desfavorable, el buzamiento de la junta, respecto al buzamiento del talud como muy desfavorable; además de considerar un buzamiento promedio de 25° en el plano de la junta y una excavación realizada por medios mecánicos y/o voladura, se obtiene el siguiente SMR:

$$SMR = 60 + (0,85 \times 0,4 \times -60) + 0 = 39,6$$

es decir, se trata de un talud clase IV (mala) considerado como inestable y que puede presentar roturas a través de juntas y generar grandes cuñas.

Aunque este procedimiento permite clasificar geomecánicamente un talud y con ello su posible tratamiento en términos de estabilidad, no debe perderse de vista que resulta un primer diagnóstico basado en las condiciones geomorfológicas del terreno. Estudios detallados para validar esta clasificación y proporcionar las medidas de estabilización más convenientes deberán ser realizados.

A partir de los resultados de las pruebas de laboratorio y la clasificación del macizo rocoso se determinaron los parámetros de resistencia y deformabilidad de las distintas formaciones geológicas, complementando de esta manera el modelo geológico-geotécnico de la MI.

En la tabla 3.7 se muestran los parámetros obtenidos y que fueron empleados para realizar los análisis de estabilidad.

No. Mat	Descripción	γ	ν	E	c	ϕ	Tr
		kN/m ³		MPa	kPa	°	MPa
1	Arcilla falla Colapso (parc. Saturada)	24	0.43	20	50*	14*	0
2	Arcilla falla Colapso (Saturada)	24	0.43	15	25*	7*	0
3	Colapso 1	24	0.43	30	300	36	0
4	Ignimbritas altamente fracturadas	25	0.15	3900	300	36	0
5	Ignimbritas ligeramente silificadas	25	0.15	10000	1800	38	8
6	Ignimbritas poco fracturadas	25	0.15	17700	2270	42	12
7	Dique diabásico	25	0.15	17700	2270	42	7
8	Aluvión	20	0.30	200	0	42	0
9	Concreto	24	0.15	19500	5000	42	2.5

Donde:

γ .- Peso volumétrico del material

ν .- relación de poisson

E.- Modulo de elasticidad

c.- cohesión

ϕ .- Angulo de fricción interna

T_r.- Resistencia a la tensión

* Parámetros obtenidos del back analysis, los cuales se fueron ajustando considerando la información de las pruebas de laboratorio

Tabla 3.7 Parámetros geomecánicos de los materiales de la margen izquierda

3.3 Análisis de estabilidad

Una vez conocida la información topográfica, geológica, hidráulica y geotécnica, tanto de la masa deslizada como de la ladera, y las propiedades geomecánicas de los materiales, pueden construirse los modelos geológico y geotécnico para llevar a cabo los análisis a posteriori de estabilidad y del comportamiento de la ladera (back analysis).

La determinación cuantitativa de la estabilidad, en términos *deterministas* (mediante el cálculo del factor de seguridad o mediante el cálculo de las relaciones esfuerzo-deformación y de los desplazamientos admisibles) o *probabilistas*, son fundamentales para resolver los proyectos y problemas que involucran la inestabilidad de taludes y laderas.

Con la finalidad de contar con el marco teórico para la realización de los análisis de estabilidad de la ladera izquierda del P.H. La Yesca, a continuación se describe brevemente los métodos de análisis disponibles en la ingeniería geotécnica. A pesar de que existen diversos métodos, aquí solo se presentan aquellos que se utilizaron para evaluar la estabilidad del bloque inestable, para el estudio completo de estos métodos y de otras metodologías se sugiere remitirse a las referencias bibliográficas mencionadas al final de este trabajo.

Métodos de análisis de estabilidad de taludes en roca.

En la práctica profesional la estabilidad de taludes ha sido analizada utilizando distintas técnicas como lo son procedimientos analíticos (ábacos o nomogramas), métodos numéricos y métodos semiempíricos (correlaciones); en todos los casos generalmente los resultados se expresan en términos del factor de seguridad en estos caso los análisis son de tipo determinista. En otros casos

se emplean técnicas probabilísticas en donde la estabilidad de un talud se expresa en términos de la probabilidad de que se presente una falla o deslizamiento.

En el caso de los análisis deterministas, se conocen o suponen las condiciones en que se encuentra un talud, estos métodos indican si el talud es estable. Consisten en seleccionar los valores adecuados de los parámetros físicos y resistentes que controlan el comportamiento mecánico del material para a partir de ellos y de las leyes de comportamiento, definir el factor de seguridad del talud. Existen a su vez dos tipos de métodos: los de equilibrio límite y los tenso-deformacionales que consideran estados de esfuerzos estáticamente admisibles.

Por otro lado los métodos probabilísticos consideran la probabilidad de rotura de un talud bajo condiciones determinadas. Se necesita conocer las funciones de distribución de los diferentes parámetros considerados como variables aleatorias, lo cual implica un cierto grado de dificultad por la gran cantidad de datos necesarios, dadas las incertidumbres sobre las propiedades de los materiales; a partir de las funciones de distribución se realizan los cálculos del FS, mediante procesos iterativos. Se obtienen las funciones de densidad de probabilidad del FS y gráficas de estabilidad del talud, con el FS asociado a una determinada probabilidad de ocurrencia.

La elección más conveniente para el caso de aplicación práctica dependerá de los siguientes aspectos:

1. Las características geológicas y geomecánicas de los materiales del terreno
2. La información disponible del talud y su entorno; tales como: geometría, geología, hidrogeología, geotecnia, instrumentación, sobrecargas externas, etc.
3. Alcance y objetivo del estudio o análisis de estabilidad, grado de detalle, importancia del proyecto y resultados esperados.

Estos aspectos son a su vez, interdependientes entre sí; no se podrá realizar un análisis de estabilidad detallado si no se cuenta con la información necesaria y suficiente; por otro lado un análisis de estabilidad complejo como el que en este trabajo se presenta, no podrá ser abordado con un método simple y menos aún cuando se dispone de pocos datos de campo y laboratorio. Por consiguiente debe tenerse en cuenta que, tanto los datos de campo como los de laboratorio, deberán ser acordes en función del método de análisis de estabilidad que se vaya a emplear. Una vez conocidos los parámetros necesarios influyentes en la estabilidad del talud, se elegirá un modelo y método que represente racionalmente las condiciones particulares del caso de análisis. En México son pocos los casos que se resuelven mediante métodos probabilísticos, dada su dificultad.

A continuación se mencionan los métodos deterministas más comunes empleados en la práctica profesional y que de acuerdo al mecanismo de falla presentado en el sector inestable de la ladera izquierda del P.H. La Yesca son aplicables para su análisis.

Los métodos de equilibrio límite y tenso-deformacionales, aplicables al problema de inestabilidad de la ladera izquierda, son resumidos a continuación; si se requieren los principios teóricos o el desarrollo completo de cada método, se recomienda referirse a la bibliografía mencionada al final de este trabajo.

3.3.1 Métodos de equilibrio límite

Los métodos de equilibrio límite analizan el equilibrio de una masa potencialmente inestable y consisten en comparar las fuerzas tendientes al movimiento con las fuerzas resistentes que se oponen al mismo a lo largo de una determinada superficie de falla. Se basan en:

- Elección de una superficie teórica de falla o de rotura a través del talud
- El criterio de rotura Mohr-Coulomb

Así mismo se asumen las siguientes hipótesis:

- La superficie de falla debe ser cinemáticamente posible
- La resistencia se moviliza simultáneamente a lo largo de toda la superficie de falla
- La distribución de fuerzas actuando en la superficie de falla podrá ser calculada utilizando datos conocidos como presiones de agua, peso propio del material, etc.

Bajo estas condiciones se establecen las ecuaciones de equilibrio entre las fuerzas actuantes y las resistentes, pudiendo obtener los factores de seguridad.

a) Falla plana

Este método se aplica para analizar la estabilidad de un macizo rocoso a través de planos de discontinuidades, se considera que existen fuerzas que tienden a romper el equilibrio de la masa como la fuerza de gravedad, las sobrecargas impuestas en la superficie y otras fuerzas, pero al mismo tiempo existen fuerzas resistentes que tienden a restaurar el equilibrio como son la fricción y la cohesión del material.

La relación entre estas fuerzas (fuerzas resistentes/fuerzas actuantes) representa el factor de seguridad (FS), cuando el FS es igual a la unidad se dice que el talud se encuentra al límite del equilibrio puesto que las fuerzas resistentes son igual en magnitud a las fuerzas actuantes.

El factor de seguridad para el caso general se define como:

$$F.S. = \frac{CA + [W \cos \alpha + T \cos \phi - U - V \sin \alpha] \tan \phi}{W \sin \alpha - T \sin \phi + V \cos \alpha}$$

Donde:

CA = fuerza debida a la cohesión en el plano de deslizamiento (producto de la cohesión y la superficie del plano de falla)

$W \cos \alpha$ = componente estabilizadora del peso (normal a la superficie de deslizamiento)

$T \cos \phi$ = fuerza externa resistente aplicada sobre el talud (por ejemplo anclaje)

U = fuerza total debida a la presión del agua sobre la superficie de deslizamiento

$V \sin \alpha$ = componente de la fuerza ejercida por el agua contenida en una grieta de tensión

ϕ = ángulo entre las fuerzas externas y la normal al plano de falla

$W \sin \alpha$ = componente del peso tendiente al deslizamiento (paralela a la superficie de deslizamiento)

$T \sin \phi$ = componente de la fuerza externa resistente aplicada sobre el talud

$V \cos \alpha$ = fuerza ejercida por el agua sobre una grieta de tensión

b) Rotura en cuña

Se pueden emplear distintos procedimientos dependiendo de la precisión y finalidad del análisis. Las expresiones matemáticas que proporcionan el FS son complicadas de resolver. En el caso más simple, suponiendo que solo existe fricción para los dos planos de la cuña y que el ángulo de fricción es el mismo para ambos, el FS se obtiene como:

$$F = [(R_A + R_B) \tan \phi] / W \sin \alpha$$

Siendo α el ángulo de la línea de intersección de los planos con la horizontal; R_A y R_B las fuerzas resistentes, actuantes en la dirección paralela y perpendicular a la línea de intersección.

c) Método de Bishop

Este método es aplicable en macizos rocosos isótropos, muy alterados o intensamente fracturados y de baja resistencia (rocas blandas).

En este caso se supone una superficie de falla circular, dividiendo la masa deslizante en n rebanadas o franjas verticales. De esta manera se establece el equilibrio de momentos de las fuerzas actuantes en cada rebanada respecto al centro del círculo; de la condición de equilibrio de fuerzas verticales en cada rebanada se obtienen las fuerzas normales a la superficie de rotura y se sustituyen en la ecuación resultante de equilibrio de momentos.

El método de Bishop simplificado, supone además que las fuerzas de contacto entre dos rebanadas consecutivas, no influyen por estar equilibradas. Finalmente se obtiene el FS de la superficie considerada. Dado que el valor de FS no aparece en la expresión en forma explícita es necesario realizar varias iteraciones para obtener su valor.

Una vez obtenido el FS de una superficie considerada, se supone otra superficie circular y se determina el nuevo valor del FS, y así sucesivamente hasta obtener el mínimo. Generalmente las expresiones analíticas se programan y se analizan círculos con diferentes centros y radios, hasta encontrar el que proporciona el valor mínimo de FS.

Los análisis a posteriori mediante los métodos de equilibrio límite, proporcionan:

- El factor de seguridad de la ladera, a partir del conocimiento de la superficie de falla y las propiedades de los materiales.
- Los parámetros resistentes c y ϕ de plano de falla, fijando en el modelo la superficie de deslizamiento y el factor de seguridad, lo que permite comparar los resultados con los

obtenidos de laboratorio, y realizar análisis paramétricos o de sensibilidad para obtener los valores de los parámetros resistentes más representativos.

Existen programas comerciales de equilibrio límite tales como Geo-Slope o Slide que permiten llevar a cabo modelos y análisis de fallas rotacionales de manera simple y versátil. Por otro lado programas como RocPlane y Swedge permiten realizar análisis de fallas planas y de cuña, respectivamente.

3.3.2 Métodos tenso-deformacionales (Esfuerzo-Deformación).

Estos constituyen una alternativa a los métodos de equilibrio límite y una importante herramienta para el análisis de estabilidad de taludes; sin embargo, su aplicación debe estar justificada y deberá valorarse si las condiciones del problema son apropiadas para ser representadas con este método.

La principal ventaja de este método es que considera el comportamiento esfuerzo-deformación del material del terreno durante el proceso de deformación y rotura.

Ante determinadas cargas, el terreno se deforma en función de sus propiedades resistentes y deformacionales, siguiendo una cierta ley de comportamiento (modelo constitutivo) hasta alcanzar, en su caso, la falla o rotura, a la vez que se generan diferentes estados de esfuerzos en las distintas zonas del talud. Los métodos tenso-deformacionales permiten modelar esta evolución a partir de un modelo geométrico representativo del talud, la geología, la estratigrafía, los esfuerzos in situ, las presiones hidráulicas, las fuerzas dinámicas, etc.; debiendo aplicar también determinadas condiciones de contorno o condiciones de frontera. Al modelo se le aplica una ley de comportamiento de resistencia a cada material involucrado; la resolución de las ecuaciones de la elasticidad o plasticidad (u otro modelo de comportamiento) se realiza mediante el método de los elementos finitos, u otro método matemático, que proporcionan los valores de los esfuerzos, deformaciones y resistencias que se generan en el modelo analizado, aportando la naturaleza y magnitud de los desplazamientos del material, compatibles con la condición de equilibrio del talud.

A diferencia de los métodos de equilibrio límite que consideran únicamente las fuerzas que actúan sobre uno o varios puntos de la superficie de falla y que suponen que la rotura se produce de forma instantánea y que la resistencia se moviliza al mismo tiempo a lo largo de toda la superficie potencial de falla, los métodos tenso-deformacionales analizan el proceso de deformación en cada uno de los puntos seleccionados del modelo; también permiten evaluar la influencia de los diferentes parámetros en la estabilidad de un talud, como son los esfuerzos naturales del terreno, las presiones de agua, las fuerzas dinámicas, etc.

El conocimiento de la ley o leyes de comportamiento de resistencia que adoptan los materiales es fundamental para la modelación, así como la determinación de los parámetros de resistencia y de deformabilidad, lo que constituye la principal limitación en este tipo de método, aunado a la necesidad de llevar a cabo importantes trabajos de investigación en campo y laboratorio.

Los diferentes programas de computo disponibles en el campo de la geotecnia, proporcionan salidas gráficas con los desplazamientos, esfuerzos, deformaciones, etc., del talud que permiten identificar las zonas con potencial riesgo de inestabilidad y los mecanismos y modelos de rotura, pudiendo también proporcionar el valor del FS, que no es exactamente igual al de los métodos de equilibrio límite, al no definirse concretamente una superficie de falla.

En Mecánica de rocas muchos problemas son tridimensionales y la representación bidimensional es en el mejor de los casos una burda aproximación; para taludes, dado que la dimensión perpendicular

al plano de análisis puede ser grande, la orientación y geometría de las discontinuidades es poco probable que sea representada adecuadamente en una idealización bidimensional. Los métodos tenso-deformacionales permiten resolver tanto problemas bidimensional como tridimensionales, utilizando estos últimos cuando se requiera y justifique, teniendo presente que deberá contarse con amplia información y los procesos de análisis podrían resultar relativamente extensos.

Varios métodos de análisis matemático o numérico han sido desarrollados en las últimas tres décadas y con el apoyo de la tecnología computacional han llegando a ser comerciales en muchos casos.

Existen principalmente tres métodos numéricos los cuales son usados para resolver los problemas esfuerzo-deformación en mecánica de rocas. Uno de ellos es el Método de Elemento Finito (FEM) por sus siglas en inglés; otro es el Método de Elementos de Frontera (BEM) y el último es el Método de Elementos Discretos (DEM).

Son métodos aproximados ya que se obtiene una solución aproximada del problema, cada método tienen sus ventajas y desventajas; a continuación se describen brevemente de manera general.

El método de elemento finito (FEM).

Este es el método más utilizado en ingeniería, ha sido aplicado a un gran número de problemas en diferentes campos de conocimiento. Es empleado ampliamente para problemas carga-deformación, es capaz de relacionar las leyes de comportamiento de los materiales con las condiciones físicas y de cálculo del problema; la mayoría de los programas de elemento finito pueden parecer una “caja negra”, los usuarios le proporcionan datos de entrada al programa y después de un proceso de cálculo interno, éste proporciona los resultados. El método es relativamente sencillo y no se requiere de vasta experiencia para su uso en la solución de problemas de ingeniería; sin embargo, para hacer uso del potencial del método e interpretar los resultados de los cálculos, se necesita experiencia considerable.

El método esencialmente consiste en dividir el modelo de análisis en pequeños elementos geométricos (triángulos o rectángulos para el caso bidimensional, y tetraedros o cubos para el caso tridimensional) que son unidos en sus vértices por nodos; este proceso es conocido como la generación de la malla de elemento finito; a mayor número de elementos geométricos usados en el modelo de análisis, la solución será mejor aproximada. Los desplazamientos en los nodos son las variables desconocidas y entonces son calculados. Los esfuerzos se calculan en uno o varios puntos dentro de cada uno de los elementos.

La mayor desventaja del método es que requiere trabajos considerables para la obtención de información que permite la generación del modelo; por ejemplo, geometría, propiedades físicas y mecánicas de todos los materiales involucrados en el modelo, estado de esfuerzos iniciales, procedimientos constructivos, etc.

Un gran número de ecuaciones simultáneas (varios cientos a varios miles) son resueltas para obtener la solución, los tiempos de computo se incrementan si el modelo contiene materiales con comportamiento de resistencia no lineales o bien, si se trata de modelos tridimensionales.

A pesar de las condicionantes anteriores, el FEM ha sido extremadamente utilizado en la solución de problemas geotécnicos debido a su generalidad de aplicaciones y flexibilidad para la modelación, permitiendo considerar la acción de todo tipo de cargas, secuencias de construcción, instalación de soportes, etc.; en la referencia 14 indicada al final del trabajo se describe este método con más detalle.

El método de elementos de frontera (BEM).

Este método carece de la generalidad y flexibilidad del FEM, no es tan fácilmente comprensible y requiere un alto nivel de entendimiento de matemáticas complejas. Es un método numérico que resuelve ecuaciones en derivadas parciales lineales que han sido formuladas como ecuaciones integrales (en forma de *integral sobre la frontera*).

La ecuación integral se puede considerar como una solución exacta de la ecuación diferencial parcial. El método de los elementos de frontera usa las condiciones de frontera dadas y las usa para resolver una ecuación integral en la frontera, en lugar de tomarse valores en todo el espacio definido por una ecuación diferencial parcial. Una vez hecho esto, en la etapa de post-procesamiento, la ecuación integral se puede utilizar de nuevo para calcular numéricamente la solución en cualquier punto deseado en el interior del dominio.

BEM es aplicable a problemas para los cuales implican campos lineales en medios homogéneos. Esto restringe la generalidad de los problemas en los que el método se puede aplicar. En la formulación se pueden incluir también no-linealidades, pero esto en general introduce integrales de volumen que requieren que se discretice el dominio, quitando una de las ventajas más resaltadas del método.

La forma de resolver el problema es discretizando la frontera en trozos denominados "elementos" y luego se forma un sistema de ecuaciones que se organiza en forma matricial y se soluciona numéricamente.

El BEM es en ocasiones más eficiente que otros métodos, en términos de recursos computacionales para problemas donde hay una relación superficie/volumen baja. Conceptualmente, trabaja construyendo una "malla" sobre la superficie modelada. Sin embargo, para muchos problemas el método de elementos de frontera es significativamente menos eficiente.

Las formulaciones de elementos de frontera típicamente dan como resultado matrices que están completamente pobladas. Esto significa que los recursos de almacenamiento y tiempo computacional tienden a crecer proporcionalmente al cuadrado del tamaño del problema. En contraste, las matrices de elementos finitos son típicamente bandeadas (los elementos son sólo localmente conexos) y las necesidades de almacenamiento para este tipo de matrices crece típicamente linealmente con el tamaño del problema.

El método de elementos discretos (DEM).

Este método está basado en el tratamiento del modelo de análisis como un medio discontinuo más bien que como un medio continuo, como es el caso del FEM y BEM. Cuando las cargas son aplicadas, los cambios de las fuerzas de contacto entre elementos se modifican con el tiempo, en su versión original el método utilizó esferas rígidas o discos como elementos de contacto. Las ecuaciones de equilibrio dinámico para cada elemento son repetidamente resueltas hasta que las leyes o condiciones de contacto y frontera son satisfechas.

En versiones recientes, los elementos de contacto pueden ser de otras formas geométricas como en el caso del FEM, estos elementos también pueden ser deformables inclusive empleando leyes constitutivas complejas. Los elementos se pueden dividir basados en el criterio de fracturamiento durante el proceso de cálculo sin ninguna intervención externa.

De esta manera el método se caracteriza por:

- Permitir desplazamientos y rotaciones finitas de los cuerpos discretos, incluyendo su separación completa.
- Reconocimiento de nuevas interacciones (contactos) automáticamente a medida que avanza el cálculo.

Un código de elementos discretos debe incorporar un algoritmo eficiente para detectar y clasificar los contactos. Mantener una estructura de datos y sistema de asignación de memoria que puedan manejar cientos o miles de discontinuidades o contactos.

Existen algunos inconvenientes para su aplicación, principalmente los parámetros requeridos para la descripción del comportamiento del material requieren ser elegidos muy cuidadosamente, así como la descripción de las discontinuidades. El tiempo de cálculo requerido para resolver un problema de poca complejidad puede llegar a ser excesivo. Actualmente el método resulta muy útil para explicar la deformación y falla de macizos rocosos, proporcionando valiosa información cualitativa y cuantitativa sobre el mecanismo de falla; sin embargo, para ser considerada una herramienta de análisis aceptable en la práctica se requiere amplia experiencia geotécnica.

Puede decirse que la modelación mediante métodos esfuerzo-deformación permite:

- Determinar las pautas y el modelo de comportamiento esfuerzo-deformación de taludes y laderas, a partir de las propiedades de los materiales y su comparación con el comportamiento “real” observado y medido.
- Determinar los parámetros resistentes y de deformabilidad de los materiales, modelizando o “reproduciendo” los rasgos y el comportamiento observado en campo, y la comparación de estos parámetros con los obtenidos en laboratorio.

El empleo de programas comerciales de computadora permite la modelación detallada, el análisis de estabilidad y el comportamiento de taludes y laderas en suelos y rocas. Los programas PHASE2, PLAXIS, FLAC, entre otros permiten el análisis de casos complejos y de gran variabilidad en cuanto a las condiciones geológicas, hidráulicas, de esfuerzos, etc., permitiendo modelar también las medidas de estabilización. Existen también algunas aplicaciones para el análisis tridimensional de macizos rocosos discontinuos, que consideran los movimientos entre bloques rocosos a favor de las discontinuidades, tal es el caso del programa 3DEC.

Cuando se realiza el análisis de estabilidad de un talud, es conveniente combinar o aplicar por separado los diversos métodos (equilibrio límite y tenso-deformacionales), comparando sus resultados con el fin de lograr una mejor interpretación del caso analizado.

Adicionalmente puede comentarse que cualquier análisis de estabilidad de taludes requiere la intervención conjunta de los ingenieros geólogos y geotecnistas, quienes mediante la implementación de un programa de investigación del terreno estarán en condiciones de determinar el comportamiento mecánico del talud, identificando los mecanismos de falla probables y se podrán proponer alternativas de solución que respondan a las necesidades del proyecto en cuestión.

4 ELABORACIÓN DEL MODELO NUMÉRICO Y METODOLOGÍA DE ANÁLISIS PARA EVALUAR LA ESTABILIDAD DEL SECTOR INESTABLE

Los análisis de estabilidad permiten diseñar o revisar los taludes, mediante el cálculo del factor de seguridad, y definir el tipo de medidas correctoras o estabilizadoras que deben ser aplicadas en caso de presentarse una falla o de que no se alcancen los factores de seguridad mínimos admisibles. Es necesario el conocimiento geológico y geomecánico de los materiales que conforman el talud, de los posibles modelos o mecanismos de rotura que pueden tener lugar y de los factores que influyen, condicionan y desencadenan la inestabilidad.

Por otro lado, los modelos numéricos son programas computacionales que intentan representar la respuesta mecánica de un suelo o un macizo rocoso sujeto a un conjunto de condiciones iniciales; por ejemplo, esfuerzos in-situ, niveles de agua subterránea, etc.; condiciones de borde y cambios inducidos por las alteraciones del terreno, por ejemplo, las debidas a las excavaciones. Estos modelos son actualmente la herramienta fundamental para llevar a cabo los análisis de estabilidad.

El problema de estabilidad del sector de la MI del P.H. La Yesca fue modelado y analizado por medio del programa de computo *PLAXIS V.8.6*, el cual es un programa de computadora basado en elementos finitos bidimensionales, diseñado específicamente para la realización de análisis de deformación y estabilidad de problemas geotécnicos. Las situaciones modelizables corresponden a problemas de deformación plana o axisimétricos. El programa utiliza una interfaz gráfica que permite a los usuarios generar rápidamente un modelo geométrico y una malla de elementos finitos basada en una sección transversal vertical representativa del problema que se trate. Para el cálculo de los factores de seguridad, se utilizó el método de reducción de resistencia que se explica más adelante.

Cabe mencionar que debido a la magnitud del proyecto y el impacto del problema de inestabilidad en el mismo, no se escatimaron esfuerzo en analizar y proponer soluciones a dicho problema. De esta manera, se realizaron simultáneamente análisis de estabilidad empleando diferentes metodologías por parte de prestigias empresas de consultoría e institutos de investigación.

En este trabajo se presentan los análisis bidimensionales en elemento finito, que sirvieron de base para proporcionar las acciones de estabilización de manera oportuna en la etapa más crítica del deslizamiento y permitieron también, proponer y evaluar las distintas obras de estabilización definitivas.

Algunas de las razones por las cuales se empleo el método de elemento finito fueron las siguientes:

- No se disponía de otros métodos tenso-deformacionales que permitieran llevar a cabo los análisis de manera flexible y obtener resultados en muy poco tiempo. Los métodos analíticos y de equilibrio límite tienden a simplificar demasiado el problema, llevando en ocasiones a soluciones demasiado conservadoras.
- El comportamiento de la ladera observado y medido por la instrumentación se logro reproducir adecuadamente.
- Era posible realizar análisis paramétricos y de sensibilidad con el fin de estimar los parámetros de resistencia del material arcilloso al momento de la falla (Back analysis).

- Se podían evaluar múltiples posibilidades (hipótesis, opciones de diseño y medidas de estabilización).
- Por el contrario, se tenía la desventaja de no considerar el efecto tridimensional, tanto en las dimensiones del bloque inestable en el plano perpendicular al de análisis; así como también la aportación “real” de las obras de estabilización.

4.1 Generación del modelo

La descripción general del programa de elemento finito utilizado es la siguiente:

La interfaz de usuario está constituido por cuatro módulos o subprogramas: Input, Calculations, Output y Curves.

Input ó Pre-proceso, que consiste en la definición de geometría, generación de la malla de elementos finitos, las condiciones de frontera, asignación de propiedades a los materiales y su modelo constitutivo, condiciones iniciales de esfuerzos, etc. Existen opciones para la regularización de la malla y pre-condicionamiento para garantizar una mejor aproximación o una mejor convergencia del cálculo.

Cálculo, el resultado del pre-proceso, en un problema simple no-dependiente del tiempo, permite generar un conjunto de N ecuaciones y N incógnitas, sistema que puede ser resuelto con cualquier algoritmo para la resolución de sistemas de ecuaciones lineales. Cuando el problema a tratar es un problema no-lineal o un problema dependiente del tiempo, a veces el cálculo consiste en una sucesión finita de sistemas de N ecuaciones y N incógnitas, que deben resolverse uno a continuación de otro, y cuya entrada depende del resultado del paso anterior. En este módulo se definen las condiciones de análisis que se desea evaluar, análisis elástico lineal, de reducción de resistencia, de flujo de agua, etc.

Output ó Post-proceso, el cálculo proporciona valores de cierto conjunto de funciones en los nodos de la malla que define la discretización, en el post-proceso se calculan magnitudes derivadas de los valores obtenidos para los nodos (interpolación). En este módulo se visualizan los resultados y sus diversas presentaciones, esto tanto para la etapa inicial y para cada fase o etapa de cálculo. De esta manera se visualizan deformaciones, desplazamientos, esfuerzos, presiones de poro, etc.

Gráficas, es la representación gráfica de ciertos parámetros calculados, son ayudas que permiten complementar e interpretar los resultados.

La secuencia empleada para la modelación y análisis del problema, con ayuda del programa de elemento finito se puede resumir en el diagrama siguiente:

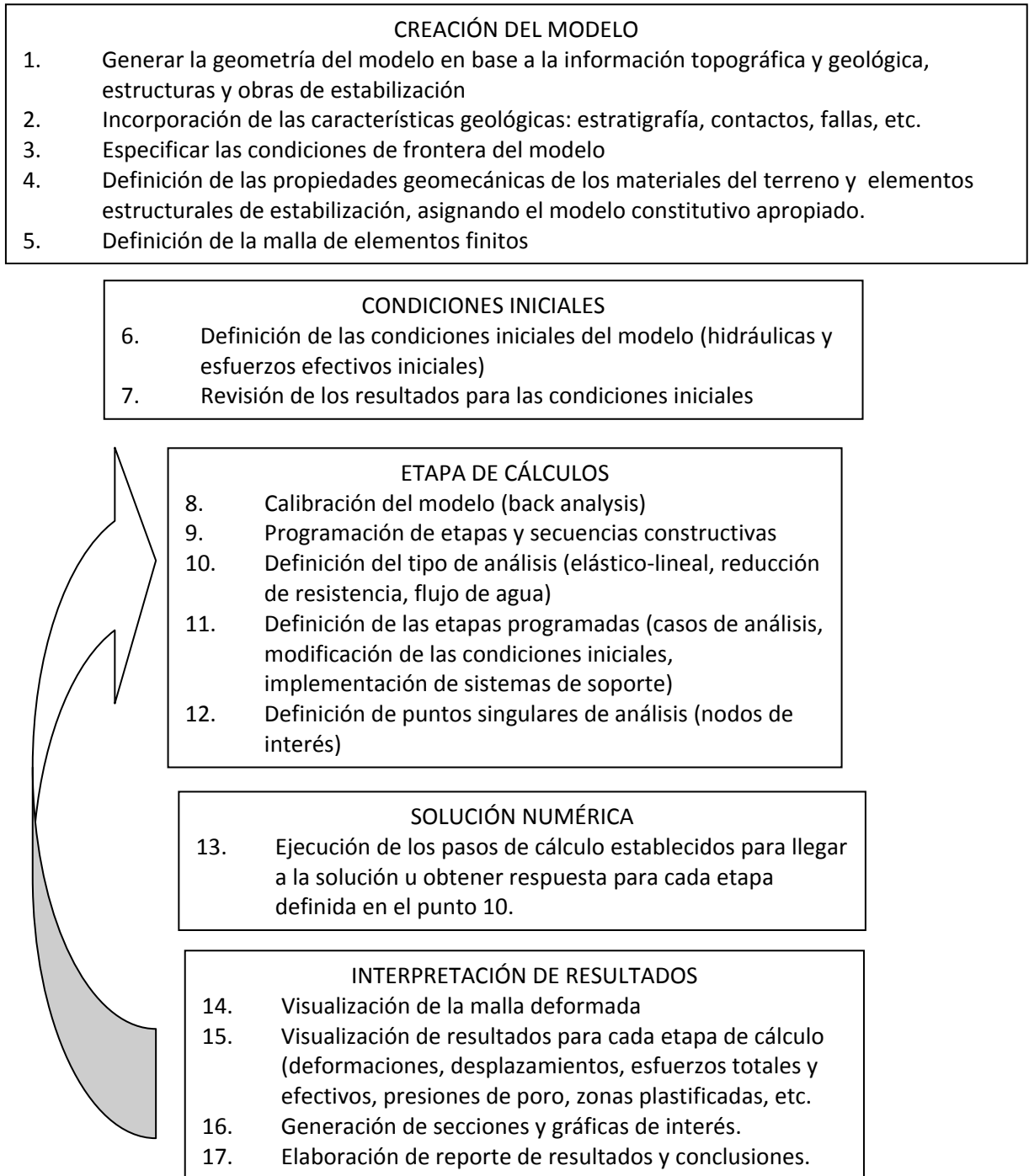


Figura 4.1 Secuencia general de modelación

Durante el proceso de modelado numérico se trabajó con varias secciones geológicas. Se encontró que la que presentaba las condiciones más críticas en función de análisis de estabilidad preliminares, correspondía a la sección geológica H-H', la cual es prácticamente paralela al túnel de desvío No. 2 en su tramo inicial, por lo que fue finalmente la utilizada en los análisis de elemento finito. En la figura 4.2 se muestra la traza de esta sección.



Figura 4.2 Traza de la sección de análisis H-H'

Recordemos la falla Colapso se encuentra constituida por roca muy alterada y una capa de arcilla de muy baja resistencia al corte con espesores que alcanzan casi 1 m, producto de la alteración de los materiales de la falla; el espesor total de la zona de falla varía entre 2 y 10 m aproximadamente. Por arriba de la falla Colapso, la roca apareció altamente fracturada por lo que su deformabilidad fue alta y una resistencia baja en términos relativos, por debajo de ella la roca mejoró sensiblemente, lo que se atribuye a que esta zona fue parte del bloque no movido o con movimientos relativamente menores.

Como parte de los estudios del deslizamiento se realizaron sondeos exploratorios, se implementó un sistema de instrumentación y se llevaron a cabo una serie de pruebas de laboratorio para determinar las propiedades geotécnicas de los materiales involucrados en el mecanismo de falla; particularmente se programaron ensayos de corte directo en muestras cúbicas que contenían el plano arcilloso de la falla Colapso con la finalidad de definir los parámetros de resistencia de esta discontinuidad sobre la cual deslizó la masa de roca.

Con base en la información disponible se generó un modelo bidimensional de elementos finitos susceptible de análisis, que permitiera evaluar y proporcionar acciones inmediatas para la estabilidad de la ladera (Figura 4.3). A la sección geológica-geotécnica crítica (Sección H-H) se le asignaron los parámetros geomecánicos de los materiales definidos en el capítulo 3, a excepción de la capa arcillosa de la falla Colapso, los cuales se obtuvieron mediante un análisis inverso (Back analysis).

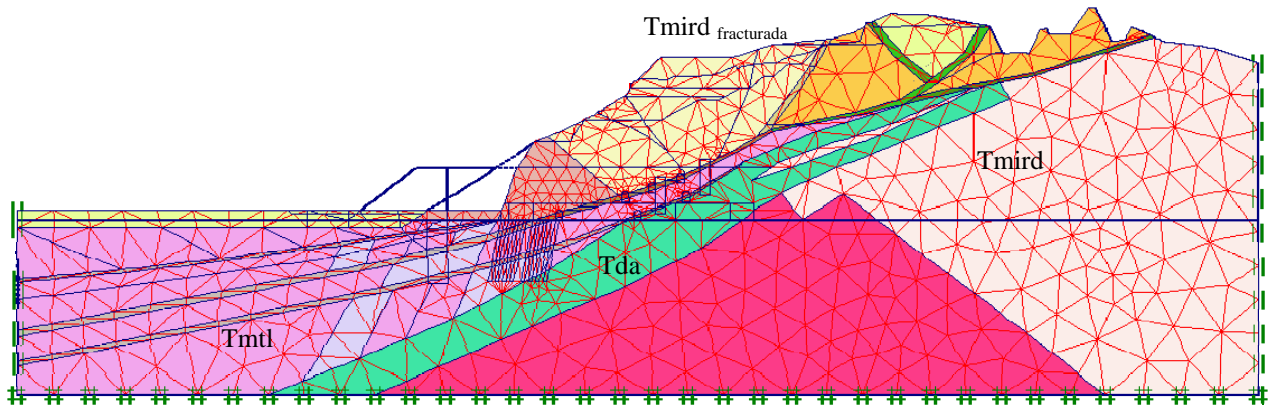


Figura 4.3. Modelo geotécnico en elementos finitos del bloque inestable (sección H-H')

El proceso de Back analysis fue el siguiente:

Ejecución de un análisis inverso para reproducir las condiciones de falla iniciales y determinar los parámetros de resistencia al corte de la capa de arcilla existente en el plano de la falla Colapso, considerando que el factor de seguridad (FS) en ese momento era igual a 1.0. Se evaluaron dos casos.

- El primero consideró que el bloque inestable tenía un $FS = 1.0$ en mayo de 2008, fecha en que se registraron los mayores desplazamientos y cuando aún no se había ejecutado ninguna obra de estabilización. Lo anterior suponía que el desplazamiento del bloque en esos meses se debía principalmente a la influencia de los trabajos que se realizaban en la zona (uso de explosivos y excavación de los túneles de desvío).
- El segundo consideró que el bloque inestable alcanzó un $FS = 1.0$ en febrero de 2009, cuando ya se habían implementado algunas obras de estabilización inmediatas y los desplazamientos registrados por la instrumentación prácticamente habían cesado, esta situación representaba condiciones de análisis más conservadoras. (Figura 4.4)

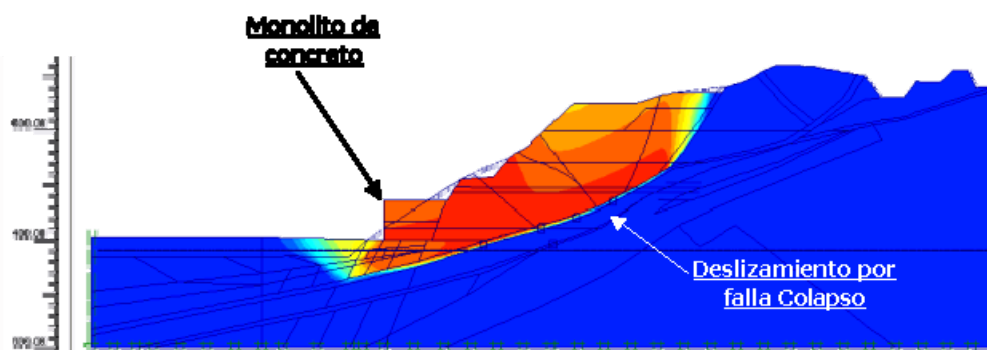


Figura 4.4 Contornos de desplazamientos que representa la falla del bloque inestable y que coincidió adecuadamente con lo medido en campo. Back analysis, $FS = 1.05$

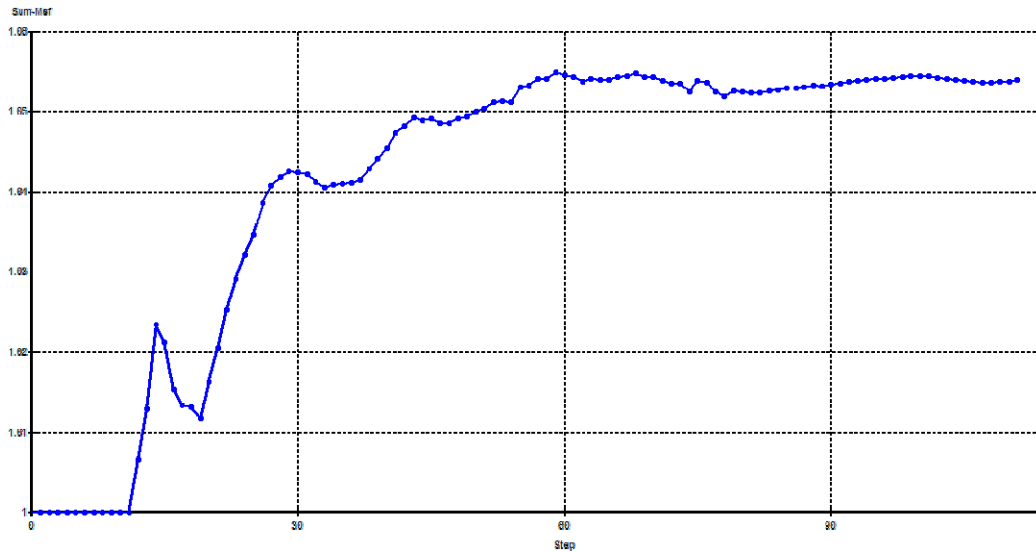


Figura 4.5 Gráfica número de pasos vs Factor de seguridad, se aprecia el FS=1,05 al momento de la falla (segundo caso).

Los resultados del análisis inverso para el primer caso, indicaron que en condiciones naturales y por arriba del nivel del río (condiciones parcialmente saturadas) el ángulo de fricción residual de esta arcilla (ϕ_r) en el momento del deslizamiento estaría en un orden de 16-17°, mientras que al saturarse (tramo de la falla Colapso, por debajo del nivel del río) era posible considerar un ángulo de fricción de 7°, como lo revelaron posteriormente la primera campaña de pruebas de corte directo realizadas en el laboratorio de la GEIC.

Para el segundo caso de análisis inverso, donde se consideró que con las primeras obras de estabilización apenas se habría alcanzado el FS de 1.0, los resultados indicaban que el valor de ϕ_r , representativo de la falla Colapso en condiciones parcialmente saturadas era de 14°, mientras que para condiciones saturadas se mantenía el valor de 7°.

Este proceso de back analysis, permitió también calibrar el modelo, de tal manera que el mecanismo de falla y los límites del sector inestable, coincidieron adecuadamente con las mediciones de la instrumentación y las observaciones en campo.

De esta manera, el análisis inicial permitió confirmar que el mecanismo de falla consistió en el deslizamiento de una gran masa de roca sobre un plano débil (falla Colapso) debido a la excavación de los portales de entrada; esta remoción de material tuvo dos efectos, por un lado disminuyó la resistencia al pie del bloque y, por otro, le dio salida al mismo. Figura 4.6

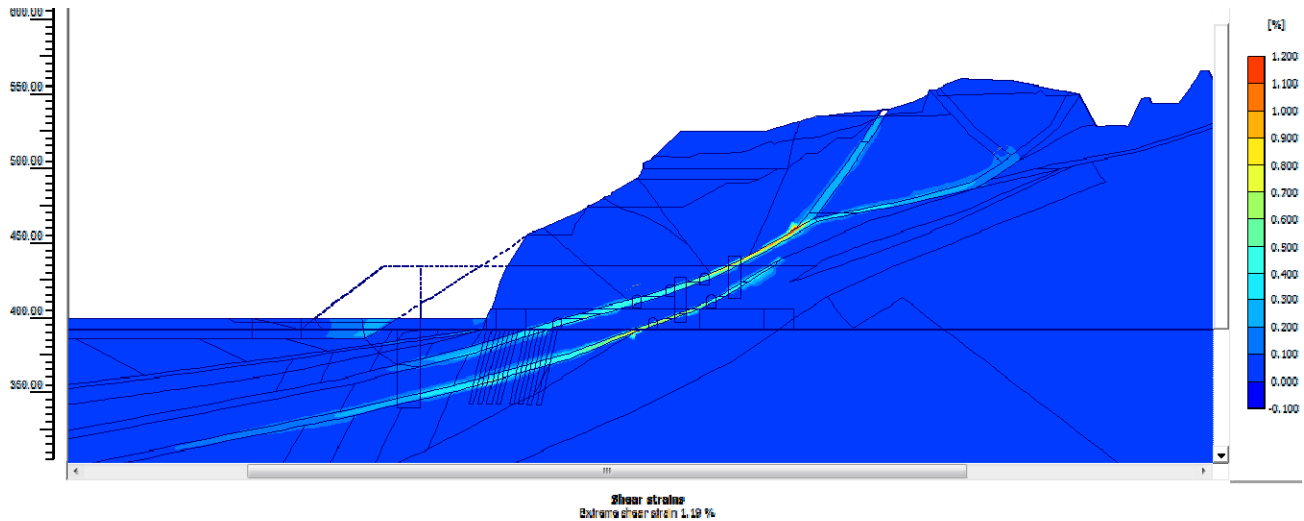


Figura 4.6 Deformaciones angulares a través del plano de falla

Puesto que el análisis se realizó considerando un modelo bidimensional, fue necesario transformar las obras de estabilización tridimensionales a una condición bidimensional. Lo anterior se hizo de la siguiente manera:

- Se sabe que el bloque inestable delimitado por las fallas Colapso, Colapso 1 y Colapso 2 poseía originalmente un volumen (V_t) de 2.5 millones de m^3
- El área del bloque inestable (A) en la sección H-H' es de $15\,250\ m^2$
- Por lo anterior, el ancho equivalente es igual a $B_{eq} = V_t/A = 164\ m$.
- Para incluir un elemento tridimensional en el modelo bidimensional se calcularon sus parámetros ponderándolos con base en sus dimensiones de acuerdo a lo siguiente:

$$(\text{tg } \phi)_{eq} = [(\text{tg } \phi_{e3d}) \times B_{e3d} + (\text{tg } \phi_{sr}) \times (B_{eq} - B_{e3d})] / B_{eq}$$

$$c_{eq} = [c_{e3d} \times B_{eq} + c_{sr} (B_{eq} - B_{e3d})] / B_{eq}$$

En donde:

$(\text{tg } \phi)_{eq}$, tangente del ángulo de fricción del elemento equivalente que sustituye al elemento tridimensional en el análisis

ϕ_{e3d} , ángulo de fricción del elemento estabilizador tridimensional

B_{e3d} , ancho real del elemento tridimensional

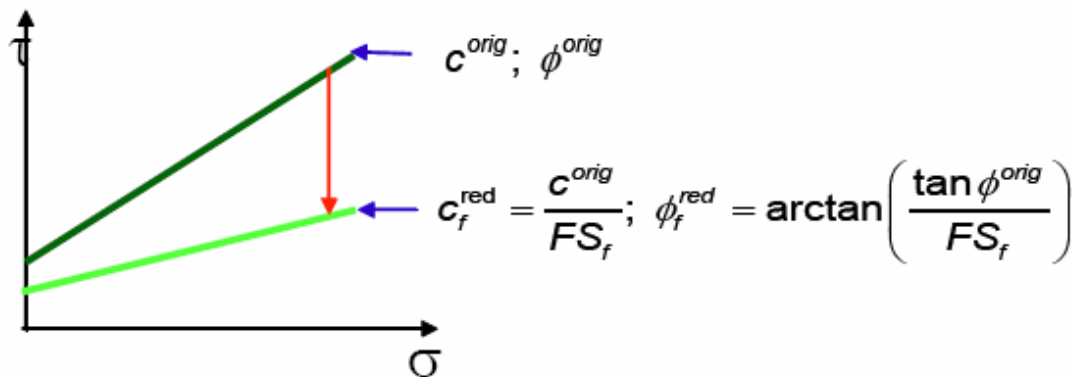
B_{eq} , ancho equivalente de la sección bidimensional analizada

Mediante el procedimiento anterior los parámetros de resistencia de los elementos u obras estabilizadoras fueron reducidos en el modelo bidimensional para tomar en cuenta sus dimensiones tridimensionales finitas. Por otro lado también se realizó una disminución del peso volumétrico de las obras de estabilización para hacer la conversión 3D a 2D.

El programa de elementos finitos utiliza el método de reducción de resistencia para determinar el factor de seguridad; esto se realiza de la siguiente manera:

- a) Se considera que los materiales se comportan de acuerdo a un modelo constitutivo elastoplástico Mohr-Coulomb
- b) El factor de seguridad se determina realizando una serie de corridas en las cuales se va reduciendo de manera generalizada la resistencia de los materiales de acuerdo a las siguientes ecuaciones.

$$\tau^{red} = \frac{\tau^{orig}}{FS} = \frac{c}{FS} + \sigma \cdot \frac{\tan \phi}{FS} = c^{red} + \sigma \cdot \tan \phi^{red} \rightarrow \begin{cases} c^{red} = \frac{c^{orig}}{FS} \\ \phi^{red} = \arctan\left(\frac{\tan \phi^{orig}}{FS}\right) \end{cases}$$



- c) El factor de seguridad se encuentra como el correspondiente a aquellos parámetros reducidos que producen una condición de falla en el modelo. Esta condición se da cuando en el análisis se presentan desplazamientos excesivos (del orden de magnitud en metros).

A partir del Back analysis y con el modelo calibrado, se analizaron diversas obras de estabilización que permitieran incrementar la estabilidad del sector durante la construcción y posteriormente, durante la operación de la presa; a fin de implementar y adecuar las acciones necesarias mientras se realizaba la construcción del proyecto.

4.2 Medidas de estabilización o corrección

Las medidas de corrección y estabilización de laderas están encaminadas a prevenir los procesos de deslizamiento y mitigar los daños. Su aplicación depende principalmente de la magnitud y velocidad de los movimientos, pueden realizarse antes o durante el movimiento, siempre que su velocidad lo permita.

Las acciones una vez que existe una masa inestable, se deciden en función de:

- El volumen de la masa inestable

- La velocidad del proceso y comportamiento de la masa
- La profundidad de los planos de falla
- La pendiente y altura de la ladera
- El tipo de materiales presentes
- Las condiciones de acceso y seguridad a la ladera

Las acciones más efectivas y muchas veces las menos costosas, son las que intervienen directamente sobre las causas que desencadenan las inestabilidades. En el caso de los deslizamientos, son recomendables sobre todo cuando presentan cierta magnitud o profundidad, las obras de drenaje y la modificación de la geometría, al actuar sobre dos de los factores principales que condicionan las inestabilidades: las presiones intersticiales y la distribución de las fuerzas debidas al terreno.

Otras medidas como la instalación de anclas y cables, son recomendables en caso de inestabilidad en macizos rocosos para evitar los deslizamientos y desprendimientos de bloques, no siendo efectivas en deslizamientos en suelos o rocas de muy mala calidad; a menos que se instalen sobre muros o vigas que repartan las fuerzas de manera uniforme. En este último caso son más efectivos los elementos resistentes como pilotes, muros o pantallas.

Los contrafuertes son estructuras masivas de concreto o mampostería que se colocan en la base del talud y que proporcionan fuerzas resistentes adicionales.

El drenaje en la superficie de falla reduce las presiones de agua actuantes en el plano de deslizamiento aumentando el esfuerzo normal efectivo y por tanto, aumentando la resistencia.

Quitar peso en algunas zonas no es una solución muy efectiva cuando la superficie de deslizamiento es un plano con inclinación constante. Si existe presión de agua independiente del peso actuante, esta solución puede ser contraproducente. Si la superficie de deslizamiento está formada por varios planos, será conveniente quitar peso a los bloques arriba de los planos con mayor inclinación.

El colocar peso en algunas zonas actúa en forma contraria al caso del párrafo anterior. Si la superficie de deslizamiento está formada por varios planos, conviene colocar peso en los bloques arriba de los planos con menor inclinación.

4.3 Evaluación de la estabilidad y medidas de estabilización inmediatas

Una vez definido el modelo numérico se realizaron análisis de estabilidad a fin de evaluar acciones inmediatas orientadas a detener el movimiento y proporcionar seguridad a las estructuras de la MI. De esta forma, una de las primeras decisiones consistió en girar el eje de la cortina 14° , de tal manera que tres de los puntos de apoyo del plinto quedaran fuera del sector inestable. También se dio la recomendación de realizar voladuras controladas durante la excavación de los túneles de desvío.

Los análisis indicaban que para alcanzar FS adecuados para la etapa de construcción era necesario construir obras estabilizadoras, con base en lo anterior, se ejecutaron dos acciones de estabilización inmediatas. La primera acción constructiva consistió en la remoción de al menos $180,000 \text{ m}^3$ de roca de la parte superior del sector inestable; la segunda en la construcción de un bloque o monolito de concreto que representaba un volumen del orden de $120,000 \text{ m}^3$ frente a los portales de entrada de los túneles de desvío.

Una vez concluidas estas obras el movimiento del bloque inestable prácticamente se detuvo, pasando de valores de desplazamiento de 3,9 mm/día en junio de 2008, a 0.26 mm/día (8 mm/mes) en noviembre de 2009.

Adicionalmente se hizo la colocación de enrocamiento frente al portal de entrada, para esta medida fue necesario la construcción de túneles falsos y el recargue de material 3B frente al monolito de concreto.

4.4 Obras de estabilización a mediano y largo plazo, casos predictivos

Se revisaron las condiciones de estabilidad a mediano y largo plazo para el bloque inestable considerando las obras de estabilización inmediatas. Los resultados indicaron que el deslizamiento se reactivaría para las condiciones de operación, tales como: embalse lleno, embalse parcial y vaciado rápido (situaciones con elevación de los niveles del agua en el bloque inestable); adicionalmente para la condición eventual de sismo también se generarían problemas de inestabilidad, por lo que fue necesario plantear obras de estabilización adicionales.

De esta manera se estudiaron los siguientes casos:

- a) Remoción adicional de material en la parte superior del bloque inestable
- b) Drenaje del bloque inestable mediante galerías para evitar que se incrementaran los niveles de agua por arriba de la falla Colapso
- c) Colocación de material de enrocamiento en el portal de entrada de los túneles de desvío, al frente del monolito de concreto.
- d) Construcción de galerías de cortante o fricción (reellenas de concreto) intersecando la falla y en su misma dirección.
- e) Construcción de muros o pilas de cortante (de concreto) al pie del bloque inestable
- f) Construcción de varios cilindros de cortante de gran diámetro reellenos de concreto e intersecando la falla (también llamados lumbreras de cortante).
- g) Relleno con concreto del túnel de desvío 1 al final de la construcción en la zona en la que intercepta a la falla Colapso y a sus réplicas. Se considera que el tapón actúa como llave de fricción.

5 OBRAS DE ESTABILIZACIÓN EVALUADAS, ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE LOS RESULTADOS Y PROPUESTA DE SOLUCIÓN

Los resultados de los análisis para los casos predictivos indicaron que el deslizamiento se reactivaría para las condiciones de operación de la Central Hidroeléctrica, principalmente para los eventos de vaciado rápido y sismo. Por lo anterior estas condiciones fueron evaluadas considerando las distintas obras de estabilización en su conjunto, con el fin de garantizar los factores de seguridad mínimos admisibles. En seguida se describen brevemente los aspectos que fueron considerados para evaluar la estabilidad del sector inestable, bajo estas condiciones particulares.

ANÁLISIS SISMICO DE TALUDES Y PRESAS.

Los sismos pueden inducir fuerzas dinámicas desestabilizadoras en terraplenes, taludes naturales y artificiales, así como rellenos de retención. El resultado puede ser un nivel inaceptable de deformación e incluso una falla total de estas estructuras.

Existe una serie de métodos de análisis para evaluar los efectos de los movimientos sísmicos, que van desde una simple aproximación seudoestática a exhaustivos métodos esfuerzo-deformación dinámicos en elementos finitos, que toman en cuenta para ello un material con comportamiento no lineal y reducción de resistencia debida a la licuación o ablandamiento.

En el método seudoestático fuerzas inerciales inducidas por el sismo son representadas en términos de aceleraciones seudoestáticas, a_h y a_v , y asociadas a fuerzas inerciales, F_h y F_v :

$$F_h = \frac{a_h}{g} W = k_h W \qquad F_v = \frac{a_v}{g} W = k_v W$$

donde a_h y a_v son las aceleraciones horizontal y vertical, respectivamente, asociadas a un nivel particular de sismo, y k_h y k_v son los coeficientes sísmicos seudoestáticos adimensionales, W es el peso de la masa fallada. Estas fuerzas pueden ser incorporadas dentro de un análisis de equilibrio límite, procedimiento para determinar un factor de seguridad global equivalente. Por ejemplo, en términos del método ordinario de dovelas (figura 5.1), el factor de seguridad se expresa como:

$$FS = \frac{\text{Fuerzas resistentes}}{\text{Fuerzas actuantes}} = \frac{\sum_n^M cb + [(W - F_v) \cos \alpha - F_h \sin \alpha] \tan \varphi}{(W - F_v) \sin \alpha + F_h \cos \alpha}$$

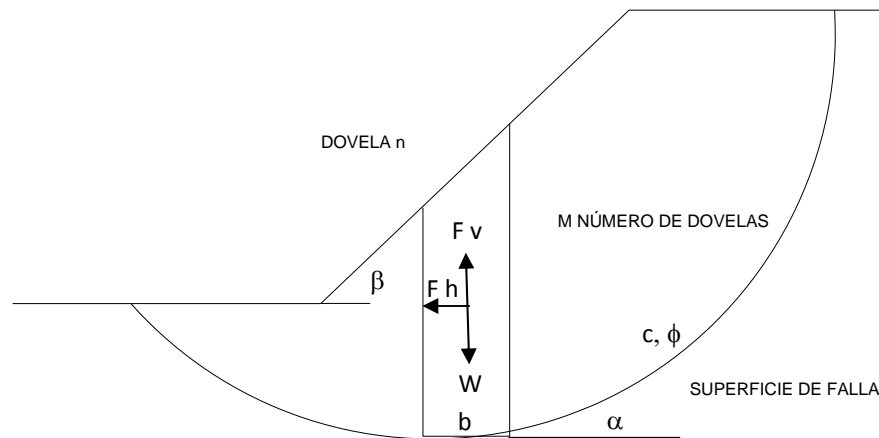


Figura 5.1. Método de dovelas para análisis de estabilidad de taludes con fuerzas sísmicas pseudoestáticas.

Donde c y ϕ son los parámetros de resistencia Mohr-Coulomb a lo largo de la superficie de falla y la sumatoria de todos los sectores M . En comparación con el caso no sísmico, F_h claramente resulta en una reducción del FS. Por otro lado el efecto de F_v es menos marcado porque este aparece con el mismo signo tanto en el numerador como en el denominador de la expresión del FS. En consecuencia es común omitir F_v .

Muchos programas comerciales modernos de estabilidad de taludes por equilibrio límite aplican este tipo de análisis pseudoestático. La dificultad radica en seleccionar apropiadamente los valores de k_h y FS. Porque k_h representa el efecto inercial del sismo, es razonable asumir que debe estar relacionada de alguna manera a la aceleración horizontal pico a_{max} (PHA); este valor solo se produce durante un periodo de tiempo muy corto. Por lo tanto, en la práctica k_h es tomado como una fracción de la aceleración máxima. Se requerido seleccionar con criterio y con base a la experiencia los valores apropiados de k_h . Algunos valores propuestos pueden encontrarse en la literatura y se listan en la tabla 5.1.

k_h	FS	Comentarios	Fuente
0.10	> 1	Sismo mayor	Cuerpo de ingenieros de la armada U.S
0.15	> 1	Sismo enorme	
0.05-0.15		Práctica estándar; algo mayor condiciones críticas	Estado de California
0.15-0.25	> 1	Práctica estándar	Japón
0.15	> 1.15	Con un 20% de reducción de resistencia	Seed (1979)
1/3 a 1/2 PGA	> 1		Marcuson y Franklin (1983)
1/2 PGA	> 1	Con un 20% de reducción de resistencia	Hynes-Griffin y Franklin (1984)

Tabla 5.1. Valores típicos de k_h y FS para uso en cálculos de estabilidad.

PGA.- Aceleración pico del terreno.

El valor de k_h es a menudo prescrito en códigos locales. Aunque es fácil llevar a cabo la aproximación seudo estática de manera simplista; esto intenta representar el comportamiento dinámico complejo en términos de fuerzas estáticas. La estabilidad es expresada en términos de un factor de seguridad total.

La suposición implícita es que el suelo es plástico, rígido e incompresible. Esto no representa una aproximación apropiada en casos donde significativas presiones de poro en exceso pueden acumularse o donde la degradación de resistencia debida a la carga sísmica es en exceso es de aproximadamente 15% (Kramer, 1996).

Los desplazamientos asociados con la variación en el tiempo de las fuerzas inerciales pueden ser estimados, en una primera instancia, con el procedimiento propuesto por Newmark (1965), el cual representa una extensión de la aproximación pseudoestática.

Códigos de computadora, tales como Tara-3, Plaxis y Quake/w son usados para llevar a cabo estos tipos de análisis.

VACIADO RÁPIDO

La operación de un embalse supone periodos de llenado y vaciado que, en ocasiones, y por necesidad de control de avenidas u otras causas, implican un vaciado rápido o brusco. Este es uno de los casos más desfavorables para la estabilidad de laderas, al generarse unas condiciones de desequilibrio por permanecer los materiales del terreno con elevadas presiones intersticiales, que no se disipan con la misma velocidad del descenso del nivel de agua de un embalse.

Al llenarse el embalse, las laderas adoptan nuevas condiciones hidráulicas y se establecen, en general, los niveles freáticos de acuerdo con la altura del agua embalsada y las características de permeabilidad de los materiales.

La resistencia del terreno se verá afectada principalmente por la generación de presiones intersticiales. Pero el agua embalsada, por otro lado, ejerce sobre la superficie de la ladera una fuerza estabilizadora que se opone al movimiento. El descenso rápido del nivel del agua hace que desaparezcan de manera brusca estas fuerzas estabilizadoras, quedando el terreno con elevadas presiones intersticiales que generan condiciones de inestabilidad.

Por lo anterior es necesario, analizar la estabilidad de laderas considerando la hipótesis de vaciado rápido.

5.1 Análisis predictivos

Después de una serie de análisis de estabilidad y a la luz de la nueva información derivada de la integración de las exploraciones de campo, las condiciones geológicas, los resultados de los ensayos de laboratorio llevados a cabo para el conocimiento de las propiedades del material de falla, así como las mediciones reportadas por la instrumentación geotécnica instalada en la zona de influencia del sector inestable; finalmente se ajustó el modelo geotécnico de análisis que sirvió como base para calcular los FS y definir las obras adicionales de estabilización que deberían ser construidas.

Con base en la intensa campaña de pruebas de laboratorio, cuyos resultados se presentaron en el capítulo 3 de este trabajo, se determinaron los parámetros de resistencia que deberían ser utilizados para los análisis predictivos del FS, en este caso se utilizaron los parámetros indicados en la tabla 3.7 del mismo capítulo, a excepción del ángulo de fricción para la arcilla de la falla Colapso, donde el valor adoptado fue de $\phi_r=16^\circ$.

Para seleccionar las obras de estabilización a largo plazo, se consideraron aspectos tales como complejidad constructiva y afectación al programa de construcción, pero dándole prioridad a la seguridad del proyecto. Finalmente se recomendaron las siguientes obras y su ubicación se muestra en la figura 5.2:

- Remoción adicional de material en parte superior del bloque inestable (volumen acumulado del orden de 700,000 a 800,000 m³)
- Construcción de al menos 6 lumbreras de cortante de 9 m de diámetro cada una (Lumbreras agrupadas).
- Relleno con concreto armado del túnel de desvío No. 1
- Galerías de drenaje en la MI y barrenos dirigidos hacia ellas para drenar el plano de la falla Colapso

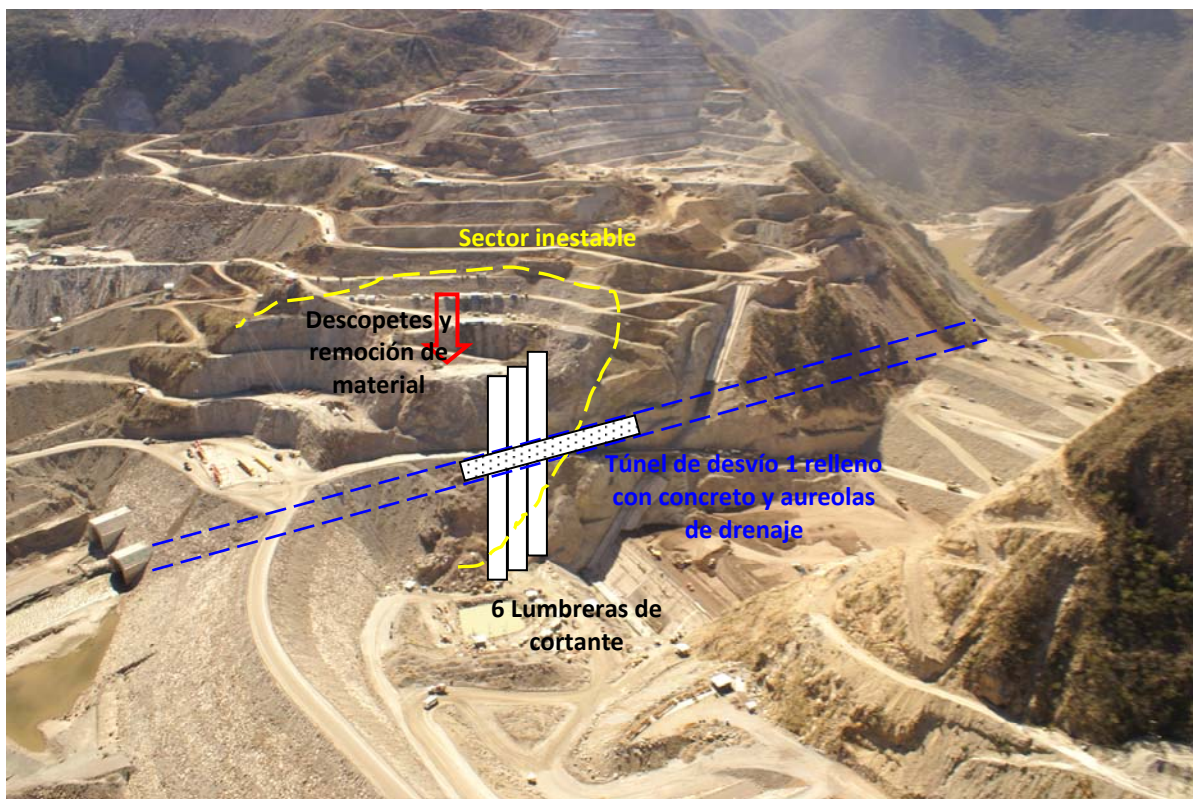


Figura 5.2 Ubicación de las obras de estabilización definitivas

En la tabla 5.1 se muestran los resultados de los análisis realizados, mientras que en las figuras 5.3 y 5.4, aparecen los contornos de desplazamiento y los factores de seguridad encontrados para dos condiciones analizadas. Al respecto se puede comentar lo siguiente:

- a) La remoción de material arriba del bloque inestable fue una de las acciones más eficientes para incrementar el factor de seguridad

- b) El sector inestable para la etapa constructiva del proyecto alcanzó un FS del orden de 1.3, con las obras recomendadas, similar al que tenía la ladera antes de excavaciones de los portales de los túneles.
- c) La colocación de relleno adicional de enrocamiento provoca un incremento muy marginal del factor de seguridad
- d) Si se combinan las obras de estabilización, es posible obtener factores de seguridad para las condiciones estáticas más críticas (a excepción del sismo) FS= 1.4.

CONDICIÓN	FACTORES DE SEGURIDAD F.S.				
	CONDICIONES DE OPERACIÓN			SISMO	
	NAMO +576	VACIADO RAPIDO +578 A +518	EMBALSE +460	c=0.09	c=0.27
M+D	1.38	1.26	1.16		
M+D+DF	1.42	1.29	1.22		
M+D+DF+TD	1.58	1.43	1.33	1.20	0.85
M+D+DF+R	1.43	1.30	1.23		
M+D+DF+6L	1.53	1.39	1.30		
M+D+DF+TD+6L	1.71	1.55	1.43		0.93

Nomenclatura	Obra de estabilización
M	Monolito de concreto y túneles falsos arropados con enrocamiento
D	Retiro de material del orden de 200 000 m ³
DF	Retiro de material final 700 000 a 800 000 m ³
R	Recargue de material de enrocamiento en los portales de entrada
TD	Túnel de desvío 1, relleno de concreto hidráulico
6L	Construcción de un grupo de 6 lumbreras

Tabla 5.1. Resultados de los análisis predictivos considerando un ángulo de fricción interna de 16° en la falla Colapso en condiciones saturadas.

- e) Para condiciones sísmicas, los análisis para el OBE (sismo máximo creíble) reportaron factores de seguridad del orden 1.0 o mayor, involucrando en el modelo las obras de estabilización recomendadas.
- f) Para el sismo de 10 000 años el FS es menor de 1.0, por lo que habría que aceptar un desplazamiento del bloque ante este evento.

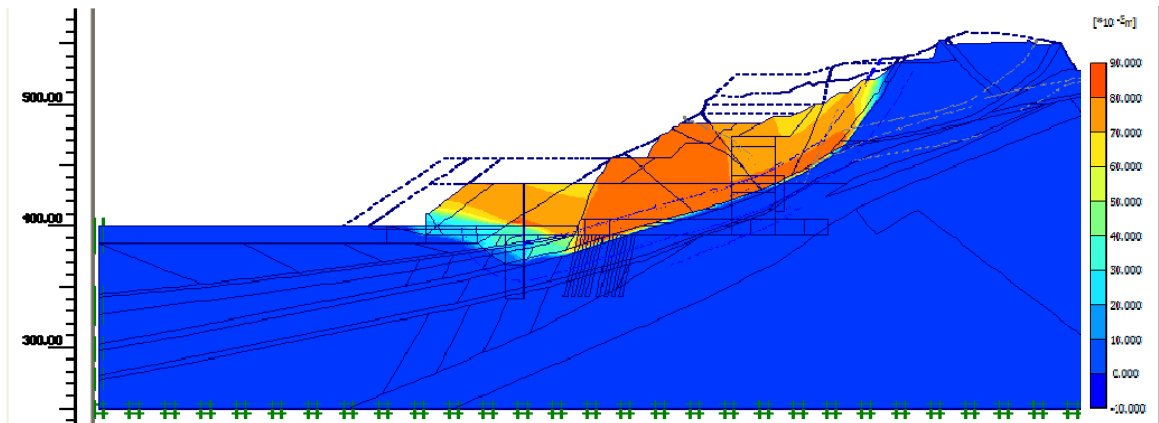


Figura 5.3 FS=1.55; para la condición de vaciado rápido y considerando las obras de estabilización M+D+DF+TD1+6LC

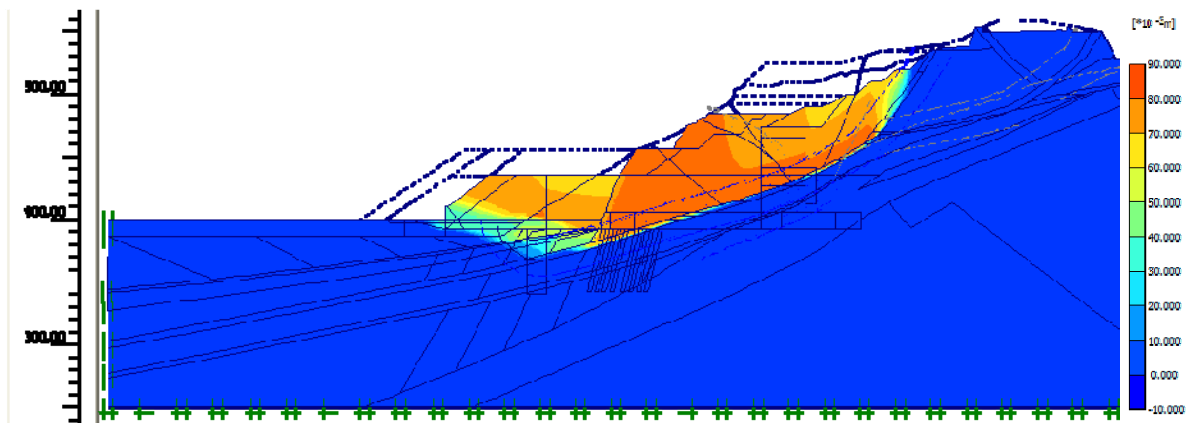


Figura 5.4 FS=1.71; para la condición de operación con embalse a la elevación del NAMO y considerando las obras de estabilización M+D+DF+TD1+6LC

5.2 Lumbreras agrupadas como obras de estabilización

Las lumbreras agrupadas o también denominadas lumbreras de cortante fueron proyectadas como elementos de concreto reforzado con fibras, que cruzarán completamente la falla, anclando el bloque potencialmente inestable a la roca estable de base. Fueron diseñadas con sección circular teórica de 9 m de diámetro; sin embargo, para el correcto funcionamiento estructural del grupo y por facilidad constructiva, la sección real de cada lumbrera se ajustó a una sección elíptica.

Se proyectaron con una longitud del orden de 80 m, rellenas con concreto con fibras metálicas y resistencia de $f'c = 20$ MPa, estarían empotradas de 20 a 30 m por encima y por debajo de la falla en la roca de mejores condiciones geotécnicas para obtener la transmisión de las fuerzas resistentes. La ubicación del grupo de lumbreras se realizó en función del espacio disponible y considerando la mala calidad de la roca que pudiera ocasionar contratiempos durante la excavación de dichas estructuras.

Las hipótesis iniciales de comportamiento de estos elementos, suponían que necesariamente trabajarían al corte; sin embargo, con un diámetro de 9 m, en el caso en que el espesor de la zona

de falla fuera importante (comportamiento del bloque como no rígido), la estructura trabajaría inevitablemente a flexión. Por lo anterior, el grupo de Consultores del proyecto propuso colocar en la dirección del movimiento una serie de lumbreras juntas y firmemente vinculadas entre sí, de modo que resistieran a los esfuerzos de corte en el sentido vertical. El objetivo fue entonces formar una estructura llamada “muro de lumbreras” que, trabajando únicamente a compresión, permitiera transferir los esfuerzos de la masa de roca superior inestable a la roca de base considerada estable.

De esta manera, se evaluó la alternativa de construcción de lumbreras agrupadas como una medida adicional de estabilización. Se analizaron varios arreglos de grupos de lumbreras en cuanto al número de grupos por construir y su ubicación con relación al bloque inestable, presentando en este documento el arreglo final considerado para la construcción, que junto con el resto de las obras de estabilización permitirían alcanzar FS admisibles para las condiciones a mediano y largo plazo.

A continuación se describe brevemente el arreglo final de lumbreras agrupadas elegido para construcción, así como también el procedimiento de excavación de estos elementos:

El grupo de lumbreras constituido por seis estructuras (4 lumbreras externas de sección elipsoidal y 2 lumbreras interiores también de sección elipsoidal) denominadas lumbreras de cortante LC-7, LC-8, LC-9, LC-10, LC-11 y LC-12, fueron excavadas a partir de la plataforma con elevación +480, alojadas en el bloque inestable de la margen izquierda. Serían unidas estructuralmente a través de una armadura de conexión entre lumbreras, constituida por anclaje. La figura 5.5 ilustra la ubicación, el arreglo y las características de esta obra de estabilización.

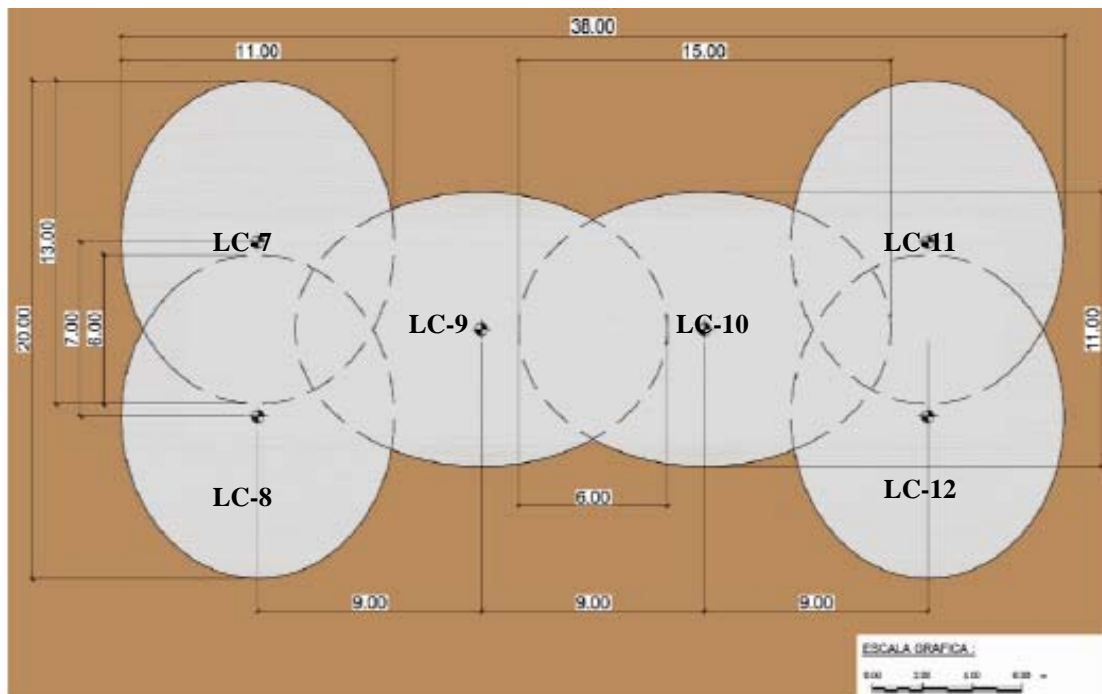


Figura 5.5. Arreglo en planta de las lumbreras agrupadas

La secuencia constructiva del grupo de lumbreras fue el siguiente:

1.- Excavación de las lumbreras LC-7 y LC-12 hasta la cota de proyecto (20-30 m por debajo de la falla) y colocación del revestimiento provisional

- 2.- Relleno de las lumbreras LC-7 y LC-12 con concreto reforzado con fibras de acero hasta la cota superior de proyecto (20-30 m sobre la falla)
- 3.- Excavación de las lumbreras LC-8 y LC-11 hasta la cota de proyecto (20-30 m por debajo de la falla) y colocación del revestimiento provisional
- 4.- Colocación del anclaje estructural en las lumbreras LC-7 y LC-12
- 5.- Relleno lumbreras LC-8 y LC-11 con concreto reforzado con fibras de acero hasta la cota superior de proyecto (20-30 m sobre la falla)
- 6.- Excavación de las lumbreras LC-9 y LC-10 hasta la cota de proyecto (20-30 m por debajo de la falla) y colocación del revestimiento provisional
- 7.- Colocación del anclaje estructural en las lumbreras LC-7, LC-12, LC-8 y LC-11
- 8.- Relleno de las lumbreras LC-9 y LC-10 con concreto reforzado con fibras de acero hasta la cota superior de proyecto (20-30 m sobre la falla)

Las excavaciones se llevaron a cabo con una excavadora mecanizada "Robins" con base en el siguiente ciclo de excavación:

- 1.- Para cada excavación de lumbreras se ejecutó un barreno piloto desde arriba (30 cm de diámetro)
- 2.- Montaje de la cabeza de la fresadora desde la base del grupo de lumbreras (previamente se excavó una galería de acceso)
- 3.- Ampliación del barreno piloto desde la base de las lumbreras para formar un pozo de 3,0 m de diámetro
- 4.- Excavación del pozo final desde la parte superior de las lumbreras de manera convencional con voladuras controladas.

Para el colado de los concretos se redujo el calentamiento, debido a la hidratación del cemento y la consecuente contracción que provoca agrietamientos en las estructuras. Lo anterior se logró especificando para colados masivos una temperatura máxima de colocación de 20°C, alcanzada con la incorporaron bloques de hielo a la mezcla de concreto, de tal manera que la fracción de agua correspondiente a la dosificación de la mezcla, estuvo constituida por aproximadamente 70% de hielo y el restante 30% de agua.

Cabe mencionar que una parte fundamental para el conocimiento, análisis y estabilización del sector inestable fue la instrumentación geotécnica, es por ello que se diseñó un sistema de auscultación y monitoreo para este sector y su zona de influencia, instrumentando también las obras de estabilización, el cual servirá para proporcionar información referente al comportamiento geotécnico de la ladera izquierda, durante el primer llenado y operación de la presa, de esta manera se instalaron los siguientes instrumentos: en la ladera se instalaron piezómetros eléctricos y de cuerda vibrante, inclinómetros, extensómetros de barras, referencias superficiales, medidores de juntas tridimensionales. En las lumbreras de cortante se instalaron celdas de presión, termopares, strain gages, extensómetros de barra.

CONCLUSIONES

- ✓ Durante la construcción de los portales de entrada de los túneles de desvío del Proyecto Hidroeléctrico La Yesca, en la zona centro-occidente de la República Mexicana, se registró el movimiento de un sector de la ladera izquierda del proyecto a través de una falla geológica; el volumen movilizado se estimó en 2,500,000 m³, y su estabilización evitó la afectación de las obras de desvío y de la cortina de la presa, proyectadas en esa ladera.
- ✓ A causa del deslizamiento se implementaron trabajos adicionales a los realizados en las etapas de estudios y pre construcción del proyecto, con la finalidad de: identificar el mecanismo de falla, delimitar el sector inestable, caracterizar geológica y geotécnicamente el terreno y la zona de falla, el monitoreo de la ladera durante los trabajos de construcción y estabilización, la realización de análisis de estabilidad y la definición de las acciones inmediatas y a largo plazo para la estabilización.
- ✓ La integración de la información geológica, geotécnica, así como también los registros de la instrumentación en campo, permitieron conocer que el mecanismo de falla de la margen izquierda consistió en un deslizamiento, sobre una muy delgada capa de arcilla existente en la falla Colapso, de una masa de roca delimitada por las fallas Colapso 1 y Colapso 2, y que fue detonado por la excavación de los portales de entrada.
- ✓ La realización de una amplia campaña de trabajos de laboratorio permitió determinar los parámetros de resistencia de la arcilla que constituye el plano de falla; junto con la caracterización geomecánica del macizo rocoso y la información geológica fue posible definir el modelo geológico-geotécnico de la ladera izquierda.
- ✓ A partir del modelo geológico-geotécnico de la ladera izquierda se generó un modelo numérico basado en elemento finito, mediante el cual se llevaron a cabo los análisis de estabilidad y la determinación de los factores de seguridad (FS). A este modelo se le incorporaron las alternativas de estabilización y sus resultados permitieron decidir las acciones y obras de estabilización definitivas para garantizar los factores de seguridad mínimos admisibles.
- ✓ El modelo numérico se utilizó en un principio para llevar a cabo un retro análisis (Back analysis) con el fin de determinar los parámetros de resistencia de la arcilla al momento de la falla, cabe mencionar que durante este proceso se realizó la calibración del modelo, la cual se ajustó adecuadamente a las mediciones reportadas por la instrumentación y las observaciones de campo (mecanismo de falla y fronteras del sector inestable).
- ✓ El análisis de la información geológica-geotécnica y los resultados del modelo numérico de análisis, permitieron tomar acciones inmediatas en beneficio de la seguridad del proyecto, de esta manera se decidió:
 - El giro de la cortina de 14° debido a que tres puntos del desplante original del plinto en la margen izquierda, se ubicaban dentro de la masa de roca inestable
 - Se recomendó realizar voladuras controladas durante la excavación de los túneles de desvío
 - Remoción de al menos 180,000 m³ de material en la parte superior del sector inestable

- Construcción de un bloque o monolito de concreto al pié de la ladera, en la zona del portal de entrada de los túneles de desvío
- La construcción de túneles falsos de 100 m de longitud aproximadamente, arropados con material de aluvi6n y colocados frente al monolito de concreto

Bajo estas condiciones era posible alcanzar un FS de 1.3 durante la etapa de construcci6n del proyecto.

- ✓ El mecanismo de falla fue posible definirlo a la luz de la informaci6n proveniente de las excavaciones superficiales y subterráneas realizadas para la construcci6n de los túneles de desvío, ya que los estudios previos, a pesar de haberse realizado de acuerdo a la pr6ctica mundial respectiva, no pudieron detectar que la falla Colapso modifica su rumbo y echado a profundidad.
- ✓ El modelo numérico fue actualizado en funci6n de las investigaciones geotécnicas realizadas; de esta manera, el modelo actualizado sirvi6 para realizar los análisis de estabilidad para las condiciones de operaci6n a largo plazo de la presa; los FS obtenidos indicaban que era necesario implementar obras adicionales de estabilizaci6n. Con base en los resultados y casos analizados con el modelo, incluyendo las condiciones de vaciado rápido y sismo, se recomendaron las siguientes obras y medidas estabilizadoras:
 - Remoci6n adicional de material en parte superior del bloque inestable (del orden de 500,000 m³)
 - Construcci6n de un grupo de 6 lumbreras de cortante de 9 m de diámetro cada una, actuando como muros de cortante que atraviesen la superficie de deslizamiento y alineadas en la direcci6n del movimiento; empotradas en el macizo rocoso estable y de mejores condiciones geomecánicas (por debajo de la zona de falla).
 - Túnel de desvío No. 1 relleno con concreto armado en el tramo que se cruza la falla Colapso
 - Galerías de drenaje en la MI y barrenos dirigidos hacia ellas para drenar el plano de la falla Colapso

Combinando las obras de estabilizaci6n definitivas, es posible obtener FS admisibles para las condiciones normales de operaci6n a largo plazo, de 1.71, 1.55 y 1.43 para las condiciones de: embalse al NAMO, vaciado rápido y embalse parcial (elevaci6n 460), respectivamente. Para condiciones sísmicas, se presentarían pequeños desplazamientos que no implican daño para la presa y puede ser aceptados, considerando su baja probabilidad de ocurrencia.

- ✓ El sistema de instrumentaci6n y seguimiento geotécnico será indispensable para observar el comportamiento del sector inestable durante el primer llenado del embalse, en su etapa de operaci6n y bajo condiciones sísmicas, lo cual puede ser tema de análisis en un trabajo posterior; por otro lado, esta informaci6n permitirá verificar las hipótesis y criterios de diseño al monitorear el comportamiento y desempeño estructural de las obras de estabilizaci6n.
- ✓ El desarrollo de modelos numéricos bidimensionales en elemento finito, conjugado con una eficiente pr6ctica de instrumentaci6n geotécnica, permiten simular con bastante aproximaci6n los problemas de comportamiento mecánico de las formaciones naturales. En este caso el modelo de análisis bidimensional generado fue una herramienta muy poderosa para tomar

decisiones en corto tiempo y de manera oportuna, a diferencia de herramientas de análisis numérico más complejas como los modelos tridimensionales los cuales requieren altos consumos de tiempo y esfuerzo, y su uso no resulta práctico cuando se tienen que tomar decisiones de manera inmediata.

- ✓ La veracidad y validez de los resultados de los programas de análisis dependen de manera fundamental del conocimiento de los parámetros geomecánicos del terreno y por tanto de la calidad de los estudios geotécnicos realizados; por lo anterior, los programas de cálculo deben ser considerados como herramientas eficaces de apoyo a la geotecnia y sus resultados analizados profundamente con criterio y experiencia ingenieril, y admitiendo su representatividad en función del adecuado conocimiento de los parámetros geotécnicos y de las hipótesis utilizadas.
- ✓ Cualquier análisis de estabilidad de taludes en roca, requiere la intervención conjunta de los ingenieros geólogos y geotecnistas, quienes mediante la implementación de un programa de investigación del terreno estarán en condiciones de determinar el comportamiento geomecánico del talud, identificando los mecanismos de falla probables, sus causas y se podrán proponer alternativas de solución, respondiendo a las necesidades del proyecto en cuestión.
- ✓ Ante la probabilidad de que se presenten vaciados rápidos durante la operación de la presa y siendo ésta una condición crítica, debido a que es difícil evaluar con precisión la eficiencia del drenaje y consecuentemente el exceso de presión de poro en la arcilla de la falla Colapso, conviene que se revise minuciosamente las políticas de operación de la presa.
- ✓ Un análisis de riesgo geotécnico permite evaluar las incertidumbres en un geo problema, en este caso los análisis de estabilidad probabilísticos pueden resultar de gran utilidad, actualmente en México los análisis de estabilidad de taludes y laderas se realizan generalmente considerando métodos deterministas, habrá que realizar esfuerzos para aprovechar las ventajas que ofrecen los probabilísticos.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. Arvizu G, et al, 2009, PH La Yesca, reseña de los estudios realizados por la Gerencia de Estudios de Ingeniería Civil hasta diciembre de 2008, Informe interno
2. Informe Geológico final de la etapa de pre construcción del P.H. La Yesca, Jal.-Nay. Departamento de Geología. CFE, GEIC
3. Romero E, et al, 2009, Ensaye de laboratorio sobre muestras de bloque y de material de relleno, PH La Yesca, Universidad Politécnica de Cataluña, ref 011209
4. CFE, GEIC. Departamento de Mecánica de Rocas e Inyecciones (2007), *“Estudio Geotécnico complementario en el cauce del Río Grande de Santiago para el Proyecto Hidroeléctrico La Yesca, Jalisco-Nayarit”*. Informe para la Coordinación de Proyectos Hidroeléctricos.
5. CFE. El Cajón, Un Prodigio entre montañas. MVS Editorial, México 2006
6. J D. Alemán Velásquez, A Pantoja Sánchez, S Villegas Lesso, Estudios y Diseño geotécnico de la cortina del P.H. La Yesca. Subdirección de Construcción, Gerencia de Estudios de Ingeniería Civil, Comisión Federal de Electricidad
7. CFE, GEIC. Reporte sobre las Condiciones Geológica-Geotécnicas de la Masa Inestable de la Margen izquierda, P.H. La Yesca y las Obras Implicadas, México D.F., Febrero del 2009.
8. M. J. Mendoza López, L. Domínguez Morales. Criterios para estimar la amenaza por inestabilidad de laderas. Artículo CENAPRED
9. Earthquake engineering Handbook. Edited by Wai-Fah Chen, Charles Scawthorn
10. Hoek, E. Practical Rock Engineering
11. Hoek, E. (1991) “Muller lecture for 1992”. www.rocscience.com/hoek/references/H1992.pdf
12. Luis I. González de Vallejo, Mercedes Ferrer, Luis Ortuño, Carlos Oteo. Ingeniería Geológica. Pearson Educación, Madrid 2002
13. Manual de Diseño de Obras Civiles. Geotecnia. B.3.1. Estabilidad de Taludes. Comisión Federal de electricidad. Instituto de Investigaciones Eléctricas.
14. Numerical Methods in Rock Mechanics. G. Pande, G. Beer, J. Williams; John Wiley & Sons Ltd, 1990, England
15. Plaxis V8.6 Manual de Referencia. Delft, Países Bajos 2004. www.Plaxis.nl
16. Richard E. Goodman. Introduction to Rock Mechanics. John Wiley & Sons
17. Rock Slope Engineering. E. Hoek & J.W. Bray. The Institution of Mining and Metallurgy, London, 1981.