



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO
INGENIERÍA CIVIL

**ANÁLISIS RETROSPECTIVO PARA LA DETERMINACIÓN
DE LAS PROPIEDADES GEOMECÁNICAS Y REVISIÓN
DE LA ESTABILIDAD DEL TALUD IZQUIERDO DEL
VERTEDOR DE LA C. H. LA YESCA**

T E S I S

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE
MAESTRO EN INGENIERÍA
INGENIERÍA CIVIL – GEOTÉCNIA

PRESENTA

ING. FRANCISCO GARCÍA SÁNCHEZ

DIRECTOR DE TESIS:

D. EN I. RIGOBERTO RIVERA CONSTANTINO
FACULTAD DE INGENIERÍA

MÉXICO, D. F. NOVIEMBRE 2013



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

Agradecimientos

A mi madre, porque gracias a su cariño, apoyo y consejos, he llegado a realizar una de mis metas más grandes en la vida. Con admiración y respeto.

A mi hermano, persona importante quien siempre me brindó su apoyo durante esta y muchas otras etapas de mi vida.

Al Dr. Rigoberto Rivera Constantino, profesor en la Facultad de Ingeniería (FI) de la UNAM por su valioso tiempo dedicado en la estructura y elaboración de este trabajo; por su apoyo, enseñanza y conocimiento compartido, aporte invaluable para la realización de esta tesis.

A mi compañero y amigo Edgar Montiel Gutiérrez, quien tuvo el honor de tenerlo como compañero de trabajo en el P. H. La Yesca y como compañero del Posgrado, y quien fue mi consejero en la elaboración de esta Tesis.

A los miembros del comité de jurado de tesis: Dr. Salvador Marín Córdova, M. I. Jorge Efraín Castilla Camacho, M. I. Agustín Deméneghi Colina y M. en I. Carmelino Zea Constantino por sus consejos, observaciones, comentarios, correcciones y sugerencias aportados en el enriquecimiento de este trabajo.

A los ingenieros Valentín Castellanos Pedroza, Alejandro Gómez Macías y Vicente Páez Juárez por sus conocimientos aportados para la mejora de este trabajo.

A la Gerencia de Estudios de Ingeniería Civil, especialmente al Departamento de Mecánica de Rocas e Inyecciones, Geología e Instrumentación por la información proporcionada para la realización de esta Tesis.

A mis amigos y compañeros del Posgrado, cuyo apoyo constante me han permitido concluir una de las etapas más importantes de mi vida.

A todos quienes fueron mis profesores durante la Maestría y a la misma Universidad Nacional Autónoma de México por proporcionarme los conocimientos y herramientas necesarias para poder enfrentarme a los problemas que se dan en el campo laboral.

Resumen

Durante los estudios de exploración de una obra, la determinación de los parámetros de los materiales mediante ensayos “in situ” y ensayos de laboratorio, siempre ha causado controversia debido a que estas metodologías presentan algunos problemas, de los cuales destacan: el proceso de extracción de la muestra que altera su calidad; la irreversibilidad en la relajación de las tensiones “in situ”; las diferencias entre el comportamiento macro y micro estructural del terreno, y finalmente la dificultad para reproducir en el laboratorio los cambios de esfuerzos “in situ” por las limitaciones de las técnicas de medida, especialmente a bajas deformaciones. Todo ello hace que la validez de los resultados de laboratorio sea más o menos limitada, según el problema que nos ocupe y la fiabilidad de los ensayos.

Es por ello y haciendo uso de las ventajas que la instrumentación nos proporciona (gráficos de desplazamientos), así como la aplicación del *problema inverso* con el método de retro análisis, que en este trabajo se muestra la metodología seguida para la obtención de los módulos de deformabilidad “E” de los materiales que conforman la zona del Vertedor de la CH La Yesca.

El método de retro análisis nos permite obtener datos de un acontecimiento anterior de una sección determinada desde la aplicación de datos actuales o posteriores. Es por ello que a partir de los registros de instrumentación y de una expresión matemática que representa el modelo de comportamiento del material, se determinaron los módulos de deformabilidad de los diferentes materiales que constituyen la geología del vertedor.

A partir de los parámetros definidos, se realizó la evaluación de estabilidad del talud (postconstrucción), cuyos resultados concuerdan con los trabajos hechos durante la construcción. Dicha evaluación se hizo mediante el método *Shear Strength Reduction (SSR)*, el cual nos permite reducir las propiedades de los parámetros hasta encontrar la ruptura de falla.

Para la identificación de parámetros, así como la evaluación del factor de seguridad del talud, fue necesario considerar una serie de variables procurando cuantificar sus efectos. Tales variables comprendieron desde la concepción geológica de la zona, la integración geotécnica hasta las observaciones particulares hechas en campo. Por la complejidad del problema y del modelo numérico realizado, se hizo uso del software *Phase2 5.0 (Rocscience, Inn)* para realizar los análisis geotécnicos.

Finalmente es importante mencionar que en el desarrollo de este trabajo no se solventan algunos puntos, los cuales van desde la inexistencia de registros de desplazamientos iniciales hasta la falta de la caracterización geomecánica seguida en campo.

CONTENIDO

	Página
AGRADECIMIENTOS.....	I
RESUMEN.....	II
CONTENIDO	III
CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN	1
1.1. CONCEPCIÓN DEL TEMA DE INVESTIGACIÓN Y PLANTEAMIENTO DE LA METODOLOGÍA UTILIZADA	1
1.2. METODOLOGÍA DEL PROBLEMA.....	2
1.3. OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN	4
1.4. ASPECTOS QUE NO SE ABORDAN EN ESTE TRABAJO	5
CAPÍTULO 2. PROBLEMA INVERSO.....	6
2.1. INTRODUCCIÓN.....	6
2.2. PROBLEMA INVERSO	7
2.2.1. Definición del Problema Inverso	7
2.2.2. El Problema Inverso en Geotecnia	8
2.3. CRITERIOS DE IDENTIFICACIÓN	9
2.3.1. Identificación de Parámetros en la Geotecnia	9
2.4. APLICACIÓN DEL MÉTODO DE LOS ELEMENTOS FINITOS (FEM) A LA SOLUCIÓN DEL PROBLEMA INVERSO	10
2.4.1. Método de Elementos Finitos (FEM)	11
CAPÍTULO 3. IDENTIFICACIÓN DE PROPIEDADES CON BASE A RESULTADOS DE ANÁLISIS CON FEM DE MODELOS ELASTOPLÁSTICOS Y CRITERIOS DE RUPTURA NO LINEALES	14
3.1. INTRODUCCIÓN.....	14
3.2. ANÁLISIS ESFUERZO-DEFORMACIÓN. ELECCIÓN DEL MÉTODO NUMÉRICO A UTILIZAR.....	15
3.2.1. Método Esfuerzo-Deformación.....	15
3.3. USO DE LAS CLASIFICACIONES GEOMECÁNICAS PARA LA ESTIMACIÓN DEL MÓDULO DE DEFORMACIÓN DEL MACIZO ROCOSO	17
3.3.1. Introducción.....	17
3.3.2. Clasificaciones Geomecánicas: RQD, RMR	17
3.3.2.1. Índice de la Calidad de Roca (RQD)	18
3.3.2.2. Clasificación Rock Mass Ratingf (RMR)	18
3.3.3. Correlaciones con Clasificaciones Geomecánicas	20
3.3.4. Estimación Empírica de E. Hoek & M. S. Diederichs.....	22
3.4. CRITERIO DE RUPTURA DE HOEK-BROWN COMO MODELO CONSTITUTIVO.....	23

3.4.1. Introducción.....	23
3.4.2. Criterio de Ruptura no Lineal de Hoek-Brown.....	24
3.4.3. Geological Strength Index (GSI)	27
3.5. USO DEL MÉTODO SHEAR STRENGTH REDUCTION (SSR) PARA LA REVISIÓN DEL ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DEL TALUD	30
3.5.1. Introducción.....	30
3.5.2. Método Shear Strength Reduction (SSR)	30
3.5.3. Superficie de Ruptura	31
CAPÍTULO 4. INSTRUMENTACIÓN GEOTÉCNICA	33
4.1. INTRODUCCIÓN.....	33
4.2. OBJETIVOS DE LA INSTRUMENTACIÓN.....	33
4.3. PLANEACIÓN DEL SISTEMA DE AUSCULTACIÓN	34
4.4. TIPOS DE INSTRUMENTOS	34
4.4.1. Extensómetro Mecánico de Barras Múltiples.....	35
4.4.2. Inclínometro.....	37
4.4.3. Instrumentos Topográficos.....	38
4.4.3.1. Sistema GPS.....	39
4.4.3.2. Bancos de Nivel	39
4.4.3.3. Referencias Topográficas o Superficiales.....	40
4.4.4. Piezómetros Abiertos Tipo Casagrande	40
4.4.5. Medidor de Juntas Tridimensional.....	41
4.4.6. Estaciones de Monitoreo por GPS.....	42
CAPÍTULO 5. APLICACIÓN DEL PROBLEMA INVERSO AL TALUD DEL VERTEDOR DE LA CH LA YESCA - GENERALIDADES DE LA OBRA	43
5.1. INTRODUCCIÓN.....	43
5.2. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO.....	43
5.2.1. Generalidades	43
5.2.2. Marco Geológico	44
5.2.2.1. Marco Tectónico.....	44
5.2.2.2. Geología Regional.....	46
5.2.3. Geología de la Zona del Vertedor.....	48
5.2.4. Secciones Geológicas Transversales.....	51
5.2.5. Sismicidad y Riesgo Sísmico.....	51
5.3. INTEGRACIÓN GEOTÉCNICA	53
5.3.1. Trabajos de Campo	53
5.3.1.1. Exploración Directa	53
5.3.1.2. Exploración Indirecta.....	53
5.3.2. Unidades Geotécnicas.....	54
5.3.3. Ensayos de Laboratorio	54
5.3.4. Clasificaciones Geomecánicas del Macizo Durante los Estudios.....	56
5.3.4.1. Índice de la Calidad de Roca (RQD)	56
5.3.4.2. Clasificación Geomecánica	57
5.3.5. Propiedades Mecánicas del Macizo Rcoso.....	58

5.4. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.....	58
5.4.1. Afectación por Voladuras y Descompresión del Terreno.....	58
5.4.2. Excavación a Cielo Abierto	60
5.5. INSTRUMENTACIÓN GEOTÉCNICA.....	61
5.5.1. Objetivos del Sistema de Auscultación Instalado en la Zona del Vertedor.....	61
5.5.2. Planeación del Sistema de Auscultación en la Zona del Vertedor	62
5.5.3. Variables que se Lograron Medir	62
5.5.4. Selección de los Sitios e Instrumentos Instalados.....	62
5.5.5. Medidas de Campo Realizadas	64
CAPÍTULO 6. ANÁLISIS PARA LA DETERMINACIÓN DEL MÓDULO DE DEFORMABILIDAD “E”	69
6.1. INTRODUCCIÓN.....	69
6.2. INTERPRETACIÓN DE LA INSTRUMENTACIÓN	69
6.2.1. Pórfido Andesítico (Tda).....	70
6.2.2. Toba Vítreo (Tmts)	73
6.2.3. Depósito Lacustre y Pumicítico (Qlp).....	74
6.2.4. Ignimbrita Riodacita Fluidal (Tmird)	74
6.2.5. Ignimbrita Dacítica Porfírica (Tmid)	76
6.2.6. Resultados del Análisis de la Instrumentación.....	83
6.3. ESTIMACIÓN DEL MÓDULO DE ELASTICIDAD “E”	84
6.3.1. Modelado Numérico	84
6.3.2. Resultados del Modelado Numérico. Ejecución de la Modelación – Sección K0-080.00	86
6.3.3. Interpretación de Resultados	97
6.4. CÁLCULO DEL GEOLOGICAL STRENGTH INDEX (GSI).....	98
6.4.1. Metodología Seguida a Partir de la Ecuación de Hoek & M. S. Diederichs.....	98
CAPÍTULO 7. REVISIÓN DE LA ESTABILIDAD DEL TALUD.....	102
7.1. INTRODUCCIÓN.....	102
7.2. ANÁLISIS DE LA ESTABILIDAD	102
7.2.1. Generalidades	102
7.2.2. Modelado Numérico	103
7.2.3. Desarrollo del Modelado Numérico – Sección K0-080.00	103
7.2.4. Resultados Obtenidos	108
CAPÍTULO 8. CONCLUSIONES Y FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN..	111
8.1. CONCLUSIONES.....	111
8.2. FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN.....	114
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	115
ANEXO I	119

ANEXO II.....	121
ANEXO III.....	122
ANEXO IV.....	127
ANEXO V.....	128
ANEXO VI.....	129
ANEXO VII.....	135
ANEXO VIII.....	136
ANEXO IX.....	137
ANEXO X.....	142
ANEXO XI.....	148
LISTA DE FIGURAS.....	164
LISTA DE FOTOGRAFÍAS.....	168
LISTA DE TABLAS.....	169
LISTA DE GRÁFICOS.....	171

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

1.1. CONCEPCIÓN DEL TEMA DE INVESTIGACIÓN Y PLANTEAMIENTO DE LA METODOLOGÍA UTILIZADA

Durante la etapa de construcción de un proyecto hidroeléctrico, la instrumentación es el elemento que nos permite conocer el comportamiento de las estructuras u obras civiles que lo componen.

El objetivo primordial de dicha instrumentación, corresponde con la verificación de resultados obtenidos en la etapa de análisis, permitiendo ajustar las diversas especificaciones dadas para conservar un correcto comportamiento durante la vida útil de la estructura, pudiendo detectar oportunamente cualquier anomalía que se presente.

En el proyecto hidroeléctrico la Yesca, la instrumentación de las obras de excedencias fue colocada para observar el comportamiento de una serie de taludes de 350 m de altura, cuya conformación cortó diferentes unidades litológicas. Los resultados obtenidos en esta campaña de mediciones, arrojó una serie de datos que muestran un panorama general del comportamiento de esta excavación.

Esta serie de datos le permiten al ingeniero geotecnista observar un comportamiento asociado a la deformación del terreno producto de la excavación, las cuales pueden ser reproducidos con un modelo elemental, el cual eventualmente permitiría definir las propiedades del terreno y su consecuente análisis de estabilidad.

A través de la conceptualización concebida por los ingenieros Leonardo Cañete y Edgar Montiel Gutiérrez durante el desarrollo del P.H. La Yesca y con la experiencia vivida de parte del autor durante la etapa de construcción del Vertedor de la hoy CH La Yesca, se propuso una metodología, la cual ampliará el uso de la instrumentación, viendo una aplicación en la determinación de los parámetros de los macizos rocosos, tanto en la parte elástica (a través del uso del problema inverso), como en la parte plástica (definiendo sus diferentes condiciones geoestructurales; GSI).

A partir de los desplazamientos registrados por la instrumentación (extensómetros) y de una expresión o ley matemática que representa el modelo de comportamiento del material, se utilizaron diversos modelos numéricos bidimensionales, los cuales tuvieron como objetivo final la determinación de los módulos de deformación de los diferentes materiales que constituyen la litología del vertedor. Una vez definidos los parámetros de escala que arrojó el módulo de deformación definido, se realizaron los consecuentes análisis de estabilidad de los taludes, siendo esta una revisión postconstrucción que ayuda en la verificación y corroboración del gran trabajo realizado para la construcción de este proyecto.

1.2. METODOLOGÍA DEL PROBLEMA

Establecido el modelo de comportamiento y sabiendo que la estimación de la resistencia del macizo rocoso es y ha sido durante mucho tiempo objeto de múltiples investigaciones, se eligió el modelo constitutivo de Hoek-Brown.

El procedimiento seguido fue el siguiente: primeramente se adoptan como observaciones de nuestro sistema, las medidas de desplazamientos acumulados o máximos de los extensómetros e inclinómetros, con el cual se plantea el problema de la estimación de los parámetros “E” de las distintas unidades litológicas afectadas por la excavación del talud.

Como hipótesis, se ha considerado el problema bidimensional y se ha utilizado un modelo elástico lineal e isótropo para la obtención de los distintos parámetros “E”. Una vez obtenidos los parámetros “E”, se opta por el modelo elastoplástico para la solución de estabilidad del talud. La elección de este modelo se fundamentó con base a los desplazamientos medidos, los cuales habían sido relativamente pequeños, por lo que es de esperarse pocas zonas plastificadas, y además de la escasa información proporcionada. Estos dos factores hacen que no se emplee modelos más complejos y con mayor número de parámetros.

El modelo elástico lineal e isótropo viene definido por el módulo de elasticidad o de Young y la relación de Poisson. Este último se fijó con base al criterio que supone que el terreno se encontraba parcialmente saturado, admitiendo así una cierta compresibilidad. Sin embargo, su influencia en los análisis no era sustancial, por lo que sólo se introducía en el proceso de identificación, únicamente los parámetros más significativos. Cabe recordar que la resolución del problema inverso aumenta con el número de parámetros y el número de medidas disponibles ya fijados. Por tal motivo se tomaron los valores ya conocidos, y los parámetros de aquellos materiales que no se tenían (Dique Andesítico, Tda, y el Dique Diabásico, Qdd) se obtuvieron mediante el software *RocData 3.0* (*Rocscience, Inc*), además se consideraron los módulos de elasticidad de las distintas unidades litológicas como parámetros a estimar. Todo ello utilizando el criterio de rotura de Hoek y Brown.

Con los desplazamientos proporcionados por los registros de instrumentación, se realizó un mapa de contornos o mapa de desplazamientos totales con el uso del Software *Surfer 10*, con el cual se convirtieron los datos de desplazamientos en curvas de igual desplazamiento. Esto se realizó para tener un control estadístico total de los desplazamientos en la zona de estudio. Además de poder correlacionar los desplazamientos en las zonas en donde no se tenía algún instrumento.

Debido a que este criterio es no lineal, puramente empírico, y que nos permite valorar de manera sencilla la ruptura de un medio rocoso, se tienen que introducir las principales características geológicas y geotécnicas, por lo que la concepción de la geología regional y de la zona del Vertedor son de gran importancia, así como la integración geotécnica del mismo.

Asimismo, por el criterio a usar y el tipo de modelo a emplear, el método de análisis que mejor se adapta a la simulación del problema, de entre todos los métodos existentes, es el método numérico esfuerzo-deformación, ya que cumple con las condiciones de equilibrio, compatibilidad, y que además permite reflejar las condiciones de contorno y, de alguna manera, los procesos de excavación. De entre éstos, se escogió el Método de los Elementos Finitos (FEM).

Se utilizó el criterio de ruptura de Hoek-Brown, por ser el que mejor representa el comportamiento de las rocas, además de ser uno de los criterios que el programa de análisis a utilizar emplea. Además, el criterio de Hoek-Brown es la mejor aproximación al comportamiento resistente de un macizo rocoso frente a un criterio lineal clásico como el de Mohr-Coulomb.

Una vez seleccionado el modelo de análisis y el algoritmo a utilizar, el factor de seguridad del talud se calculará reduciendo progresivamente la resistencia al corte del suelo hasta que se produzca la falla del mismo, quedando el factor de seguridad definido por la razón entre la resistencia al corte original de la roca y la resistencia al corte para la que se ha producido la falla. Este método de análisis, se le conoce como *reducción de la resistencia al corte* o bien SSR por sus siglas en inglés. El método SSR tiene una serie de ventajas sobre los métodos de cálculo de equilibrio límite en los que se basan la mayoría de los programas existentes.

Una de las principales ventajas es que la superficie crítica de deslizamiento se genera automáticamente durante el proceso de reducción de resistencia, y su forma (recta, poligonal, circular, espiral logarítmica, etc.) se produce espontáneamente sin que sea necesario predeterminarla al iniciar el proceso de cálculo.

Dentro de este criterio también se hará uso de la ecuación de E. Hoek y M.S. Diederichs para correlacionar el módulo de deformabilidad obtenido con el Geological Strength Index (GSI), donde además se realizará el análisis de la variación del parámetro D, el cual es el factor que representa el grado de alteración que ha sufrido el macizo rocoso por los efectos de la excavación.

Con lo descrito anteriormente, el problema queda totalmente definido: Se conoce la geometría, las principales características geológicas (unidades litológicas, tectonismo, etc), los datos de laboratorio y de campo, y se desea obtener una estimación de los módulos de elasticidad de estas unidades litológicas, a partir de las mediciones de campo (instrumentación) y suponiendo conocido el modelo de comportamiento de los materiales afectados (estimación empírica del módulo de deformación de E. Hoek y M.S. Diederichs), para posteriormente hacer una revisión del factor de seguridad de la situación actual del Vertedor, obviamente con los parámetros de deformabilidad estimados.

El problema así propuesto encaja perfectamente en el planteamiento del problema inverso realizado anteriormente. En los siguientes apartados se analizará este problema utilizando el criterio de análisis retrospectivo con el uso de iteraciones múltiples para los análisis.

Finalmente, por el tipo de obra geotécnica a la que pertenece el talud del Vertedor, se requiere que se monitoreen con frecuencia los desplazamientos de terreno debido a la excavación. Hoy en día, los medios de instrumentación disponibles permiten medir con precisión aceptable los desplazamientos del terreno originados por la excavación de un talud. Para mayor simplicidad, es preciso distinguir en este tipo de obras, entre movimientos horizontales (medibles con inclinómetros) y movimientos verticales (medibles con extensómetros). Cada uno de estos aparatos proporciona un error de medida diferente e independiente, que se deberá considerar en el proceso de identificación.

El planteamiento que se presenta en este capítulo es aplicable a este caso, y se tiene en cuenta el hecho de que las medidas se pueden realizar con varios instrumentos diferentes, considerando el error cometido con cada uno de ellos y admitiendo las posibles correlaciones entre medidas de un mismo instrumento.

Debido a que el análisis a realizar es después de excavado el vertedor, el criterio de identificación escogido es el análisis retrospectivo con la utilización de iteraciones múltiples, debido al proceso repetitivo a realizar para obtener los parámetros deseados.

1.3. OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN

De la información proporcionada por parte de la Gerencia de Estudios de Ingeniería Civil, Departamento de Geología, Departamento de Mecánica de Rocas e Inyecciones, y del Departamento de Instrumentación el cual reside en la geología última de la zona del Vertedor (planta, secciones), resultados de pruebas de laboratorio y lecturas y gráficos de la instrumentación instalada, se pretende realizar un análisis del talud del Vertedor, el cual comprende los siguientes objetivos:

1. Estimar las propiedades de la masa de roca en función de las clasificaciones geomecánicas, geología e instrumentación de la excavación, a través del uso del software *Phase2 5.0 (Rocscience, Inc)*, reproduciendo el comportamiento observado.
2. Evaluar la estabilidad general de la excavación en función de las deformaciones cortantes máximas obtenidas en los análisis.
3. Emitir comentarios y conclusiones acerca de:
 - a. Comparar la influencia de los parámetros obtenidos en la instrumentación con los definidos en la etapa de diseño.
 - b. Los tipos de levantamientos geomecánicos que se deben de realizar durante la excavación.
 - c. El comportamiento de la roca con la calidad definida.
 - d. Comportamiento de taludes con la calidad de roca definida.
 - e. Las condiciones geológicas observadas en el sitio del Vertedor.
 - f. La importancia de realizar análisis numéricos con elementos discretos.
 - g. Las deformaciones obtenidas con la instrumentación.
 - h. De la importancia de la instrumentación y de las secciones geológicas utilizadas.
 - i. Los procesos de precorte y postcorte en excavaciones de banco de roca.

Dentro del desarrollo del trabajo se pretende realizar un modelo numérico, a partir del cual y con ayuda de la geología, el laboratorio y la instrumentación se obtendrán los parámetros reales para la estabilidad. Esto se hará haciendo uso de los movimientos registrados hasta finales del año 2012 por los aparatos instalados (extensómetros, inclinómetros, referencias superficiales, etc.) en la zona de estudio.

1.4. ASPECTOS QUE NO SE ABORDAN EN ESTE TRABAJO

- El monitoreo de las deformaciones iniciales del macizo rocoso originado por los efectos de voladura al efectuar los banqueos, debido a que los extensómetros se instalaron en la zona de estudio una vez realizado el banqueo, esto se daba desde 1 día hasta los 7 días después de efectuado el banqueo, incluso, estos aparatos eran instalados cuando ya se tenía previamente el tratamiento consistente en lanzamiento de concreto y colocación de malla.
- La estimación un poco más específica del módulo de deformabilidad en gran parte de la zona debido a la falta de secciones que no se proporcionaron, ya que al no tenerlas, se dejaron grandes distancias entre las secciones analizadas sin realizar la estimación correspondiente.
- El seguimiento geotécnico de campo para determinar y comparar la caracterización geomecánica (RMR) con la realizada en la etapa de estudio.
- El estado de esfuerzos inicial del macizo rocoso debido a la falta de medición desde la etapa inicial de excavación. Ello hizo que dentro del análisis se le asignara una carga gravitatoria al peso específico del material y altura igual a las secciones geológicas proporcionados.

CAPÍTULO 2

PROBLEMA INVERSO

2.1. INTRODUCCIÓN

El medio más útil para estudiar un fenómeno físico es definiendo un modelo de comportamiento. La gran mayoría de los modelos de comportamiento, ven su expresión física a través de abstracciones matemáticas que nos permiten hacer predicciones sobre el fenómeno estudiado, y esta abstracción se define mediante unos parámetros propios del modelo.

Por ejemplo, en el caso de un resorte, nuestro modelo elegido a través de la experimentación, relaciona la fuerza y el desplazamiento que se produce al aplicarla a través del módulo de Young, según la ley de Hooke:

$$F = E \cdot \varepsilon \quad (2.1)$$

Al elegir *a priori* el modelo y conociendo el módulo E , es fácil predecir el desplazamiento que se va a producir para una fuerza dada. Este proceso constituye el denominado *problema directo*.

Por otro lado, si lo que se quiere es determinar el módulo del resorte, hay que realizar el experimento, medir la fuerza y el desplazamiento, y despejar de la expresión anterior el valor del módulo. Si se quiere tener una estimación más fiable de este módulo, convendrá realizar varias medidas y obtener un valor medio. El problema de identificación del parámetro “E”, definido en estos términos, se denomina *problema inverso*.

Los modelos del caso anterior no presentan un grado de dificultad, sin embargo, el estudio del problema inverso tiene un grado de dificultad mayor que el del problema directo, y se supone que los parámetros son datos de partida. Además, en los problemas de ingeniería, los modelos que reproducen el comportamiento esfuerzo–deformación de los materiales tienen expresiones complejas, y en general dependen de varios parámetros.

En un sentido global, al conjunto de elementos relacionados entre sí por unas leyes se denomina sistema, mientras que las variables que lo caracterizan son las variables de estado. En el ejemplo anterior, el resorte constituye un sistema caracterizado por las variables fuerza y desplazamiento por el parámetro E , y por la ley de Hooke. Para caracterizar un sistema se requiere definir las leyes físicas que lo rigen y sus parámetros. Utilizando esta nomenclatura, la denominación “identificación de sistemas” se refiere a la determinación de las leyes que lo rigen, mientras que la “identificación de parámetros” hace referencia a la estimación de los parámetros del modelo, habiendo definido esas leyes de antemano.

Regresando al ejemplo inicial, si disponemos del resorte, aplicamos una fuerza (entrada) y medimos su desplazamiento (salida), identificar el sistema consistiría en determinar la relación que existe entre la entrada y la salida, es decir, obtener la ley o modelo que lo relaciona, así como las constantes que atenúan el comportamiento.

Identificar los parámetros sería en este caso, una vez conocida la ley, determinar el valor del módulo E para ese resorte. A este proceso también se le denomina “resolución del problema inverso”, por contraposición al “problema directo”, en el que se toman los parámetros como datos, y se predice la salida a partir de la entrada. También se entiende por “problema inverso” el problema de estimación de la entrada del modelo para una salida y unos parámetros conocidos, si bien en este trabajo se utiliza como sinónimo del problema de identificación de parámetros.

El desarrollo reciente de la teoría de sistemas, de la teoría de la información y de los métodos de optimización, permiten aventurar una aplicación muy fructífera de ellos en muchos campos de la ingeniería civil. Utilizando los métodos matemáticos y de cálculo numérico aportados por estas teorías, se desarrolla en esta tesis una metodología general la cual nos permitirá identificar los parámetros de resistencia de los cortes del vertedor, suponiendo fijadas las leyes de comportamiento del terreno (Ledesma V. Alberto, 1987).

2.2. PROBLEMA INVERSO

2.2.1. Definición del Problema Inverso

Menke (1989) dice que el *problema inverso* es simplemente el conjunto de métodos usados para extraer información útil de nuestro entorno a partir de medidas físicas o datos. La información útil vendrá especificada como valores numéricos de alguna propiedad de este entorno. Estas propiedades también se referirán como método específico (normalmente una teoría matemática o modelo) que relaciona los parámetros con los datos. El problema inverso contrasta con el *problema directo*, donde se predicen los datos a partir de los parámetros y de un modelo. Normalmente el problema inverso es más difícil de resolver que su correspondiente problema directo.

La teoría del problema inverso en su sentido más amplio ha sido desarrollada por los investigadores que trabajan con métodos geofísicos. La razón es que dichos investigadores tratan de entender el interior de la Tierra sólo a partir de datos obtenidos desde la superficie. Sin embargo, el problema inverso aparece en muchas otras ramas de las ciencias físicas, como pueden ser la tomografía médica, el procesamiento de imagen o el ajuste de curvas. En este caso hablaremos de una propuesta para su aplicación dentro del ámbito geotécnico.

Los problemas inversos muchas veces se plantean de mal forma, en contraposición los problemas en los que se modelan condiciones físicas donde los parámetros del modelo o sus propiedades son conocidos la mayoría de las veces se plantean de forma adecuada desde el punto de vista práctico.

2.2.2. El Problema Inverso en Geotecnia

En Ingeniería Geotécnica, los sistemas se componen de la interacción entre el terreno y las diversas acciones que sobre de él, el hombre ejecuta (en general una estructura, una excavación, etc.). Durante los últimos años de historia reciente de la Mecánica de Suelos, se ha intentado describir varios modelos que sean capaces de reproducir el comportamiento del suelo frente a solicitaciones. En el estado actual del conocimiento, es posible definir muchos de los problemas más comunes en Geotecnia en términos de un modelo que relaciona habitualmente fuerzas exteriores y desplazamientos, en función de varios parámetros.

Tradicionalmente ha existido cierta dificultad para obtener en problemas geotécnicos concretos el valor numérico de dichos parámetros. Se ha recurrido casi siempre a la realización de ensayos de laboratorio a partir de muestras del terreno, pero se sabe que esta metodología tiene algunos problemas, entre los que destacan: el proceso de extracción de la muestra, que altera su calidad; la irreversibilidad en la relajación de los esfuerzos “in situ”; las diferencias entre el comportamiento macro y microestructural del terreno, y finalmente la dificultad para reproducir en el laboratorio los cambios de esfuerzos “in situ” por las limitaciones de las técnicas de medida, especialmente a bajas deformaciones. Todo ello hace que la validez de los resultados de laboratorio sea más o menos limitada, según el problema que nos ocupe y la fiabilidad de los ensayos.

Paralelamente se han desarrollado técnicas de instrumentación y de control directo del terreno afectado por obras geotécnicas, que pueden permitir, en principio, evitar estos inconvenientes. Así, utilizando los recientes avances de la instrumentación, pueden medirse con mayor o menor dificultad las diferentes variables con las que se trabaja en ingeniería geotécnica.

La obtención de medidas de campo es una práctica cada vez más frecuente, y el problema inverso antes definido puede aplicarse a toda una obra en conjunto. De esta forma se estimarán los parámetros “reales” y “globales” del terreno afectado. Por supuesto el propio problema inverso puede aplicarse a un problema de laboratorio, pero en lo que sigue se hace especial hincapié en la necesidad de disponer de medidas de campo para caracterizar un sistema geotécnico.

Con la nomenclatura indicada, la identificación de parámetros puede plantearse de forma general en los siguientes términos: se fija un sistema definido por un modelo matemático de comportamiento que relaciona unas acciones, unas variables de estado y unos parámetros; se conocen algunos valores de las variables de estado (observaciones o medidas) y las acciones que las originaron. En estas condiciones, se obtendrán los parámetros del modelo que mejor se ajustan a esas medidas.

Como base matemática de partida se supone formulado un modelo, expresable en forma analítica o bien en forma numérica, y se conocen unas acciones exteriores (habitualmente fuerzas) y unas variables medidas en el terreno (por ejemplo, desplazamientos). El problema puede generalizarse suponiendo que se dispone además de cierta información previa sobre el valor de alguno de los parámetros.

2.3. CRITERIOS DE IDENTIFICACIÓN

El objetivo de la identificación recae en la obtención de parámetros que representan los resultados de las mediciones y predicciones de un modelo. Este ajuste debe definirse en términos objetivos para poder realizar un tratamiento matemático del problema. Según el criterio que se siga para definir este ajuste, se obtendrán diferentes estimaciones de los parámetros. Cada criterio de identificación conduce a una formulación distinta, si bien muchos de ellos pueden considerarse casos particulares de otros criterios más generales.

Estos criterios definen el mejor ajuste como aquel que maximiza o minimiza una función definida *a priori*. De manera que el problema de identificación se expresa matemáticamente como un problema de cálculo de extremos de una función de los parámetros del modelo.

El hecho de que parte de los datos que se utilizan sean medidas experimentales o de campo, y por tanto sujetas a errores, permite utilizar también criterios de tipo estadístico, que consideran las variables de medida como aleatorias.

2.3.1. Identificación de Parámetros en la Geotecnia

Dentro del conocimiento de los parámetros del terreno puede hacerse una predicción del comportamiento de secciones posteriores a partir de los parámetros obtenidos en secciones precedentes (lógicamente en el supuesto de que se conozca la geometría y de que el terreno sea relativamente homogéneo en las secciones de medida y de predicción). Ejemplos a señalar se encuentran en: la excavación de túneles, donde existe una cierta tendencia en la medida de desplazamientos del terreno; el conocimiento de los parámetros de procesos que dependen del tiempo (por ejemplo, consolidación), a partir de datos obtenidos en los tiempos iniciales.

En ambos casos existe una clara interacción entre el proceso constructivo, la toma de datos de campo y la identificación de parámetros. Un esquema suficientemente flexible debería ser capaz, por ejemplo, de cambiar el proceso constructivo si las predicciones realizadas usando la identificación inicial de los parámetros así lo aconseja.

Los trabajos que se han desarrollado sobre identificación de parámetros en ingeniería geotécnica son relativamente recientes y no muy numerosos. Algunos de los motivos que justifican tales circunstancias son:

- La utilización de estas técnicas en ciencias aplicadas es reciente (generalmente posterior a 1960).
- El modo de obtener los parámetros geotécnicos ha sido mediante aproximaciones sucesivas, utilizando los resultados de ensayos de laboratorio.

Paralelo a ello, el desarrollo en los últimos años de las técnicas de instrumentación de campo, han permitido medir en el terreno afectado por una obra, cada vez con mayor precisión y fiabilidad. Las técnicas de identificación de campo de parámetros son de aplicación lógica si se dispone de suficiente información de campo. Cualquier metodología de identificación puede aplicarse a un ensayo de laboratorio, pero la mayor representatividad de las medidas de campo frente a las de

laboratorio, aconseja utilizarlas siempre que se disponga de ellas. Por lo anterior, se afirma que las medidas de campo constituyen los datos naturales del problema de identificación en Geotecnia. Haciendo un poco de historia sobre este tema, tenemos:

Los primeros estudios en este sentido corresponden a Gioda (1980), Gioda et al. (1981) y Maier (1980) del Politecnico de Milán. En estos, se planteaba el problema de identificación de parámetros de macizos rocosos afectados por la excavación de túneles con geometría circular, para lo cual utilizaban el criterio de mínimos cuadrados y algoritmos de búsqueda directa del mínimo.

Otros trabajos relacionados sobre la caracterización de problemas en Geomecánica a partir de medidas “in situ” son los de Cividini et al. (1981, 1983) de tipo general, Cancelli et al. (1984), aplicado a presas de tierra, y artículos posteriores de recopilación de Maier y Gioda (1982) y Gioda (1985). Sus trabajos más recientes utilizan criterios más generales (máxima verosimilitud) y trabajan en la implementación de algoritmos de minimización propios de la programación matemática. También trabajan en la generalización de los métodos de la identificación a problemas dependientes del tiempo.

Otros trabajos recientes son los estudios del grupo japonés (universidades de Kobe, Kyoto y Tokyo): Arai, Ohta y Kojima (1984 y 1986), Sakurai (1983), Sakurai y Takeuchi (1983), y Hisatake et al (1985). En ellos se utilizan técnicas de optimización para identificar parámetros en problemas de consolidación en depósitos arcillosos y en presas de tierras, así como en problemas de excavación de túneles.

Independientemente de los problemas propios de estimación de parámetros, han aparecido recientemente publicaciones sobre el uso de los métodos de programación matemática en Geotecnia, que matemáticamente conducen también a problemas de minimización. Dentro de estos trabajos encontramos los de Gioda y Donato (1979), Maier y Gioda (1981) y Martins (1981).

Como se ha observado, los trabajos relacionados sobre identificación de parámetros aplicados a Geotecnia son recientes y plantean una metodología concreta para cada tipo de problema. Por ello, se dice que se trata de un tema todavía en fase de desarrollo, por lo que siempre es conveniente unificar y presentar una metodología lo más general posible para el tipo de problema planteado.

2.4. APLICACIÓN DEL MÉTODO DE LOS ELEMENTOS FINITOS (FEM) A LA SOLUCIÓN DEL PROBLEMA INVERSO

La utilización de los métodos de identificación de parámetros en Geotecnia viene condicionada, en parte, por la posibilidad de usar modelos complejos con la metodología expuesta anteriormente. Por ello resulta conveniente que la metodología a usar pueda aplicarse al problema inverso utilizando técnicas similares a las usadas en la resolución del problema directo. En la mayor parte de los casos, las condiciones de contorno son tales que no permiten una solución analítica del problema planteado. Es por ello, que los métodos numéricos de cálculo, y en particular, el método de los elementos finitos, han sido muy utilizados en la ingeniería geotécnica. La versatilidad de este método permite resolver problemas con una geometría totalmente general y, en principio, con cualquier modelo de comportamiento del material.

2.4.1. Método de Elementos Finitos (FEM)

Hoy en día, es el más utilizado en el campo de la ingeniería, ya que su aplicación se ve en diferentes campos de conocimiento. Empleado para problemas esfuerzo-deformación, es capaz de relacionar las leyes de comportamiento de los materiales con las condiciones físicas y de cálculo del problema.

Se asume que la persona que desarrolló el método fue Courant en 1943, si bien diversos matemáticos e ingenieros han ido aportando contribuciones al método desde finales del siglo XIX, y también de forma posterior a la primera implementación del método por Courant. Los matemáticos aplicaban el cálculo variacional para la resolución de ecuaciones en derivadas parciales (EDPs), mientras que los segundos abordaron el problema a través de la división de una estructura en pequeños componentes denominados elementos con leyes esfuerzo-deformación más simple. Hoy en día ambos enfoques están unificados, y gracias al aporte matemático, se ha conseguido crear un soporte general para la resolución de cualquier ecuación de comportamiento y geometría del dominio (*Zienkiewicz et al. 2005*).

En el caso de un análisis esfuerzo-deformación, en primer lugar, se discretiza el medio continuo (la estructura objeto de estudio) en una serie de elementos. Los elementos quedan definidos por una serie de nodos, que pueden ser los propios vértices geométricos del elemento y puntos intermedios adicionales. Sobre estos elementos se eligen unas ecuaciones constitutivas que rigen la relación entre esfuerzos y deformaciones (barras biarticuladas, vigas, placas, sólidos). Las expresiones que vinculan los esfuerzos y las deformaciones en un elemento se expresan en función de las variables nodales (deformaciones y esfuerzos en los nodos). A continuación se procede al ensamblaje de las distintas ecuaciones constitutivas de cada elemento en un sistema de ecuaciones global de toda la estructura. En este sistema las variables dependientes son, generalmente, los desplazamientos nodales, y las independientes las fuerzas nodales. Este sistema de ecuaciones se suele expresar de forma matricial:

$$[F] = [K][d] \quad (2.2)$$

Dónde:

- $[F]$: vector de fuerzas exteriores en los nodos (de toda la estructura).
- $[K]$: matriz de rigidez del sistema (matriz ensamblada).
- $[d]$: vector de desplazamientos en los nodos (de toda la estructura)

La matriz K representa los esfuerzos que se originan en la estructura (axiales, flexionantes, torsionantes) como consecuencia de unos movimientos unitarios (deformaciones, giros diferenciales, etc.). Esta matriz describe a toda la estructura objeto de cálculo y surge de ir ensamblando matrices más simples que definen sólo los esfuerzos y deformaciones en los nodos de elementos sencillos. A través de una adecuada nomenclatura, para cada nodo se suman los aportes de esfuerzos nodales de cada uno de los elementos que convergen en un nodo.

A su vez, la matriz K elemental (la matriz K asociada a cada elemento), puede estar almacenada en la base de datos del software para elementos sencillos, como es el caso de barras biarticuladas (esfuerzos de compresión/tensión) o vigas (esfuerzos de compresión/tensión, flexión, torsión). Estas matrices se han calculado de forma genérica a través de la teoría de Resistencia de Materiales. En

estos casos, el software estaría aplicando, más que el método de los elementos finitos, un mero cálculo matricial para la resolución del sistema de ecuaciones definido en la expresión.

Sin embargo, para elementos más complejos como placas o sólidos en 3D, en donde el planteamiento de la matriz K de *forma manual* es muy compleja, ya que la relación que liga esfuerzos y deformaciones parte de la resolución de una ecuación en derivadas parciales, se precisa la aplicación del método numérico específico para abordar el problema.

La particularidad del Método de los Elementos Finitos (FEM) y que lo diferencia del método matricial de resolución de estructuras, es la metodología numérica que aplica para la resolución de Ecuaciones en Derivadas Parciales (EDPs) que puedan regir el comportamiento de un elemento.

Para abordar la resolución de EDPs, en el FEM se definen, en primer lugar, unas funciones de forma genéricas. Dichas funciones caracterizan el campo de desplazamientos de un elemento como consecuencia de un movimiento unitario en cada uno de los nodos de las incógnitas fundamentales de movimientos, desplazamientos o giros, (denominadas, comúnmente, grados de libertad). Las funciones de forma son polinomios de al menos un orden superior al orden de la EDP que caracteriza el estado esfuerzo-deformación de cada elemento, y con coeficientes desconocidos. Se asume que dichas funciones de forma son la solución aproximada de la EDP (campo de desplazamientos). Para calcular los coeficientes de las funciones de forma, se aplica, generalmente, el método de los residuos ponderados, también conocido como Método de Galerkin. Para el caso de un análisis esfuerzo-deformación, la aplicación del método de Galerkin conlleva a la misma solución de los coeficientes del polinomio que la imposición del Principio de Trabajos Virtuales.

Aplicando el Método de Galerkin (o bien el Principio de Trabajos Virtuales), las expresiones de la matriz de rigidez para cada elemento se formularía de la siguiente manera:

$$[K] = \int_v [B^T][D][B]dv \quad (2.3)$$

Dónde:

- $[K]$: matriz de rigidez del elemento. Se obtienen por integración en todo el dominio \int_v .
- $[B]$: matriz con las funciones de forma. Vincula deformaciones con desplazamientos nodales.
- $[D]$: matriz de elasticidad. Vincula esfuerzos y deformaciones.

A pesar de ser una herramienta muy poderosa, su utilización es muy compleja y su uso muy limitado para resolver problemas prácticos. La mayor desventaja existente en este método es que requiere trabajos considerables para la obtención de información que permita la generación del modelo (geometría, propiedades físicas y mecánicas de los materiales involucrados, estado de esfuerzos iniciales, etc.). Además podemos mencionar la dificultad de obtener factores de seguridad a la falla (Wong, 1984).

Programas como el FLAC, UDEC (*Benko-Stead-1993*), PLAXIS, PHASE2, entre otros, se basan en el FEM y además son utilizados en el análisis de estabilidad de taludes.

Dentro de las consideraciones a tener en el análisis con este método, es que 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 ello el Método de Elementos Finitos 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.

CAPÍTULO 3

IDENTIFICACIÓN DE PROPIEDADES CON BASE A RESULTADOS DE ANÁLISIS CON FEM DE MODELOS ELASTOPLÁSTICOS Y CRITERIOS DE RUPTURA NO LINEALES

3.1. INTRODUCCIÓN

En este capítulo se desarrollará la parte teórica relacionada a los conceptos y temas involucrados en la aplicación del método de elementos finitos empleando un modelo elástico y elastoplástico con criterio de ruptura no lineal en la identificación de los módulos de deformabilidad y en el análisis de estabilidad del talud, así como el método *Shear Strength Reduction* (*reducción de resistencia al corte*) o *SSR* por sus siglas en inglés, entre otros.

La aplicación de esta metodología (FEM) es empleada en los grandes deslizamientos de tipo circular, provocados por una ruptura a través del macizo rocoso, el cual se considera isótropo, con un comportamiento elastoplástico perfecto.

Un método numérico aplicado para la resolución de un problema esfuerzo-deformación es el método de elementos finitos (FEM), en donde además es aplicable el criterio de ruptura no lineal. Es por ello que de entre éstos métodos, se optó por el FEM, debido a que es el que mejor se adapta a la simulación del problema, cumpliendo las condiciones de equilibrio, compatibilidad, y que además permite reflejar las condiciones de contorno y, de alguna manera, los procesos de excavación.

Como ya se mencionó en el apartado de la introducción (Capítulo 1), el criterio de ruptura no lineal empleado en este trabajo es el de Hoek-Brown, por ser el que mejor representa el comportamiento de las rocas. Además, el criterio de Hoek-Brown es la mejor aproximación al comportamiento resistente de un macizo rocoso frente a un criterio lineal clásico como el de Mohr-Coulomb.

La revisión de la estabilidad del talud se llevó a cabo empleando el método de análisis *Shear Strength Reduction* o *SSR* por sus siglas en inglés. Este método consiste en ir reduciendo progresivamente la resistencia al corte del suelo hasta que se produzca la ruptura del mismo, quedando el factor de seguridad definido por la razón entre la resistencia al corte original del suelo y la resistencia al corte para la que se haya producido la ruptura (*Galera, Jose M. & Velasco, Pedro*).

3.2. ANÁLISIS ESFUERZO-DEFORMACIÓN. ELECCIÓN DEL MÉTODO NÚMÉRICO A UTILIZAR

Dentro de la ingeniería geotécnica, los métodos de análisis que se utilizan para la estabilidad de un talud se clasifican en: *a) Métodos de cálculo de deformaciones* y *b) Métodos de equilibrio límite*, el elegido es el primero debido a que se consideran las deformaciones del terreno, así como las leyes de la estática. Además de que su aplicación práctica se basa en el estudio del problema empleando el método de los elementos finitos u otros métodos numéricos.

En la actualidad, el uso de la computadora así como de los programas de cómputo especializados en este tipo de análisis ha fomentado su uso. Los resultados que de ellos se obtienen representan los esfuerzos y deformaciones que ocurren en el suelo, sin obtenerse valores del factor de seguridad.

En este apartado se exponen los resultados obtenidos de los sondeos de exploración, los estudios geofísicos, las caracterizaciones geotécnicas de campo y los resultados de los ensayos de laboratorio, los cuales contribuyeron al diseño adecuado de la excavación y de los sistemas de soporte.

La elección del método de cálculo más adecuado, dependerá de las siguientes condiciones.

- Las características geológicas y geomecánicas de los materiales.
- Los datos disponibles del talud y su entorno (geométricos, geológicos, geomecánicos, hidrogeológicos, etc.).
- Alcance y objetivos del estudio, grado de detalle y resultado que se espera obtener.

3.2.1. Método Esfuerzo-Deformación

Para comprender aún más en qué consisten los métodos esfuerzo-deformación, desarrollaremos brevemente un poco de este problema existente.

Estos métodos numéricos se suelen emplear en muchos problemas de estabilidad de macizos rocosos especialmente cuando tienen complejidades especiales, ya sea por la anisotropía del material, o bien por el comportamiento no lineal del mismo, o por el estado de esfuerzos del macizo, por la presencia de agua o el efecto de los sismos, y por la complejidad en las características geológicas y geomecánicas del material.

Por ello, estos métodos constituyen una alternativa a los métodos de equilibrio límite y una herramienta importante para el análisis de estabilidad de taludes; sin embargo, su aplicación debe estar justificada y valorada para el análisis del talud considerado. La principal ventaja es que considera las relaciones esfuerzo-deformación que el material sufre durante el proceso de deformación y ruptura.

Ante determinadas cargas, el terreno se deforma en función de sus propiedades resistentes y deformacionales, siguiendo su ley de comportamiento (modelo constitutivo) hasta alcanzar, en su caso, la falla o ruptura, a la vez que se generan diferentes estados de esfuerzos en las distintas zonas del talud.

Los métodos esfuerzo-deformación permiten modelar esta evolución a partir del modelo geométrico representativo de la estructura, estratigrafía e hidrogeología del talud o ámbito de estudio considerado (aplicando unas determinadas condiciones de frontera al modelo), de la aplicación de la ley de comportamiento adecuada del material y de las propiedades resistentes y deformacionales de las diferentes litologías involucradas en el modelo. Al modelo se le aplica una ecuación constitutiva de resistencia a cada material involucrado; la resolución de las ecuaciones de la elasticidad o plasticidad (o algún otro modelo de comportamiento) se realiza mediante el método de los elementos finitos u otro método numérico 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, los métodos esfuerzo-deformación analizan el proceso de deformación en cada uno de los puntos seleccionados del modelo; estos métodos permiten evaluar, así mismo, la influencia de los diferentes parámetros en el estado de estabilidad del talud, como esfuerzos naturales del terreno, fuerzas dinámicas, presiones de agua, etc.

La precisión a la hora de representar las condiciones reales del terreno dependerá de la capacidad del modelo constitutivo de representar la realidad con precisión y de la adecuación real del problema de las condiciones de contorno que se impongan (*Potts y Zdravkovic, 1999*)

En la actualidad el avance en las técnicas de programación y la posibilidad de acceder a programas comerciales disponibles en el campo de la geotecnia, nos permite simular muchos de estos detalles y los potenciales mecanismos de ruptura en un talud de roca.

Los métodos esfuerzo-deformación permiten resolver tanto problemas bidimensionales 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.

En la mecánica de rocas, se suelen usar principalmente tres tipos de métodos numéricos para resolver los problemas esfuerzo-deformación. Estos métodos son:

1. Método de Elementos Finitos (FEM)
2. Método de Elementos de Frontera (BEM)
3. Método de Elementos Discretos (DEM)

El método numérico seleccionado es el método de elementos finitos (FEM), el cual fue desarrollado y expuesto en el apartado 2.4.1.

3.3. USO DE LAS CLASIFICACIONES GEOMECÁNICAS PARA LA ESTIMACIÓN DEL MÓDULO DE DEFORMACIÓN DEL MACIZO ROCOSO

3.3.1. Introducción

La caracterización de un macizo rocoso desde el punto de vista de su deformabilidad es uno de los principales problemas que cualquier estudio geológico-geotécnico debe afrontar si se van a realizar cálculos de esfuerzo-deformación con posterioridad.

Las propiedades deformacionales de un macizo rocoso, al igual que las resistentes se ven influenciadas por el factor escala, por ende, no pueden ser medidas directamente en laboratorio. Los dos parámetros que controlan la deformación elástica del macizo son el módulo de deformación y el coeficiente de Poisson, que en elasticidad lineal se suponen constantes.

En la actualidad se admite la hipótesis simplista de que la relación de Poisson del macizo rocoso es equivalente al de la matriz rocosa, y por tanto se puede obtener mediante ensayos de resistencia de compresión simple, midiendo la deformación horizontal mediante bandas extensométricas.

Por otro lado, el cálculo del módulo de deformación es un problema importante y sin resolver en la mecánica de rocas. Sin embargo, existen diversas maneras de estimar el módulo de deformación de un macizo rocoso, entre ellos se encuentran:

- Métodos de medición in situ (placa de carga, gato plano)
- Métodos geofísicos (Cross-Hole, Down Hole, método sísmico de refracción)
- Correlaciones con las clasificaciones geomecánicas

Las correlaciones con las clasificaciones geomecánicas existentes son otra manera de poder estimar el módulo de deformación de un macizo rocoso. Podemos utilizar la correlación sugerida por Bieniawski (1979), sin embargo, cabría desarrollar las clasificaciones geomecánicas que en la actualidad se utilizan para el análisis de taludes.

3.3.2. Clasificaciones Geomecánicas: RQD, RMR

Para la determinación de los parámetros de resistencia y deformabilidad del macizo se hace uso de las clasificaciones geomecánicas.

Estas tienen como objetivo el de proporcionar una evaluación geomecánica del macizo rocoso que se estudia a partir de ensayos simples, y observaciones de campo. Los tres sistemas más conocidos para la clasificación geomecánica son:

- RQD (Rock Quality Designation). Índice de la Calidad de Roca, Deere et al, 1967
- RMR (Rock Mass Rating) Clasificación de la Masa Rocosa, Bieniawski (1973, 1989)
- Q (Tunnel Quality Index). Índice de la Calidad del Túnel, Barton et al (1974)

La clasificación Q se emplea casi exclusivamente para túneles, por ello en este apartado no se desarrolla el tema.

Cabe mencionar que las características de las discontinuidades se obtienen de los datos de los barrenos proporcionados por el área de geología, y a partir de ellos se hacen los cálculos necesarios para la obtención del RQD, el cual es un parámetro base para la obtención del RMR.

3.3.2.1. Índice de la Calidad de Roca (RQD)

Propuesta por Deere en 1964, se basa en la recuperación de núcleos con perforación de diamante para determinar la calidad de la roca masiva in situ. El índice de calidad de las rocas depende indirectamente del número de fracturas y del grado de la alteración del macizo rocoso.

El RQD queda definido como el porcentaje de núcleos que se recuperan en piezas enteras de 100 mm o más, del largo total del barreno, es decir:

$$RQD(\%) = \frac{\sum \text{Longitud de los núcleos mayores de 100mm}}{\text{Longitud total perforada}} \times 100 \quad (3.1)$$

Está normalmente aceptado que el RQD se establece en núcleos de cuando menos de 50 mm de diámetro, recuperados con una perforadora de diamante de doble barril.

En la tabla 3.1 se muestra la relación propuesta por Deere entre el valor numérico RQD y la calidad de la roca, desde el punto de vista en la ingeniería es:

Tabla 3.1. Valores de calidad de roca en relación con el RQD

RQD (%)	Calidad de roca
< 25	Muy mala
25 - 50	Mala
50 - 75	Regular
75 - 90	Buena
90 - 100	Muy buena

3.3.2.2. Clasificación Rock Mass Ratingf (RMR)

Desarrollado por Z. T. Bieniawski durante los años 1972-1973, y modificado en los años 1976 y 1979, hoy en día se usa la edición de 1989, que coincide sustancialmente con la de 1979.

El RMR constituye un sistema de clasificación de macizos rocosos que permite a su vez relacionar índices de calidad con parámetros geotécnicos del macizo y de excavación de la estructura. Además

permite la obtención de la cohesión y ángulo de fricción, parámetros resistentes del criterio de Mohr-Coulomb.

Para la determinación del índice de calidad de roca (RMR) se hace uso de los siguientes parámetros geomecánicos:

1. Resistencia a la compresión simple del material
2. Grado de fracturación en términos del RQD
3. Espaciado de las discontinuidades
4. Condiciones de las discontinuidades
 - Longitud de la discontinuidad
 - Abertura
 - Rugosidad
 - Relleno
 - Alteración
5. Condiciones hidrogeológicas (presencia de agua)

El RMR se obtiene como una suma de unas puntuaciones que corresponden a los valores de cada uno de los parámetros enumerados anteriormente. El valor del RMR oscila entre 0 y 100, y es mayor cuanto mejor es la calidad de la roca. En la tabla 3.2 y 3.3 se muestran respectivamente los valores máximos de cada uno de los parámetros y la clasificación de RMR que se obtiene del macizo rocoso.

Tabla 3.2. Valores máximos correspondientes a los parámetros geotécnicos.

Parámetros geomecánicos	Valor máximo
Resistencia a la compresión simple del material	15
Grado de fracturación en términos del RQD	20
Espaciado de las discontinuidades	20
Condiciones de las discontinuidades	30
Condiciones hidrogeológicas (presencia de agua)	15

Tabla 3.3. Clasificación de RMR de la calidad de roca.

Clase	Calidad	RMR
I	Muy buena	100-81
II	Buena	80-61
III	Media	60-41
IV	Mala	40-21
V	Muy mala	< 20

El anexo I muestra la clasificación completa de Bieniawski, según la versión 1989 con el cálculo de la Riolita Brechoide Decomprimida. En ella se incluyen las puntuaciones para cada rubro, el detalle de los parámetros que definen el estado de las diaclasas, así como la corrección por orientación de discontinuidades y los diferentes tipos de obra a los que es aplicable esta clasificación.

3.3.3. Correlaciones con Clasificaciones Geomecánicas

Para la determinación de los parámetros de resistencia y deformabilidad del macizo se hace uso de las clasificaciones.

En la tabla 3.4 se aprecian los distintos criterios empíricos que correlacionan las clasificaciones geomecánicas, entre ellos el Q de Barton para la estimación del módulo de deformabilidad.

De todos los criterios citados, el menos recomendable es el de Bieniawski (1978), no solo por ser antiguo, sino porque además, es excesivamente simplista (lineal), abarca un rango muy limitado de calidades ($RMR > 50$), además está basado en un número escaso de datos de medición. Hoek (2002), aunque un poco conservador, está basado no solo en mediciones *in situ*, sino que además considera la relación que existe entre la resistencia a la compresión simple de la roca matriz y el factor de daño que se aplica al proceso de excavación. Barton (2002) es un criterio más moderno, apoyado en un gran número de datos y que también considera la resistencia a la compresión simple de la roca matriz.

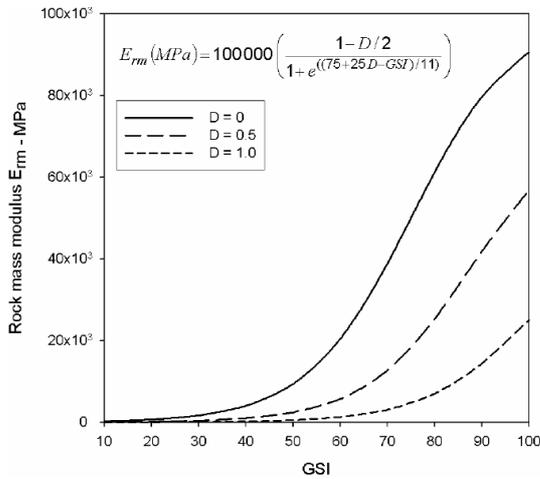
Otros criterios requieren del conocimiento del valor representativo de la resistencia a la compresión simple de la roca matriz, σ_c^i , así como el factor de daño D.

El gráfico 3.1 muestra la relación entre el índice RMR de Bieniawski y el módulo de deformabilidad del macizo para alguno de los criterios mencionados en la tabla 3.6. Este mismo gráfico también incluye datos de medición *in situ* (Sánchez Fermín, 2012).

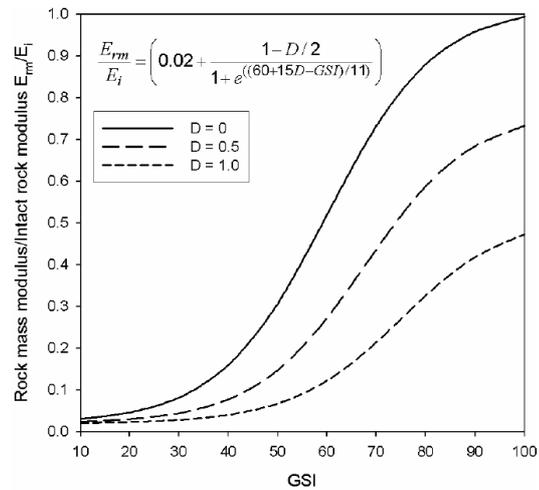
En el mismo gráfico se puede observar que la dispersión de valores de E_m medidos *in situ* es muy amplia, así como también lo es de los distintos criterios de correlaciones. Los rectángulos representan los conjuntos de valores (medidos o calculados) que entran de cada rango de calidad RMR. Se observa que entre dichos conjuntos se presentan intersecciones importantes, es decir, para distintos rangos de calidad hay un universo de valores E_m que coexisten.

Tabla 3.4. Correlación entre módulo de deformabilidad y calidad de roca.

Autor	Correlación	Parámetros requeridos
Hoek et al. (2002)	$E_m = \left(1 - \frac{D}{2}\right) \cdot \sqrt{\frac{\sigma_c^i}{100}} \cdot 10^{\frac{GSI-10}{40}} \rightarrow \sigma_c^i < 100 \text{ MPa}$	GSI, σ_c^i , D
	$E_m = \left(1 - \frac{D}{2}\right) \cdot 10^{\frac{GSI-10}{40}} \rightarrow \sigma_c^i > 100 \text{ MPa}$	
Bieniawski (1978)	$E_m = 2 \text{ RMR} - 100 \rightarrow \text{RMR} > 55$	RMR
Serafim y Pereira (1983)	$E_m = 10^{\frac{\text{RMR}-10}{40}} \rightarrow 10 < \text{RMR} < 50$	RMR
Barton (1992)	$E_m = 25 \text{ Log}_{10} Q$	Q
Barton (2002)	$E_m = 10 \left(Q \frac{\sigma_c^i}{100} \right)^{1/3}$	Q
Gokceoglu (2003)	$E_m = 0.073 \times e^{0.075 \text{RMR}}$	RMR
Hoek (2004)	$E_m = 0.33 \times e^{0.064 \text{GSI}}$	GSI
Hoek y Brown (1997)	$E_m = \sqrt{\frac{\sigma_c^i}{100}} \cdot 10^{\left(\frac{GSI-10}{40}\right)}$	GSI, σ_c^i
Hoek y Diederichs (2006)	$E_m = E_i \left(0.02 + \frac{1-D/2}{1 + e^{\frac{60+15D-GSI}{11}}} \right) 0.33 \times e^{0.064 \text{GSI}}$	E_i , GSI, D
Nicholson y Bieniawski (1990)	$E_m = E_i \left[0.0028 \text{RMR}^2 + 0.9 \left(\frac{\text{RMR}}{22.82} \right) \right] / 100$	E_i , RMR
Kim (1993)	$E_m = 300^{(0.07 \text{RMR}) \times 10^{-3}}$	RMR
Mitri et al (1994)	$E_m = \frac{E_i}{2} \left[1 - \cos \left(\pi \times \frac{\text{RMR}}{100} \right) \right]$	E_i , RMR
Read et al. (1999)	$E_m = 0.1 \left(\frac{\text{RMR}}{10} \right)^3$	RMR
Palmstrong y Singh (2001)	$E_m = 8 Q^{0.4}$	Q
	$E_m = 7 \text{RMR}^{0.4}$	RMi
Zhang y Einstein (2004)	$E_m = E_i 10^{0.0186 \text{RQD} - 1.91}$	E_i , RQD
Sonmez et al. (2004)	$E_m = E_i (s^a)^{0.4}$	E_i , s, a
Sonmez et al. (2006)	$E_m = E_i 10^{\left[\frac{\text{RMR}-100}{4000} (100-\text{RMR}) e^{-\text{RMR}/100} \right]}$	E_i , RMR
Chun et al. (2009)	$E_m = \frac{5.992 H^2 + 1.883 \sigma_{ci}^4 + 4.851 \text{RQD}^3 + 0.031 \text{JS}^5 + 23990.53 \text{JC}}{10000}$	H, σ_{ci} , RQD, JS, JC



Gráfica 3.2. Ecuación simplificada de Hoek-Diederichs para la estimación empírica del módulo de deformación de la masa de roca entorno al Geogical Strength Index (GSI).



Gráfica 3.3. Ecuación de Hoek-Diederichs para la estimación empírica del módulo de deformación de la masa de roca entorno al Geogical Strength Index (GSI) y el módulo de roca intacta (E_i).

3.4. CRITERIO DE RUPTURA DE HOEK-BROWN COMO MODELO CONSTITUTIVO.

3.4.1. Introducción

Generalmente la roca matriz tiene un comportamiento resistente muy superior al del macizo rocoso, y su deformación frente a esfuerzos es menor. Las características resistentes y deformacionales de la matriz rocosa se investigan por medio de ensayos de laboratorio diseñados para tal fin.

Los más importantes y de uso común son: el ensayo de resistencia a compresión simple o uniaxial con o sin strain-gages, el ensayo de tensión indirecta o prueba brasileña y el de compresión triaxial.

Con los ensayos de resistencia a compresión simple sobre muestras cilíndricas tomadas de sondeos y midiendo las deformaciones longitudinales con micrómetros, se pueden obtener las curvas de esfuerzo-deformación (Figura 3.1). A partir de los valores de estas curvas se pueden obtener las constantes elásticas de la roca, E y ν .

La velocidad de ejecución hace variar la resistencia, de tal manera que un aumento en la velocidad de carga durante el ensayo lleva a resistencias y módulos de deformación mayores, mientras que la deformación hasta la ruptura disminuye (*Hendron, 1968*).

Es importante señalar que la resistencia a compresión simple varía en función de la forma y tamaño de la muestra, es decir, la resistencia decrece al aumentar la esbeltez (forma de la muestra), asimismo decrece al aumentar el tamaño de la muestra (Figura 3.2).

La resistencia de la matriz rocosa isótropa se puede evaluar mediante los criterios de ruptura de Mohr-Coulomb y de Hoek-Brown. La principal diferencia entre ambos es que el primero es un criterio lineal y el segundo no lineal, más adecuado al comportamiento mecánico real de las rocas.

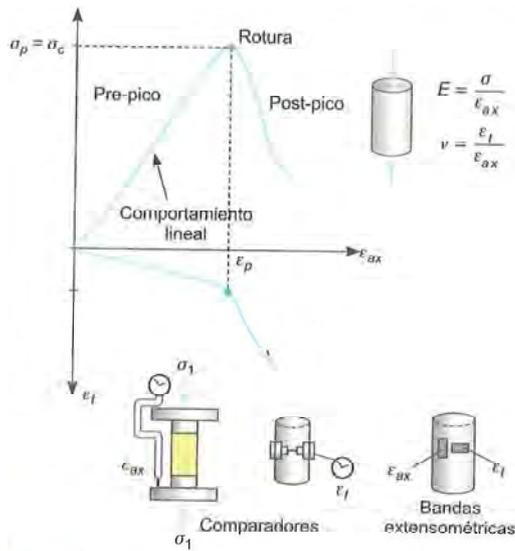


Figura 3.1. Curvas esfuerzo-deformación, σ - ϵ_{ax} y ϵ_{ax} - ϵ_t , obtenidas del ensayo de compresión simple (González de Vallejo, 2002).

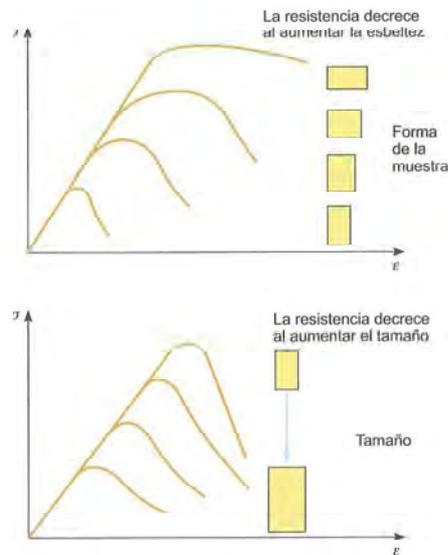


Figura 3.2. Variación de la resistencia a la compresión en función de la forma y tamaño de la probeta (González de Vallejo, 2002).

En los últimos años se han desarrollado otros criterios de ruptura por distintos autores, generalmente con menor difusión y aplicación. Entre ellos tenemos los siguientes:

- *Criterio de Singh & Singh (2005)*. Considera el estado crítico del material, en el que éste pierde totalmente la resistencia friccionante. Se trata de una envolvente parabólica que considera que, en estados de alto confinamiento, el esfuerzo desviador ($\sigma_1 - \sigma_3$) es incapaz de seguir aumentando, tal y como sucede en realidad en los geomateriales.
- *Criterio de Sheorey (1997)*. Recoge en detalle los principales criterios de ruptura existentes en la literatura sobre mecánica de rocas.
- *Criterio de Griffith de 1921 (Jaeger y Cook, 1979; Paterson, 1978)*. Desarrollado con base al estudio del cristal y del acero, es un clásico en la mecánica de rocas; a pesar de que no es adecuado para su aplicación al material rocoso, ha sido muy útil para el estudio de la influencia de las microfisuras preexistentes en la ruptura a tracción del material.

3.4.2. Criterio de Ruptura no Lineal de Hoek-Brown

Para evaluar la resistencia de la matriz rocosa es más adecuado un criterio no lineal, donde la representación gráfica de la ruptura es una curva del tipo cóncavo.

El criterio de ruptura de Hoek-Brown en su versión original, fue introducida en 1980 (Hoek y Brown, 1980a; Hoek y Brown, 1980b), desde entonces su uso se ha generalizado en el ámbito de la mecánica de rocas, traspasando los límites para los que fue propuesto (cálculo de la estabilidad en taludes y estados de esfuerzos en el entorno de un túnel, para macizos rocosos duros). Debido a esto, y con el fin de mejorarlo, el criterio ha sufrido varias modificaciones así como la introducción

de nuevos parámetros para definir el estado del material, y nuevas propuestas para obtener la caracterización del macizo, la última en 2002 (Hoek et al., 2002).

Se trata de un criterio no lineal, puramente empírico, que permite valorar de manera sencilla la ruptura de un medio rocoso mediante la introducción de las principales características geológicas y geotécnicas.

En la Figura 3.3 se representa los esfuerzos de ruptura para el criterio de Hoek-Brown. En la figura se aprecia que la función que define el dominio elástico es no lineal.

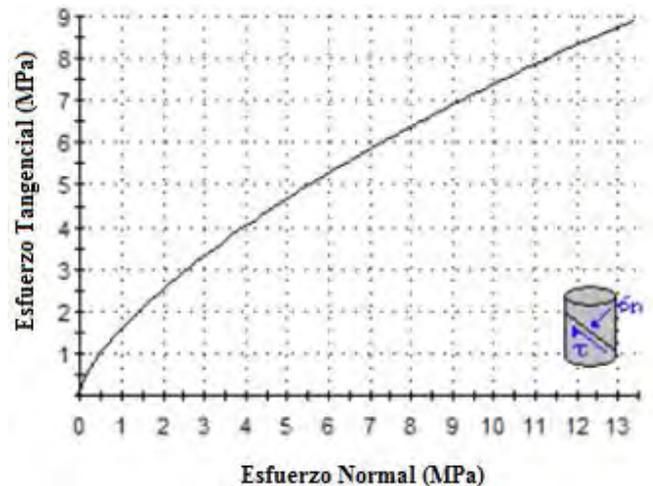


Figura 3.3. Representación gráfica de criterios de ruptura lineal y no lineal

En este apartado se explicará el criterio de rotura original de Hoek-Brown y su última versión, esto se realiza porque será de interés en el transcurso de este tema de tesis.

El criterio original, es un criterio empírico para el estudio de macizos rocosos duros. Su expresión es:

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_{Ci} \left(m \frac{\sigma_3'}{\sigma_{Ci}} + s \right)^{0.5} \quad (3.2)$$

Dónde:

- σ_1' y σ_3' = esfuerzos principales mayor y menor en el momento de ruptura.
- σ_{Ci} = resistencia a compresión uniaxial del material intacto.
- m y s = constantes del material, que dependen de las propiedades de la roca y del grado de fracturación de la roca antes de someterla a los esfuerzos de ruptura. El parámetro s es la medida de disminución de la resistencia a compresión simple de la roca debido a la fracturación. Por su parte, m influye en la resistencia al corte del material. Ambos parámetros se pueden obtener a partir de la clasificación geomecánica Rock Mass Rating (RMR), introducida por Bieniawski en 1976 y que se expone apropiadamente más adelante.

Mediante la ecuación anterior se puede dibujar la envolvente para la ruptura (Figura 3.4). La Figura 3.4 muestra las relaciones entre los esfuerzos normalizados σ_1 y σ_3 para la matriz rocosa.

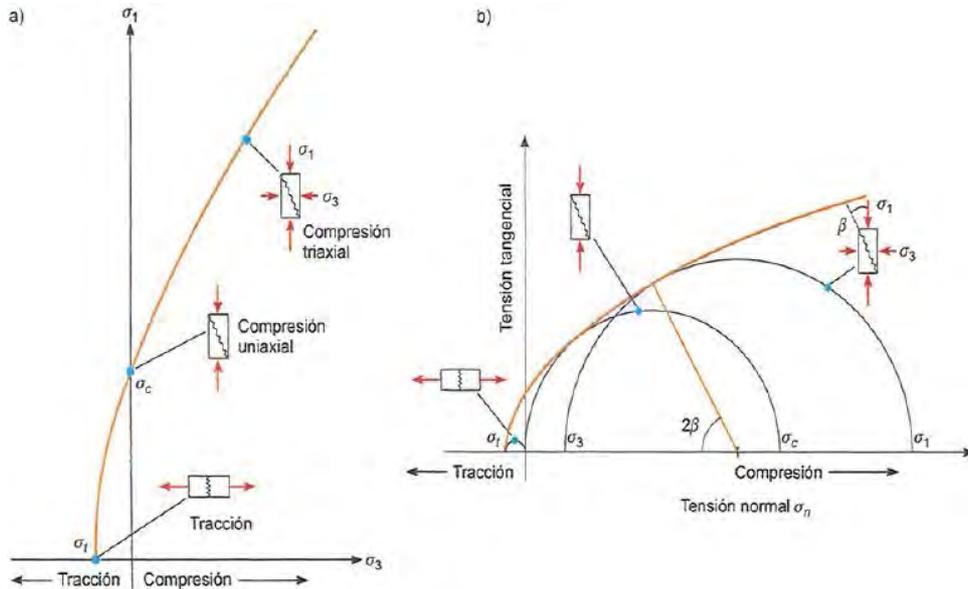


Figura 3.4. Envolventes de ruptura del criterio de Hoek y Brown en función de los esfuerzos principales (a) y de los esfuerzos normal y tangencial (b). Representación de las diferentes condiciones de esfuerzo para ruptura de la matriz rocosa (González de Vallejo, 2002)

El uso del criterio no solo en macizos rocosos duros, sino también en macizos de rocas débiles, ha supuesto una reformulación del criterio, así como la introducción de nuevos parámetros. Su última versión (Criterio de Rotura Generalizado, 2002) se expresa:

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_{Ci} \left(m_b \frac{\sigma_3'}{\sigma_{Ci}} + s \right)^a \quad (3.3)$$

Dónde:

- m_b = valor reducido de la constante del material m_i y está dado por:

$$m_b = m_i \exp\left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D}\right) \quad (3.4)$$

- GSI (Geological Strength Index) = clasificación geomecánica (Hoek, 1994; Hoek, Kaiser y Brawden, 1995), s y a son constantes del macizo rocoso dadas por las siguientes relaciones:

$$s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D}\right) \quad (3.5)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left(e^{-GSI/15} - e^{-20/3} \right) \quad (3.6)$$

- D es un factor que depende sobre todo del grado de alteración al que ha sido sometido el macizo rocoso por los efectos de las excavaciones (mecánicas o por voladuras) o por la relajación de esfuerzos. Varía desde $D = 0$ para macizos rocosos in situ inalterados hasta $D = 1$ para macizos rocosos muy alterados. La tabla 3.5 muestra una guía para la estimación del factor de alteración del criterio de Hoek y Brown, D .

La aplicación de esta tabla es un poco subjetiva, ya que es necesario juzgar si las voladuras han sido cuidadosas o no.

Cabe destacar, que en este caso ya no se utiliza el Rock Mass Rating, sino que se adopta el Geological Strength Index (GSI).

La resistencia a la compresión uniaxial se obtiene haciendo $\sigma'_3 = s$ en la ecuación (3.3), dando así:

$$\sigma_c = \sigma_{Ci} s^a \quad (3.7)$$

Siendo la resistencia a tracción:

$$\sigma_t = -\frac{s \sigma_{Ci}}{m_b} \quad (3.8)$$

La ecuación se obtiene haciendo $\sigma'_1 = \sigma'_3 = \sigma_t$ en la ecuación (3.2) representando una condición de esfuerzo biaxial.

3.4.3. Geological Strength Index (GSI)

En un principio, los parámetros del criterio de ruptura de Hoek y Brown se derivaban a partir del índice *RMR* de Bieniawski. Sin embargo, la experiencia demostró que existían rangos de calidad del *RMR* para los cuales la aplicabilidad del criterio de ruptura se veía muy limitada. Lo anterior llevo a Hoek a desarrollar el *GSI* como una caracterización basada más en observaciones geológicas fundamentales que propiamente “en números” (Hoek, 1985).

Propiamente se puede definir al *GSI* como un sistema para la estimación de las propiedades geomecánicas del macizo rocoso a partir de observaciones geológicas de campo.

Las observaciones se basan en la apariencia del macizo a nivel de estructura y a nivel de condición de la superficie. A nivel de estructura se tiene en cuenta el nivel de alteración que sufren las rocas, la unión que existe entre ellas, que viene dada por las formas y aristas que presentan, así como de su cohesión. Para las condiciones de la superficie, se tiene en cuenta si ésta esta alterada, si ha sufrido erosión o qué tipo de textura presenta y el tipo de recubrimiento existente.

Una vez realizadas las observaciones se escoge en la tabla 3.6 la situación que más se acerca a la realidad del macizo a estudio, obteniendo de esta forma, el valor del GSI.

Tabla 3.5. Guía para la estimación del factor de alteración del criterio de Hoek y Brown, D (Hoek et al., 2002)

Apariencia del macizo rocoso	Descripción del macizo rocoso	Valor D sugerido
	Excelente calidad de voladura controlada o excavación con tuneladora, TBM, con resultados de alteración mínima del macizo rocoso confinado circundante al túnel.	D=0
	Excavación mecánica o manual en macizos rocosos de mala calidad (sin voladuras) con una alteración mínima en el macizo circundante. Cuando aparezcan problemas de deformación en el piso durante el avance, la alteración puede ser severa a menos que se coloquen una contrabóveda temporal, tal como se muestra en la figura.	D=0 D=0.5 No invert
	Voladura de muy mala calidad en un túnel en roca competente con daños locales severos, extendiéndose 2 o 3m en el macizo rocoso circundante.	D=0.8
	Pequeñas voladuras en taludes de ingeniería civil dan lugar a pequeños daños al macizo rocoso, particularmente si se usan voladuras de contorno como se muestra en el lado izquierdo de la fotografía. Sin embargo la liberación de tensión resulta en alguna alteración.	D=0.7 Good blasting D=1.0 Poor blasting
	Los taludes en las grandes minas a cielo abierto sufren alteraciones significativas debido a las grandes voladuras de producción y también debido a la relajación de tensiones al retirar el estéril de recubrimiento. En algunas rocas blandas la excavación puede llevarse a cabo mediante el ripado y empuje con tractores de orugas y el grado de afección a los taludes será menor.	D=1.0 Production blasting D=0.7 Mechanical excavation

Tal y como se observa en la tabla 3.6 los valores del GSI varían desde 1 hasta 100. Los valores cercanos al 1 corresponden a las situaciones del macizo rocoso de menor calidad, es decir con la superficie muy erosionada, con arcilla blanda en las juntas, y con una estructura poco resistente debido a las formas redondas, y a la gran cantidad de fragmentación que sufre el macizo. Por el contrario, valores de GSI cercanos a 100, implican macizos de gran calidad, ya que significa una estructura marcada por una pequeña fragmentación en la que abundan las formas prismáticas y superficies rugosas sin erosión.

Tabla 3.6. Estimación del GSI, basado en observaciones geológicas (Hoek et al., 2002).

<p>GEOLOGICAL STRENGTH INDEX, GSI, PARA ROCAS FRACTURADAS (Hoek y Marinos, 2000) A partir de la litología, la estructura y las condiciones de las discontinuidades, estimar el valor promedio del GSI. No intentar ser demasiado precisos, establecer un rango entre 33 y 37 es más realista que GSI = 35. Nótese que la tabla no tiene en cuenta las fallas estructuralmente controladas. En los casos en los que existan planos débiles con orientación desfavorable a la excavación, éstos dominarán el comportamiento de la masa. La resistencia de discontinuidades susceptibles al intemperismo se verá reducida si hay presencia de agua en el medio. En rocas de muy mala calidad y en presencia de agua conviene mover las categorías a la derecha.</p>		CONDICIONES DE LOS PLANOS DE LAS DISCONTINUIDADES				
		MUY BUENA Muy rugosas, inalteradas, frescas	BUENA Rugosas, poco alteradas, algo de óxido	REGULAR Onduladas, moderadamente intemperizadas y alteradas	MALA Pulidas y/o falladas, muy alteradas, conteniendo rellenos compactos de materiales angulosos	MUY MALA Pulidas y/o falladas, muy alteradas, conteniendo relleno arcilloso u otros rellenos blandos
ESTRUCTURA		CALIDAD DE LOS PLANOS DISMINUYE →				
	ROCA INTACTA O MASIVA-especímenes de roca intacta o masiva <i>in situ</i> con algunas discontinuidades ampliamente espaciadas	90			N/A	N/A
	BLOQUIZADA-masa de roca no tectonizada formada por bloques cúbicos con buena trabazón entre ellos formados por 3 familias de discontinuidades	80	70			
	MUY BLOQUIZADA- masa de roca parcialmente tectonizada formada por múltiples bloques angulosos con regular trabazón y definidos por más de 4 familias de discontinuidades		50			
	BLOQUIZADA/TECTONIZADA/PLEGADA-formada por bloques angulosos con múltiples sistemas que se intersectan. Persistencia de planos de estratificación o esquistosidad		40		30	
	DESINTEGRADA- trabazón pobre, roca altamente fracturada con una combinación de fragmentos angulosos y redondeados				20	
	LAMINADA/CIZALLADA- no forma bloques debido al escaso espaciamiento de débiles planos de esquistosidad o de cizalla	N/A	N/A			10

3.5. USO DEL MÉTODO SHEAR STRENGTH REDUCTION (SSR) PARA LA REVISIÓN DEL ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DEL TALUD

3.5.1. Introducción

La estabilidad de los taludes es uno de los problemas principales que se presenta durante la excavación en macizos rocosos, en donde la presencia de fallas y grietas provoca deslizamientos de masas debidos al peso de las mismas, o a cargas aplicadas. En él, el proceso de deslizamiento es en general lento y muy irregular.

La ingeniería geológica y geotécnica, entre muchos otros campos, abarca el cálculo de estabilidad de taludes, pudiéndose distinguir varios métodos de cálculo, con base a la diferente formulación matemática utilizada.

Dentro del diseño de taludes, el ingeniero geotecnista lo hace aplicando un factor de seguridad (FS) bajo condiciones de carga y resistencia establecidas. Este factor de seguridad es producto de la experiencia humana acumulada durante muchos años.

Este factor de seguridad es empleado para conocer cuál es el nivel de amenaza de que el talud falle en las peores condiciones de comportamiento para el cual se diseña, tomando en cuenta los aspectos de seguridad, costos de ejecución, etc.

Además, sabemos que dentro del análisis de estabilidad no existe un método general de análisis aplicable a todos los taludes, sin embargo, todos los métodos de cálculo están ligados a un mecanismo cinemático de falla específica, por lo que sólo serán aplicables a aquellos problemas de estabilidad en que la falla sea del tipo que se considera.

A partir de mediciones de desplazamientos en taludes de gran altura, es posible identificar las principales características cinemáticas asociadas a la forma de la superficie de ruptura.

Por lo anterior, y por lo ya descrito en temas anteriores, se eligió el método del *Shear Strength Reduction (SSR)* como método de análisis para la revisión y solución de nuestro problema.

3.5.2. Método Shear Strength Reduction (SSR)

El método *Shear Strength Reduction (reducción de resistencia al corte)* ó *SSR* por sus siglas en inglés, es un método de análisis en donde se va reduciendo progresivamente los parámetros de resistencia al corte del material a través de un factor de reducción (FR) hasta provocar la ruptura del talud. El factor de seguridad es establecido cuando el *Strength Reduction Factor* ó *SFR* es crítico, es decir, para grandes incrementos de los desplazamientos de un punto corresponden pequeñas variaciones del SFR (Naylor, 1982).

Con este método, el factor de seguridad de un talud se puede calcular con un modelo numérico, bien de elementos finitos o de diferencias finitas.

Como se dijo desde un inicio, la principal ventaja de este método es que la superficie crítica de deslizamiento se genera automáticamente durante el proceso de reducción de resistencia, y su forma (recta, poligonal, circular, espiral logarítmica, etc.) se produce espontáneamente sin que sea necesario predeterminarla al iniciar el proceso de cálculo. Otra de las ventajas son:

- Se satisfacen las ecuaciones de equilibrio
- Es posible calcular las deformaciones y desplazamientos del material (suelo y/o roca)
- Es posible el cálculo de las deformaciones, desplazamientos, fuerza axial y distribuciones momento
- Es posible modelar la falla progresiva

Las desventajas que presenta este método son:

- No es tan conocido o de confianza como los métodos de equilibrio límite
- Para el análisis se requiere de más datos tales como el módulo del material, la rigidez, los parámetros de la plasticidad, los esfuerzos in-situ, las condiciones de contorno, etc.
- La generación de mallas y la configuración del modelo puede ser difícil y puede requerir un alto nivel de conocimientos de modelado
- El equilibrio límite tiene más modelos de materiales y es numéricamente más simple
- El elemento finito es propenso a la convergencia, la tolerancia y problemas de inestabilidad numérica

La aplicación de esta técnica en el pasado ha estado limitada por el elevado coste computacional, en tiempos de cálculo, dificultad que en la actualidad está bastante superada por el avance en la velocidad de cálculo de los ordenadores personales.

El análisis de estabilidad mediante modelización numérica proporciona las siguientes posibilidades de análisis, claramente ventajosas respecto a los análisis clásicos de equilibrio límite:

- Superficies de rupturas generales
- Geometrías complejas
- Modelos constitutivos complejos
- Simulación realista del esfuerzo
- Acoplamiento hidromecánico
- Análisis dinámico

3.5.3. Superficie de Ruptura

La superficie de ruptura se define como una banda de material intensamente cizallado producido por algún cambio en su configuración de esfuerzos iniciales. Tanto en ensayos de laboratorio como en procesos geológicos, la deformación en el material no tiene distribución uniforme, concentrándose en bandas de cizallamiento. Este proceso es llamado localización y también ocurre en la modelación numérica. La continua transferencia de carga adicional para elementos no plastificados constituye un proceso

Las herramientas habituales de cálculo del equilibrio límite, exigen introducir, de forma apriorística, la forma de la superficie de ruptura (recta, poligonal, circular, espiral logarítmica, etc.), de manera que los programas postulan un elevado número de superficies, para las que calculan el factor de seguridad, dando como factor de seguridad el mínimo de los calculados.

Sin embargo, con la modelización numérica se realiza un cálculo implícito de la ruptura de cada elemento en función de su estado de esfuerzos y su resistencia, de manera que durante el proceso de reducción de resistencia la rotura se va a desencadenar por los elementos plastificados, generándose la superficie de ruptura crítica.

Con la superficie de ruptura crítica generada, es posible la obtención de su superficie de deslizamiento en el caso de rupturas con control estructural parcial, como son el caso de cuñas o rupturas planas no aflorantes.

Una de las ventajas del método esfuerzo-deformación es el manejo de superficies de ruptura complejas.

CAPÍTULO 4

INSTRUMENTACIÓN GEOTÉCNICA

4.1. INTRODUCCIÓN

Cuando un talud presenta signos de inestabilidad (grietas o rupturas en la parte superior, abultamientos y levantamientos en la zona de pie, etc.), o cuando se precisa controlar el comportamiento de un talud frente a la estabilidad, se recurre a la instrumentación o auscultación del talud y su entorno, a fin de obtener información sobre el comportamiento del mismo y las características del movimiento: velocidad, pautas en los desplazamientos, situación de las superficies de ruptura, presiones de agua, etc.

El control de la velocidad del movimiento permite conocer el modelo de comportamiento, y tomar decisiones referentes a su estabilización; en ocasiones se puede llegar a predecir aproximadamente cuándo tendrá lugar la ruptura, con base al registro de la curva desplazamiento-tiempo y su extrapolación en el tiempo.

Una definición que se le puede dar a la instrumentación es la siguiente:

“La instrumentación es una combinación de filosofía, conocimientos y actividades prácticas, que requiere de perspicacia, experiencia, aparatos y técnicas de medición, para obtener información cualitativa o cuantitativa necesaria para evaluar la seguridad de una estructura o resolver un problema geotécnico” (Flores B. Raúl, 2001).

4.2. OBJETIVOS DE LA INSTRUMENTACIÓN

La instrumentación geotécnica es la herramienta que permite obtener información cuantitativa para adecuar y corregir las obras civiles de manera racional, obteniendo seguridad y eficiencia, por lo que se le reconoce una gran utilidad.

La finalidad de la instrumentación es la de conocer el comportamiento de las estructuras ante cualquier cambio en el periodo de tiempo que se mide, verificar hipótesis y criterios de diseño, para ajustar especificaciones de materiales y su colocación; y durante la vida útil de la estructura, para detectar oportunamente cualquier anomalía que se presente. Este conocimiento permite evaluar en todo momento las condiciones de seguridad de las estructuras, particularmente después de la ocurrencia de cargas extraordinarias como sismos, avenidas o tormentas intensas y, sobre todo, observar la tendencia a largo plazo de las variables que pueden indicar un comportamiento anormal y peligroso.

4.3. PLANEACIÓN DEL SISTEMA DE AUSCULTACIÓN

El diseño del sistema de auscultación no es sólo la selección de los instrumentos, sino que es un completo proceso de ingeniería que inicia con la definición de los objetivos y termina con la realización de acciones preventivas o correctivas basadas en los dictámenes de seguridad que se realicen con los datos obtenidos.

Por ello, el primer paso en la planeación de un programa de instrumentación es determinar:

- Las condiciones del proyecto.
- Los objetivos del sistema de auscultación.
- Las variables a medir.
- Los valores del comportamiento esperado.
- Anticipación de soluciones a problemas que se detectaron con las mediciones.
- Los instrumentos adecuados.
- Registro de factores externos que pudieran haber afectado o influenciado en las mediciones.
- Procedimientos para asegurar la confiabilidad de las lecturas.
- Sitios donde se instalaron los instrumentos.
- Los procedimientos de instalación y
- Los procedimientos para el acopio y proceso de datos.

Antes de diseñar el programa de monitoreo, se requiere tener claridad sobre las causas del deslizamiento y los límites probables del movimiento en cuanto a profundidad y extensión en planta. Adicionalmente, se requiere conocer la geología, el sistema de lluvias, etc., lo cual equivale a tener avanzado el estudio del deslizamiento, en un gran porcentaje.

Previamente a la instalación de los instrumentos, se deben haber planteado los probables mecanismos de falla. Lo que se pretende con un programa de monitoreo, es corroborar la validez o no, de las teorías propuestas y la cuantificación de ciertos parámetros y procesos.

4.4. TIPOS DE INSTRUMENTOS

El desarrollo de los aparatos de medición para la auscultación inicia principalmente con los trabajos de investigación relacionados con el estudio de incidentes, accidentes y fallas de taludes.

En este apartado se enlistan los instrumentos más comúnmente empleados en la investigación y monitoreo de deslizamientos, y se desarrollan para el conocimiento del trabajo aquellos aparatos utilizados en el sistema de auscultación de un vertedor. Entre estos aparatos se encuentran los siguientes:

1. Transductores
 - Ópticos
 - Mecánicos
 - Hidráulicos
 - Eléctricos
 - Neumáticos

2. Piezómetros
 - Pozos de observación
 - Abiertos
 - De cuerda vibrante
 - De resistencia eléctrica
3. Inclínómetros
4. Extensómetros
 - De superficie
 - De placas
5. Instrumentos topográficos
 - Sistema GPS
 - Bancos de nivel
 - Referencias topográficas o superficiales
6. Instrumentación sísmica
 - Sismógrafos
 - Acelerógrafos
7. Detectores de superficie de falla.
 - Medidor de juntas tridimensionales

4.4.1. Extensómetro Mecánico de Barras Múltiples

Se emplean para medir las deformaciones que se presentan en el interior del macizo rocoso, en cualquier dirección.

Estos instrumentos tienen como característica común, que su instalación se hace empleando barrenos dentro de los cuales se fijan uno o varios puntos de medición, que se ligan al exterior utilizando barras rígidas o alambres, cuyos desplazamientos se miden respecto a un punto exterior.

El Manual de Diseño de Obras Civiles de Geotecnia de la CFE recomienda que en macizos rocosos se empleen de preferencia extensómetros de barras (Fotografía 4.1), los cuales se instalan en barrenos para medir las variaciones de distancia entre dos puntos de referencia, uno ubicado en la boca del barreno en el cual se ubica un cabezal de medición, y otro ubicado a determinada profundidad del mismo barreno en donde se posiciona y cementa un ancla conectada a una serie de barras que se prolongan desde el interior hasta el cabezal mencionado, en donde se detecta cualquier variación de posición del ancla respecto a la superficie de referencia del cabezal mediante un medidor digital de profundidades; cualquier diferencia registrada representa movimientos de la zona de interés donde se localiza el o las anclas. Básicamente, un extensómetro se compone de: cabezal de referencia, barras con tubería de protección, tapa de protección, anclas y equipo de medición.

El cabezal de medición (Fotografía 4.2) es de acero inoxidable y está diseñado para poder medir hasta cuatro barras (cuyas longitudes fueron consideradas en el proyecto de instrumentación). Las barras estándar son de acero inoxidable con un diámetro de 9.52 mm (3/8") en tramos con longitud de 3 m los cuales tienen en sus extremos una cuerda hembra y otra macho de 1/4" con 20 hilos/pulg para acoplarlas entre si hasta completar la longitud requerida.



Fotografía 4.1. Extensómetro de barra.



Fotografía 4.2. Cabezal de extensómetro de barras.

La tubería protectora para las barras es de PVC para uso hidráulico con diámetro nominal de 3/8", con una longitud de 3 m la cual incluye coples para cementar y las anclas de varilla corrugada con diámetro de 3/4".

Dentro de la instalación de estos aparatos se deben de cuidar ciertos aspectos, en lo que concierne a la instalación en un vertedor, los aspectos que se cuidan son los siguientes:

- Para el desplante del ancla se buscó un material compacto.
- Una vez perforado el barreno, se verifica la inexistencia de azolves, en caso necesario se lava la tubería.
- Es permitido el uso de lodo bentonítico o ademe metálico para estabilizar la pared del barreno cuando sea requerido.
- Los tramos del tubo se acoplan en tramos de 3 a 6 metros conforme se va introduciendo la tubería al barreno. Al mismo tiempo se acopla la tubería de protección de PVC y se colocan centradores de hule de neopreno entre ambas tuberías.
- En el extremo superior de la tubería galvanizada se coloca el tramo de ajuste junto con un tapón que tiene soldada una referencia de acero inoxidable con terminación en punta de bala.
- Cuando la columna de tubos llega al fondo del barreno se coloca la lechada para que la columna quede empotrada en 2 m de longitud.
- Se rellena con arena fina el espacio anular entre la tubería de PVC y el barreno, para lo cual se utiliza un poliducto de 1.90 cm de diámetro, la colocación se realiza con agua a partir del fondo hacia arriba.
- Se coloca aceite SAE-30 en el espacio anular entre ambas tuberías.
- Se construye un dado donde queda empotrada la placa para la colocación del medidor de alturas.
- Se construye un registro de protección y posteriormente se nivela.
- Se elabora la ficha de instalación.

Las fotografías 4.3 y 4.4 muestran parte del procedimiento de instalación ejecutado en campo.



Fotografía 4.3. Colocación de cabezal y anclas de sujeción. Arriba cabezal terminado, abajo taquetes de acero (EMG-GEIC, Mayo 2010).



Fotografía 4.4. Colocación de cimbra, arriba izquierda corte de cimbra en sitio, abajo izquierda medición de distancias regulares, derecha cimbra diagonal (EMG-GEIC, Mayo 2010).

4.4.2. Inclinómetro

Es uno de los instrumentos más usados en el ámbito de la geotecnia para medir los desplazamientos horizontales de una masa de suelo o roca (Figura 4.1), ya que nos permite conocer los desplazamientos o deformaciones normales al eje de una tubería guía mediante el paso de una sonda por ella. La sonda de medición deberá estar instrumentada con un transductor (acelerómetro) colocado ortogonalmente y diseñado para medir la inclinación con respecto a la vertical. También es posible hacer mediciones en tuberías guías horizontales o inclinadas, adaptando la posición de los transductores dentro de la sonda.

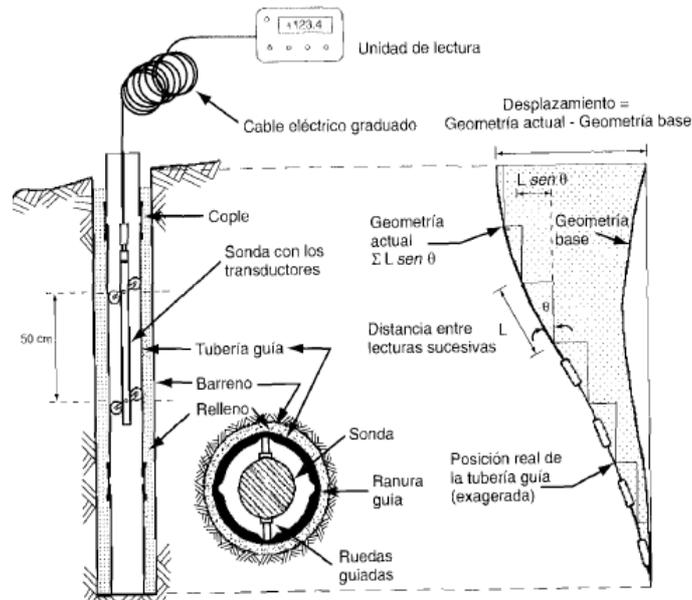


Figura 4.1. Esquema de los componentes y principio de medición de un inclinómetro.

En general, los inclinómetros tienen cuatro componentes principales:

- Una tubería guía permanentemente instalada, hecha de aluminio, plástico ABS o fibra de vidrio, que tiene cuatro ranuras longitudinales alineadas en dos planos ortogonales que permiten guiar a la sonda. La tubería se instala lo más vertical posible.
- Una sonda portátil que contiene al transductor. El transductor más usado y preciso es el acelerómetro de balanza de fuerza, pero también se encuentran de cuerda vibrante, de nivel electrolítico, de strain gages y de resistencia variable.
- Una unidad de lectura portátil para el suministro de energía y para realizar la medición.
- Un cable eléctrico graduado y reforzado que liga la sonda con la unidad de lectura y también permite bajar o subir la sonda dentro del ademe para controlar con precisión la profundidad de la medición.

La fotografía 4.5 muestra los equipos utilizados en el proceso de medición de inclinometría.

Una vez instalada la tubería, se baja la sonda hasta el fondo y se hace una lectura de la inclinación. Inmediatamente después se sube la sonda a intervalos fijos, usualmente iguales y se miden las inclinaciones en cada punto hasta llegar a la superficie. La integración de las inclinaciones de todos los puntos define la geometría de la tubería, mientras que las diferencias entre el sondeo actual y el inicial o la considerada base definen el cambio en la geometría de la tubería y, por consiguiente, los desplazamientos.



Fotografía 4.5. Equipos utilizados en mediciones de inclinometría.

4.4.3. Instrumentos Topográficos

Los procedimientos topográficos son fundamentales para determinar la magnitud y velocidad de desplazamientos laterales y verticales en superficie. En los métodos topográficos la precisión está controlada por la calidad de las técnicas de medición, la precisión de los aparatos y las características de las referencias o puntos medidos.

Para el control topográfico de las mediciones de los desplazamientos, tanto durante la etapa constructiva como la de operación, los equipos topográficos de gran exactitud empleados para hacerlo de manera adecuada y confiable son:

- Sistema GPS
- Bancos de nivel
- Referencias topográficas o superficiales

4.4.3.1. Sistema GPS

Definido como un sistema global de navegación por satélite que permite determinar en cualquier lugar la posición de un objeto, una persona o un vehículo con una precisión hasta de centímetros (si se utiliza GPS diferencial), aunque lo habitual son unos pocos metros de precisión.

Este sistema es utilizado como sistema redundante para la localización de la instrumentación instalada y por instalarse, en el sistema de auscultación de cualquier obra o proyecto.

4.4.3.2. Bancos de Nivel

El banco de nivel es una referencia topográfica la cual sirve para trasladar elevaciones “cotas” a sitios o instrumentos que lo requieren para determinar los posibles asentamientos ocurridos durante la etapa de construcción y operación. Se requiere que este tipo de referencias sea referido a un sistema de coordenadas confiables para obtener exactitudes de ± 0.5 mm. Para la confiabilidad de la referencia de estos aparatos, es necesario que se desplanten sobre roca firme o en su caso con algún tratamiento en su desplante ya que su confiabilidad depende de una buena instalación. Todas las cotas del sistema de bancos de nivel de precisión para la instrumentación quedan referidas a la cota del Banco Patrón oficial de la obra o proyecto en proceso.

El banco de nivel propiamente dicho puede ser superficial o profundo, dependiendo de la estratigrafía del terreno, ya que todo banco de nivel debe estar cimentado en roca sana y fuera de la zona de influencia de los movimientos, con el fin de obtener valores absolutos de los asentamientos. Además, los bancos de nivel deben ligarse entre sí con poligonales para verificar periódicamente su cota y detectar oportunamente cualquier cambio en su valor.

En las figuras 4.2 y 4.3 se muestran, respectivamente, un esquema de un banco de nivel superficial y un banco de nivel profundo.

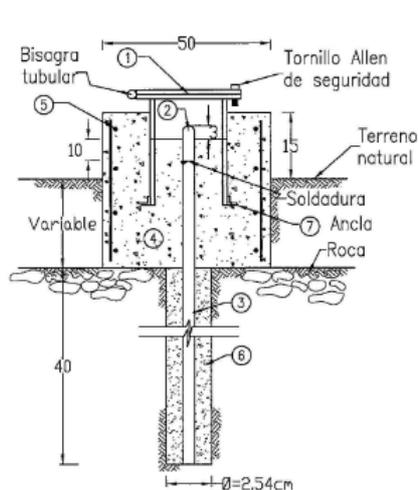


Figura 4.2. Esquema de un banco de nivel superficial.

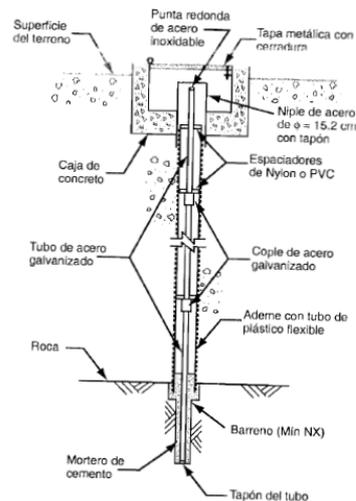


Figura 4.3. Esquema de un banco de nivel profundo.

4.4.3.3. Referencias Topográficas o Superficiales

Las referencias topográficas son monumentos auxiliares (superficiales) de las bases de centraje forzoso que se instalan sobre algún talud o estructura para determinar desplazamientos en las tres coordenadas “X”, “Y”, y “Z”, teniendo la característica de llevar en la parte superior una referencia especial de acero inoxidable que permite colocar un reflector para medir desplazamientos por medio de las lecturas que se realizan con el equipo topográfico (taquímetro) o estación móvil GPS.

4.4.4. Piezómetros Abiertos Tipo Casagrande

Los piezómetros son instrumentos que se utilizan para medir niveles y presiones de agua.

Las aplicaciones de los piezómetros caen en dos categorías generales: para conocer el patrón de flujo de agua dentro de la masa de suelo o roca y para proporcionar un índice de la resistencia o estabilidad de una masa de suelo o roca (esfuerzos efectivos, subpresiones, etc.); por lo que la medición del nivel o presión del agua es un aspecto de gran importancia en geotecnia.

Dentro de la clasificación de los piezómetros se encuentran aquellos que tienen un diafragma entre el transductor y el agua, y en los que no lo tienen. Los del primer grupo tienen transductores neumáticos o eléctricos; los segundos son del tipo cuerda vibrante, de resistencia o de strain gages.

Los piezómetros abiertos o de tipo Casagrande (Figura 4.4), son instrumentos que se utilizan para determinar el nivel freático del sitio donde se instalan, a través de una sonda piezométrica; su construcción es muy sencilla, formándose básicamente con tubería de PVC ensamblada con coples del mismo material.

Estos instrumentos consisten en una celda porosa colocada en el fondo de un barreno y formada por dos tubos concéntricos en diámetros de 2” y 3/4”, que pueden ser de fierro galvanizado o de PVC. Ambos tubos se perforan en todo su perímetro en una longitud aproximada de 30 cm con el fin de que fluya el agua dentro de ellos.

Entre estos tubos se coloca un filtro de arena que impida el arrastre de material (Figura 4.4).

Estos piezómetros se utilizan para conocer la presión puntual que genera una columna de agua en el subsuelo.

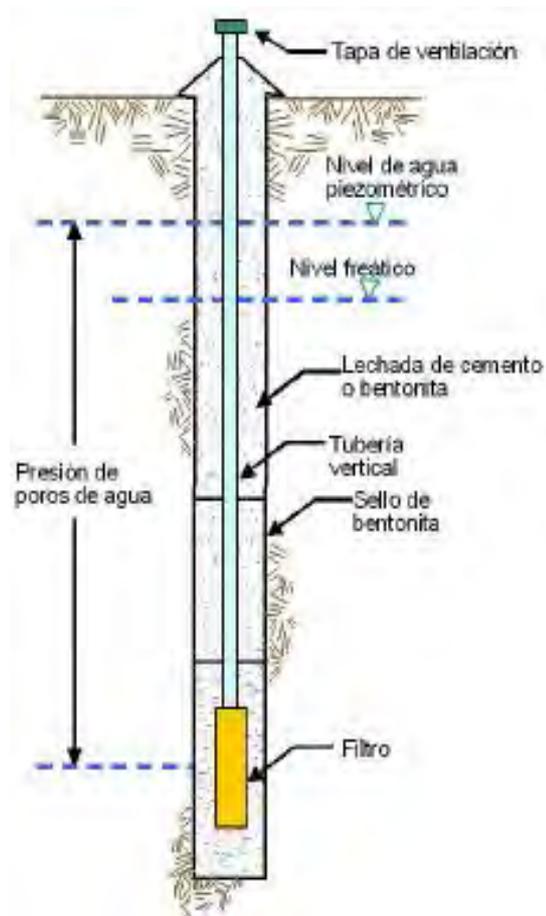


Figura 4.4. Piezómetro tipo Casagrande.

La altura de la columna de agua se obtiene conociendo la elevación del nivel del agua en el tubo de menor diámetro por medio de una sonda piezoeléctrica, la que consiste en un dispositivo suspendido de un cable acotado que al entrar en contacto con el agua cierra un circuito eléctrico, lo cual se detecta desde el exterior por medio de un amperímetro, un foco o un timbre, midiéndose con el cable acotado la profundidad del agua en el piezómetro.

La presión que actúa en el extremo inferior del piezómetro se equilibra con la columna de agua que se forma en su interior, siendo la altura de esta columna una medida de la presión en ese punto.

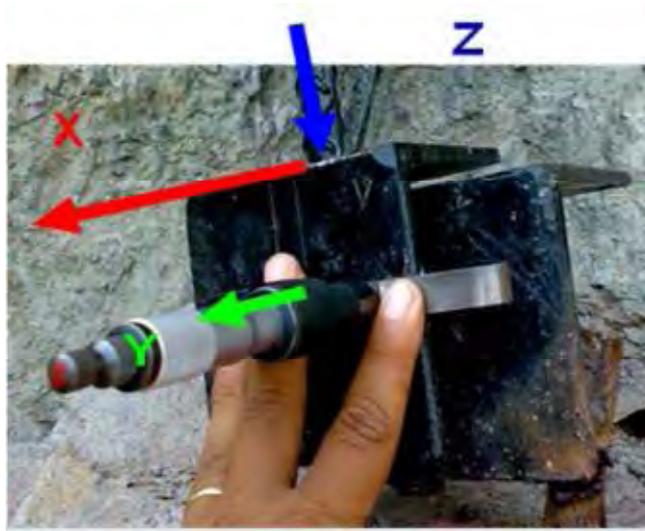
4.4.5. Medidor de Juntas Tridimensional

Los medidores de juntas tridimensionales (Fotografía 4.6) son aparatos que se utilizan para determinar los desplazamientos diferenciales tridimensionales en la traza de la falla o fractura que se desea monitorear teniendo un punto de referencia en la zona de movimiento y otro punto en la zona estable, este tipo de instrumentación permite conocer rápidamente la velocidad, dirección y magnitud del desplazamiento.



Figura 4.6. Medición de juntas tridimensionales.

La instalación del instrumento es por medio de dos placas metálicas direccionadas paralelamente. La placa fija de referencia se ancla al bloque fijo y la otra al bloque móvil por medio de varillas de acero, por medio de los orificios realizados en la placa móvil se puede medir los desplazamientos en las tres direcciones (X, Y y Z) (Fotografía 4.7) con la ayuda del micrómetro de profundidad utilizado para la medición de extensómetros de barras.



Fotografía 4.7. Ejes de referencia X, Y y Z del medidor de juntas tridimensionales.

4.4.6. Estaciones de Monitoreo por GPS

Estos son empleados para monitorear los movimientos superficiales de deslizamientos. Una estación base en un sitio conocido se utiliza para hacer las correcciones y refinamientos de una o varias estaciones móviles. Todas las estaciones utilizan el mismo sistema satelital.

CAPÍTULO 5

APLICACIÓN DEL PROBLEMA INVERSO AL TALUD DEL VERTEDOR DE LA CH LA YESCA - GENERALIDADES DE LA OBRA

5.1. INTRODUCCIÓN

En el capítulo 1 se hizo el planteamiento del problema, así como la metodología a seguir y en los capítulos posteriores se desarrolló el marco teórico relacionado a la identificación de parámetros y sistema a través del problema inverso, así como el planteamiento del uso del FEM como método de cálculo numérico a utilizar para la resolución del problema planteado. Asimismo se abarcó lo relacionado al tema de instrumentación, entre otros más.

En este capítulo se establecerá la plataforma en la que se desarrollará la formulación del problema inverso aplicado en los cortes del talud izquierdo de la CH La Yesca. La plataforma estará constituida principalmente por los siguientes puntos:

1. Marco geológico
2. Integración geotécnica
3. Procedimiento constructivo
4. Instrumentación geotécnica

5.2. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

5.2.1. Generalidades

La Central Hidroeléctrica La Yesca forma parte del Sistema Hidrológico Santiago, que comprende 27 proyectos con un potencial hidroenergético de 4300 MW. La Central La Yesca ocupa el segundo lugar en potencia y el tercero en generación dentro del sistema, después de la Central Aguamilpa-Solidaridad y El Cajón.

El arreglo de las obras que conforman a la CH La Yesca es el siguiente: obra de contención de tipo enrocamiento con cara de concreto de 205.50 m de altura, medidos desde el desplante del plinto hasta el parapeto; obra de desvío con 2 túneles de sección portal de 14.0 m de alto en la margen izquierda (MI); una preataguía aguas arriba de 45 m de alto y ataguía aguas debajo de 22.0 m de altura; vertedor a cielo abierto con 6 vanos para compuertas en la zona de control localizado en margen izquierda y planta hidroeléctrica subterránea con casa de máquinas en caverna en la margen derecha (MD) que aloja 2 unidades turbogeneradoras de 375 MW cada una.

La Central Hidroeléctrica La Yesca se localiza en las coordenadas UTM 2 344 050 mN, 292 815 mE y a una elevación promedio de 390.0 msnm, se encuentra en la porción limítrofe entre las entidades federativas de Nayarit y Jalisco, aproximadamente a 3.5 Km aguas abajo de la confluencia de los ríos Bolaños y Santiago, sobre el cauce de éste último, a 105.0 Km al noroeste de la Ciudad de Guadalajara y a 22.0 Km al NNO de la población de Hostotipaquillo, cabecera municipal en esta zona del estado de Jalisco (Figura 5.1.).

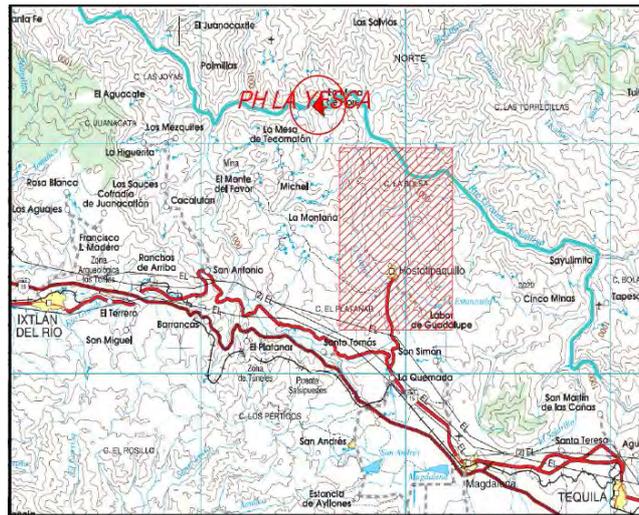


Figura 5.1. Localización del P.H. La Yesca.

5.2.2. Marco Geológico

Debido a que la geología de la Margen Izquierda de la CH La Yesca es muy compleja y aunque la zona de excavación del talud del Vertedor estuviera en su totalidad en roca, en él, se encontró una conjugación de fallas que a medida que se acercaban a su intersección dejaban un material cizallado de mala calidad, generando en su momento la necesidad de realizar análisis por parte del personal de mecánica de rocas para definir y/o modificar nuevos tratamientos y cortes de excavación.

Por ello y por la necesidad de entender el comportamiento de las estructuras geológicas encontradas en el sitio, en este apartado se expone el marco tectónico del sitio, así como la geología regional y la geología de la zona del Vertedor.

5.2.2.1. Marco Tectónico

La CH La Yesca ocupa áreas que pertenecen a dos provincias geológicas que son: La Faja Volcánica Transmexicana (FVT) y la Faja Ignimbrítica Mexicana (FIM), ambas de edad Cenozoica, origen volcánico y ambiente geotectónico de arco continental (Ortega, et. al., 1992; Figura 5.2).

La historia geológica del Occidente de Norteamérica y desde luego de México es el resultado de un ambiente tectónico de subducción de la placa Farallón (Figura 5.3) bajo la placa Norteamericana lo cual propició las condiciones necesarias para la actividad ígnea de la Sierra Madre Occidental, la cual se llevó a cabo mediante dos episodios de actividad volcánica.



Figura 5.2. Provincias geológicas (Ortega, et al. 1992).



Figura 5.3. Marco tectónico de la zona de subducción de la placa Farallón (EMG & VPI, 2011)

En el segundo episodio se originó la secuencia de cuatro unidades de ignimbritas que se identifican en el área de la CH La Yesca, esta secuencia fue intrusada por cuerpos hipabisales de composición ácida así como diques diabásicos, además de que ocurrió un episodio de deformación extensional que afectó la franja más occidental de la Sierra Madre Occidental, en la CH La Yesca, esta deformación extensional de las rocas se identifica de acuerdo a dos episodios de fallas de tipo normal con características de tipo lístrico en la central, el primero que da origen a los sistemas de fallas que afectan a la casa de máquinas y tuberías a presión y el segundo que genera las fallas normales más jóvenes e importantes del proyecto que ven su influencia en la margen izquierda del proyecto.

La Central se ubica al norte del batolito del Bloque Jalisco y al sur de la provincia de la Sierra Madre Occidental, en la frontera de la Faja Volcánica Transmexicana y el límite sur de la provincia volcánica silícica de la Sierra Madre Occidental, en el límite noreste del Graben Tepic-Zacoalco, donde han predominado las manifestaciones volcánicas durante la era Cenozoica y cuya composición varía de calciocalina a alcalina (Figura 5.4).

El marco estructural regional en el que se encuentra ubicado el sitio de la CH 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.

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 se localizó el macrosismo de mayor magnitud registrado instrumentalmente en el país en 1932 con 8,2° Richter. (Singh, et. al., 1985), por otra parte, una clara expresión de inestabilidad tectónica actual se muestra cerca de Ixtlán del Río, Nayarit, donde una falla con componente lateral derecho, tiene efectos sobre la autopista Guadalajara-Tepic, en el km 93.7.

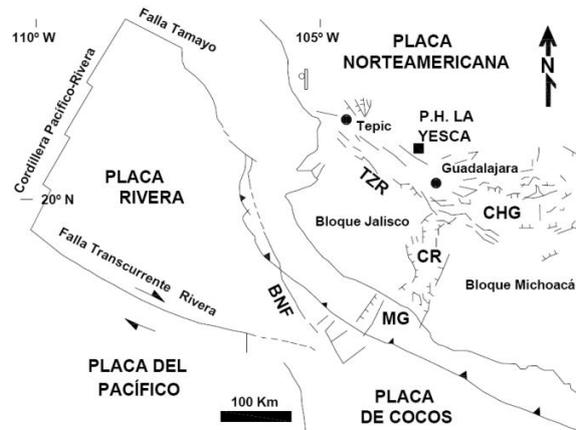


Figura 5.4. Marco tectónico actual del occidente de México.
BNF.- Falla de Barra de Navidad, TZR.- Graben Tepic-Zacoalco, CR.- Graben de Colima, MG.- Graben de Manzanillo y CHG.- Graben de Chapala

La geología y la tectónica en la zona de interés 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 sísmogeneradora 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.

5.2.2.2. Geología Regional

La columna geológica regional establecida para el sitio, está conformada por rocas cenozoicas, que incluyen de las más antiguas a las más recientes: andesitas y tobas andesíticas oligo-miocénicas, depósitos de origen vulcano sedimentario, ignimbritas dacíticas, rocas ígneas intrusivas ácidas, intermedias y diabásicas, ignimbritas riolíticas, tobas lacustres, conglomerados rojos, basaltos, depósitos de talud, terrazas aluviales y aluviones.

El sitio en donde se alojaron las obras civiles de la CH La Yesca, está conformado por un grupo de rocas volcánicas del Cenozoico (Figura 5.5), que incluye andesitas (Tomata), tobas líticas cristalinas riolíticas muy silicificadas (Tmtl), ignimbritas riolíticas de textura fluidal (Tmird) e ignimbritas dacíticas porfídicas (Tmid), que conforman ambas márgenes, afectadas por 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).

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
ANÁLISIS RETROSPECTIVO PARA LA DETERMINACIÓN DE LAS PROPIEDADES GEOMECÁNICAS Y REVISIÓN DE LA ESTABILIDAD DEL TALUD IZQUIERDO DEL VERTEDOR DE LA CH LA YESCA

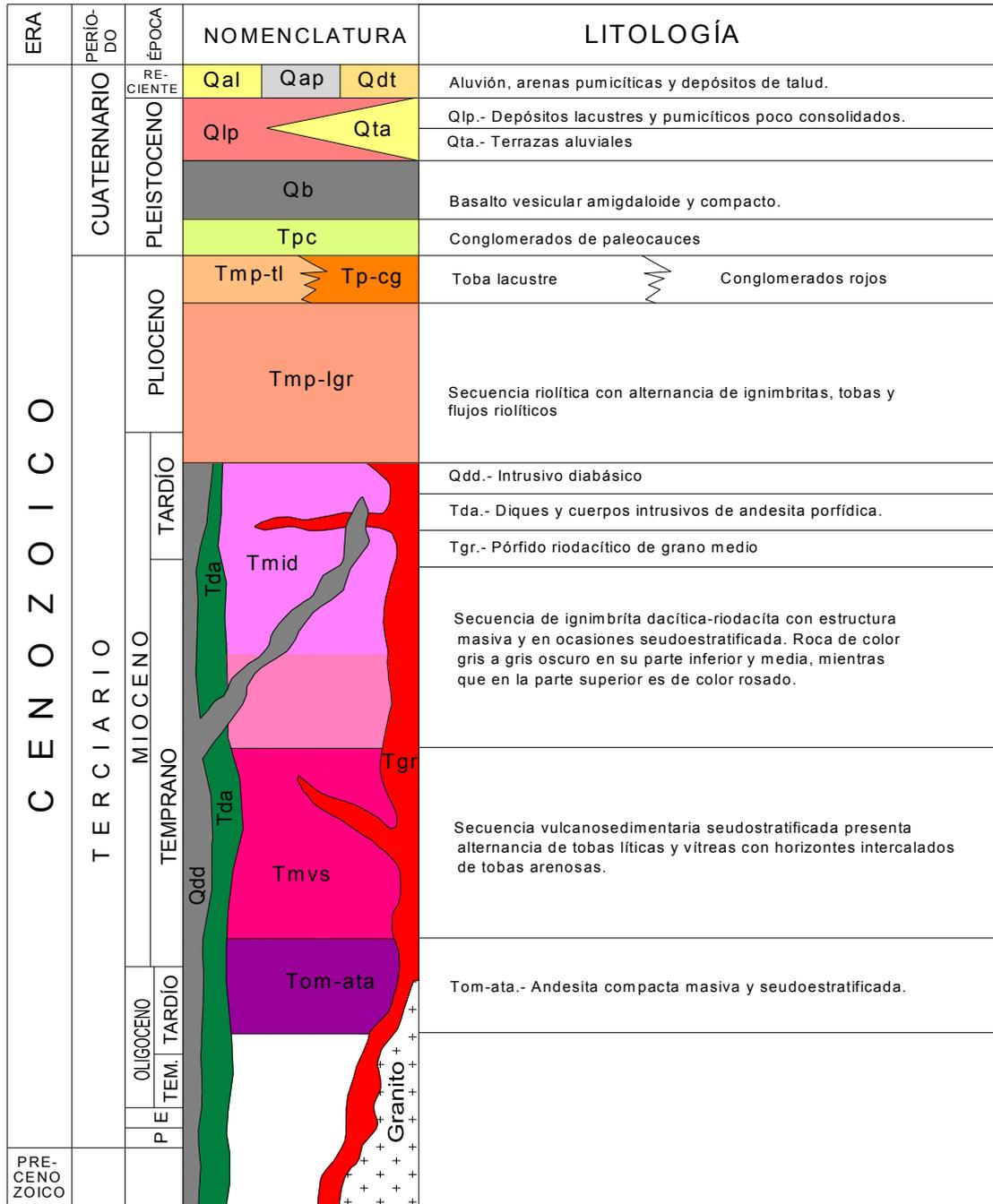


Figura 5.5. Columna estratigráfica de la zona del embalse del P.H. La Yesca

5.2.3. Geología de la Zona del Vertedor

El talud izquierdo del vertedor se ubica entre los cadenamientos 0-040 a 0+525.7 de esta parte de la obra, entre la elevación 775 msnm y la elevación 468.40 msnm con una altura máxima de los cortes de 227.00 m.

De acuerdo con información geológica proporcionada por CFE, el vertedor se excavó en dacita y riocacita, intrusionadas por diques pórfido andesíticos y diabásicos, afectadas por fallas importantes. La falla más relevante que afectó la excavación fue la Vertedor 1, que cruza de forma diagonal el canal de llamada y la zona de estructuras. La parte superior de los taludes izquierdos fue excavada en rocas relativamente blandas, dando zonas de roca de muy mala calidad, por lo que la estimación de los volúmenes aprovechables como materiales para cortina fue del orden del 50%.

La falla Vertedor 1 es la estructura geológica más importante en el sitio del proyecto, por sus características físicas, la cual se consideró con un espesor de 20 a 30 m de mala calidad de roca, esta falla tuvo influencia en el piso del canal de llamada y afectó el apoyo derecho de la zona de estructuras de control del vertedor, entre los cadenamientos 0-035 y 0+050, a partir de aquí, la falla cruza hacia el talud izquierdo aproximadamente en el cadenamiento 0+105 (Anexo II).

Otras fallas importantes encontradas durante la excavación del vertedor, los cuales destacan los rasgos estructurales del sitio, son las que se describen a continuación:

Falla la Colorada 1, es una discontinuidad con rumbo N75°W/36°SW ubicada en sentido diagonal en la elevación 700, constituida principalmente de roca triturada, semicompacta, en una matriz areno-arcillosa de color rojizo, con espesor de 0.20 a 1.0 m, que limita un paquete de roca de la unidad brecha riolítica (Tmbr) hasta la elevación 775, la brecha riolítica es de estructura compacta y de color café a gris claro cuando se encuentra sana, de color rojizo cuando esta intemperizada y verde claro a blanquecina por alteración propilítica, su textura es piroclástica, constituida principalmente de líticos de forma angulosa a subangulosa con tamaños que varían de 0.00 a 0.04 m y algunos granos de cuarzo embebidos en una matriz microcristalina, en general presenta fracturas cerradas con predominio de tres sistemas de discontinuidades como se observa en el estereograma de la zona 1 (Figura 5.6).

La falla Socavón ubicada en el cadenamiento 0+228 en el talud de la elevación 685, su proyección es diagonal hacia aguas arriba hasta salir por el piso de la elevación 655, en general tiene rumbo N42°E/ 43°SE con espesor de 0.10 a 1.0 m de roca cizallada con superficies impregnadas de arcilla rojiza, delimita al alto a la unidad Tmbr y a un bloque de la unidad Tmts, esta unidad es una toba vítrea de color verde claro con alteración argílica-propilítica intensa lo cual la hace deleznable al contacto con el agua, la falla Socavón se trazó como el límite de la zona 1 considerando las características que presentan los paquetes de roca y sus características estructurales.

La falla Intrusivo es una estructura localizada a partir de la elevación 685 cadenamiento 0+218 su traza es diagonal hasta intersectarse con la falla Vertedor-1 en el cadenamiento 0-025 elevación 596, el rumbo general es N10°E/40°SE, es característico el relleno de roca triturada empacada en arcilla plástica de color amarillo a ocre, con espesor de 0.05 a 2.00 m, con forma alabeada, propicia el contacto litológico entre un cuerpo intrusivo pórfido andesítico Tda de gran magnitud y la unidad ignimbrita dacítica porfírica Tmid; el pórfido andesítico se encuentra limitado aguas arriba, aproximadamente, en el cadenamiento 0-090 por la falla Colapso, en esta zona el rumbo de la falla Colapso es N73°W/ 53°NE, su traza en el corte de los taludes es casi perpendicular hasta la elevación 625 con espesor de 0.10 a 0.20 m de arcilla color café oscuro con algunos fragmentos

líticos; en general el pórfido andesítico Tda se encuentra afectado por los sistemas de las fallas antes mencionadas como lo muestra el estereograma de la zona 2 (Figura 5.7), este cuerpo intrusivo tiene estructura compacta con zonas de crestones de sílice fracturado hacia aguas arriba, mientras que hacia aguas abajo la roca varía de fracturada a intensamente fracturada con alteración argílica propilítica deleznable al contacto con el agua.

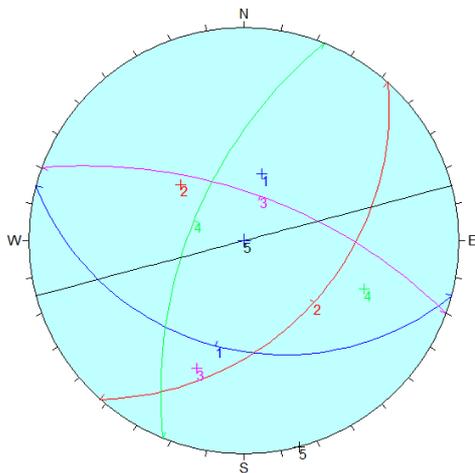


Figura 5.6. Estereograma de la zona 1 donde se muestran las principales discontinuidades.

Discontinuidades ZONA 1

1. N75°W/36°SW – Falla Colorada 1
2. N42°E/43°SE – Falla Socavón
3. N70°W/65°NE – Falla B685
4. N22°E/62°NW – Familia menos frecuente
5. N75°E – Rumbo general del corte

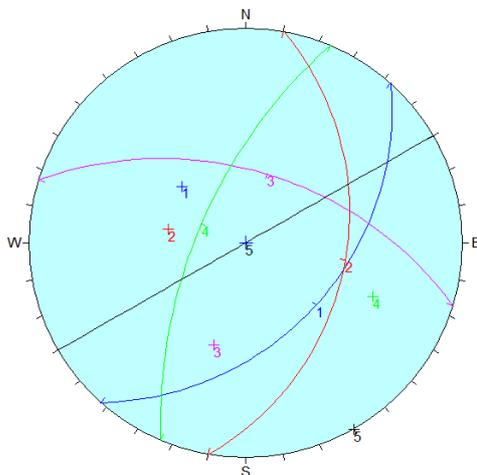


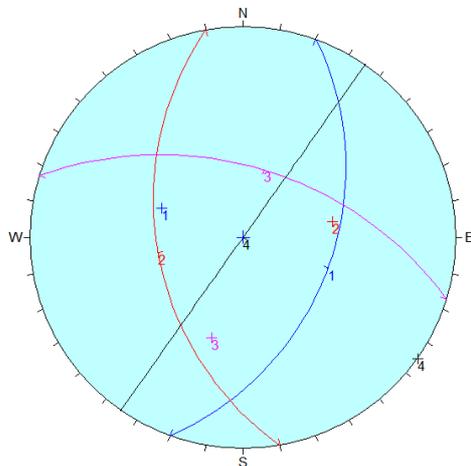
Figura 5.7. Estereograma de la zona 2 ubicado en el pórfido andesítico Tda.

Discontinuidades ZONA 2

1. N42°E/43°SE – Falla Socavón
2. N10°E/40°SE – Falla Intrusivo
3. N73°W/53°NE – Falla Colapso
4. N23°E/65°NW – Familia menos frecuente
5. N60°E – Rumbo general del corte

Como ya se había comentado anteriormente, la falla de mayor importancia por su continuidad y espesor en esta zona es la falla Vertedor-1, la cual fue mapeada desde la elevación 625 cadenamiento 0+228 continuando su trayectoria hacia la elevación 610 cadenamiento 0+150 prolongando su traza casi paralela al corte aguas arriba hasta los taludes del canal de llamada en la elevación 595, el espesor de la falla varía de 3.0 a 10.0 m constituida principalmente por una brecha bien compactada, en ocasiones el cementante se encuentra silicificado, los fragmentos líticos son angulosos a subredondeados y varían en tamaño de 0.01 a 0.10 m el rumbo general de la estructura es N20°E/ 40°-70°SE, al bajo de la falla Vertedor-1 se interseca la falla F-1 con rumbo N10°W/46°SW en el cadenamiento 0+010 elevación 595 propicia el contacto litológico de la unidad ignimbrita riódacítica fluidal Tmird expuesta desde la zona del canal de llamada con la ignimbrita dacítica porfírica Tmid, por otra parte, entre los cadenamientos 0-020 a 0+040, fue clara

la presencia de los sistemas de las fallas 2VD y Colapso, las cuales al intersectarse originaron cuñas con salida de bloques de tamaño regular, las familias de discontinuidades que intervienen en la zona se muestran en el estereograma de la zona 3 (Figura 5.8).

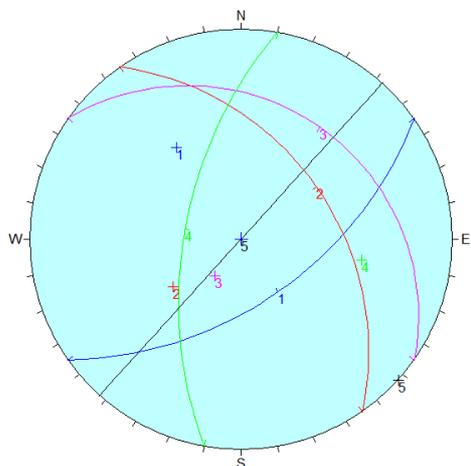


Discontinuidades ZONA 3

1. N20°E/43°SE – Falla Vertedor 1
2. N10°W/46°SW – Falla 2VD
3. N73°W/53°NE – Falla Colapso
4. N35°E – Rumbo general del corte

Figura 5.8. Estereograma de la zona 3 muestra la formación de cuñas con salida del corte.

A partir del cadenamiento 0+040 y hasta el cadenamiento 0+325 continuó excavándose al bajo de la falla Vertedor-1 en la unidad Tmid con estructura compacta masiva fracturada, en general quedaron expuestas fallas de menor espesor asociadas a las fallas Vertedor-2 con rumbo general N18°W/44°NE y a la falla Escurrideros con rumbo N55°W/25°NE como se muestra en el estereograma de la zona 4 (Figura 5.9).



Discontinuidades ZONA 4

1. N55°E/56°SE – Falla Vertedor 1
2. N35°W/43°NE – Falla Vertedor 2
3. N55°W/24°NE – Falla Escurrideros
4. N10°E/60°NW – Familia menos frecuente
5. N42°E – Rumbo general del corte

Figura 5.9. Estereograma de la zona 4 discontinuidades al bajo de la falla Vertedor-1.

Finalmente en la zona de taludes ubicados entre los cadenamientos 0+257 a 0+525 predominan fallas y diques preferentemente orientados E-W afectando a la unidad Tmid la cual varía de fracturada a muy fracturada como se observa en el estereograma de la zona 5 (Figura 5.10), los diques diabásicos (Qdd) en general son de estructura compacta con espesores que varían de 0.50 a 5.0 m. Es importante mencionar que el mayor volumen de roca aprovechable para colocarse en la cortina se obtuvo a partir del bajo de la falla Vertedor-1 ya que en esta zona los agregados cumplieron con el tamaño requerido.

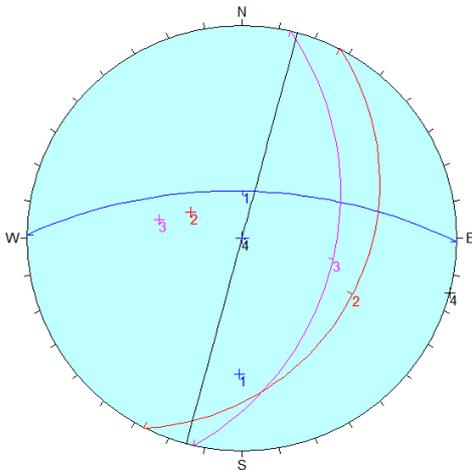


Figura 5.10. Estereograma de la zona 5 predominantemente fallas y diques con orientación E-W.

Discontinuidades ZONA 4

6. E-W/65°N – Fallas y diques Qdd
7. N27°E/30°SE – Falla Gaviotas
8. N13°E/43°SE – Falla Frontera
9. N15°E – Rumbo general del corte

Las estructuras antes descritas se pueden observar en el plano del anexo II.

5.2.4. Secciones Geológicas Transversales

Para la estimación de los módulos de elasticidad, así como la revisión de la estabilidad del talud, se hizo uso de las 5 secciones geológicas transversales a través del eje del vertedor proporcionados por el Departamento de Geología. Estas secciones abarcan una longitud de entre 210 a 490 m y una altura de entre 165 a 305 m aproximadamente. A estas secciones las llamamos secciones totales y completas ya que en ellas se pueden visualizar y modelar las etapas de excavación realizadas durante la etapa de construcción.

Las secciones utilizadas fueron las siguientes:

- Sección K0-080.00
- Sección K0+120.00
- Sección K0+210.00
- Sección K0+270.00
- Sección K0+335.00

En el anexo II se visualiza la planta geológica correspondiente a la zona del vertedor, en donde se muestra la ubicación de las secciones geológicas utilizadas, así como la instrumentación instalada.

El anexo III corresponde a las secciones utilizadas en el análisis, éstas son las antes citadas.

5.2.5. Sismicidad y Riesgo Sísmico

Con la finalidad de observar y analizar la distribución y comportamiento de la sismicidad en el área de estudio, y posteriormente poderla correlacionar con las estructuras geológicas locales, se consultaron los catálogos del Servicio Sismológico Nacional (SSN) con datos del año 1900 a la fecha y de la Comisión Federal de Electricidad, dentro de un radio de 60 Km con centro en la

cortina del proyecto (Figura 5.11); además, con la ampliación de la cobertura de la Red Sismológica en el 2006, a la fecha se tiene localizado un sismo de magnitud 2.9° Mc 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.

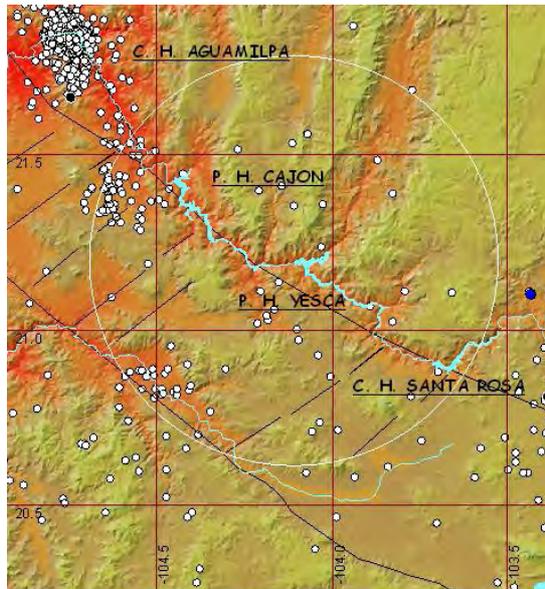


Figura 5.11. Sismicidad registrada dentro de un radio de 60 Km con centro en el P.H. la Yesca, el círculo es el sismo de 1875 con magnitud estimada de 7.8° Richter.

De lo anterior se obtuvo que el cálculo del periodo fundamental arrojó un valor entre 0,01 y 0,15s y la respuesta teórica del sitio ante un sismo moderado usando el programa EERA (Equivalent-linear Earthquake site Response Analysis) determina un valor de periodo fundamental teórico de 0.1s, La velocidad de onda de corte promedio resulta de 1 159.88 m/s, la amplificación máxima teórica es igual a 1.0 u, la frecuencia teórica de amplificación máxima es de 0.0 Hz y la frecuencia fundamental teórica se ha calculado en 5.23 Hz; asimismo, mediante la relación de atenuación de Atkinson y Boore se calculó la aceleración teórica máxima del sismo de 1875 ($M_c = 6.5^{\circ}$), misma que arrojó un valor de 0.106g para el sitio (Vargas H. 2001 et. al.).

Finalmente, el resultado de los cocientes espectrales determinó para el vertedor un periodo predominante T_0 de 0.12s, mientras que para las ataguías de aguas arriba es de 0.17s, recomendando niveles de aceleración horizontal de 1.02g para el MDE, 0.38g para el OBE y 0.52g para un periodo de 1000 años.

5.3. INTEGRACIÓN GEOTÉCNICA

En este apartado se exponen los resultados obtenidos de los sondeos de exploración, los estudios geofísicos, las caracterizaciones geotécnicas de campo y los resultados de los ensayos de laboratorio, los cuales contribuyeron al diseño adecuado de la excavación y de los sistemas de soporte.

5.3.1. Trabajos de Campo

Los estudios consistieron en geología superficial, exploración directa con sondeos y recuperación de núcleos en diámetro NQ (76.2 mm), utilizando barrenación de diamante, complementados con exploración indirecta, utilizando métodos geofísicos de refracción sísmica y sondeos eléctricos verticales y la excavación de socavones de exploración dirigidos al sitio donde se excavó el talud izquierdo del canal vertedor.

En breve se describen los trabajos de exploración directa e indirecta, así como las pruebas de mecánica de rocas llevadas a cabo para la obtención de los parámetros geomecánicos.

5.3.1.1. Exploración Directa

Se perforaron 18 barrenos, los cuales se les realizaron pruebas, a partir de los cuales fueron obtenidos los datos. (*Informe geológico final de la etapa de preconstrucción del P. H. La Yesca, Jal.-Nay. / Julio 2007*).

Para la caracterización geotécnica del sitio se consideró el socavón 05 MI el cual tenía como objetivo principal el de confirmar la ubicación de la falla Vertedor 1 y definir el contacto litológico de las unidades Tmid y Tmird.

Asimismo, y para definir mejor el modelo geológico, se realizaron dos socavones más en puntos estratégicos. El segundo denominado 03 MI, el cual se realizó en la zona de estructura de control, entrando con dirección sensiblemente paralela al eje del canal y realizando un cruceo hacia las dos paredes de la estructura de control. El tercer socavón (07 MI), excavado en la porción media del corte máximo y cuyo objetivo fue la definición de los contactos de la posición de la falla Vertedor 1, la definición de los contactos de las unidades Tmid, Tmird, Tmts y Tmbr, así como conocer las características de la roca donde quedaría el talud izquierdo del vertedor.

Finalmente, se hizo uso de la información de socavones realizados en campañas anteriores, como el socavón SY 23, en el cual se realizaron los ensayos de placa, gato plano, roseta de deformaciones, gato Goodman e inyecciones.

5.3.1.2. Exploración Indirecta

Se realizaron estudios geofísicos, aplicados para distintos esquemas de obra proporcionados por la Coordinación de Proyectos Hidroeléctricos (CPH). Debido a la variabilidad de los valores de resistividad eléctrica, tanto en superficie como en el subsuelo, se optó por el resultado de la velocidad sísmica compresional para determinar las principales unidades geofísicas.

Como complemento de la exploración, se realizaron tendidos sísmicos cortos (Petite Sismique) dentro del socavón 05 MI, donde se identificaron los espesores de roca descomprimida por el efecto de la excavación y las velocidades de onda compresional en la masa de roca hasta una profundidad de 11.0 m.

5.3.2. Unidades Geotécnicas

Para los análisis de estabilidad, se consideraron las secciones geológico geofísicas, para posteriormente dividir o zonificar los materiales regidos por las siguientes características básicas: litología, alteración, velocidades primarias determinadas por geofísica, sondeos eléctricos y características de barrenos de exploración.

Con este criterio se construyeron secciones de las unidades geotécnicas, a partir de las cuales se realizó la clasificación geomecánica para cada una de las unidades, donde se indicaron y evaluaron las características o parámetros de la roca intacta y masa rocosa determinados para cada una de ellas.

Las unidades resultantes para la excavación de la obra de excedencias se enumeran en la tabla 5.1.

Tabla 5.1. Unidades geotécnicas de la Margen Izquierda del P. H. La Yesca Jal.-Nay.

Unidad No.	Descripción
1	Depósito de Talud Qdt
2	Zona de Falla Vertedor y Fallas en General
3	Zona de Diques (en los respaldos)
4	Toba Vitrea Tmts
5	Dacita Decomprimida
6	Riolita Brechoide Decomprimida
7	Dacita Porfídica 2,7 km/s
8	Dacita Porfídica 3,8 km/s
9	Dacita Fluidal 3,2 km/s
10	Dacita-Riolita Brechoide muy Fracturada 1,7 km/s
11	Riolita Brechoide Fracturada 2,5 km/s
12	Depósitos Lacustres

De las secciones realizadas para la etapa de diseño, se observó que la distribución de los materiales es heterogénea y cambiante entre cada sección, esto debido a la complejidad geológico estructural.

5.3.3. Ensayos de Laboratorio

Para la determinación de las propiedades índice y mecánicas de la roca intacta, se realizaron ensayos en laboratorio los cuales fueron llevados a cabo en muestras de roca debidamente seleccionadas a partir de los núcleos recuperados en los sondeos de exploración directa realizados. Las pruebas realizadas a las muestras para la determinación de las propiedades antes mencionadas fueron:

- Determinación del contenido de agua
- Determinación del peso volumétrico, al ambiente y saturado
- Determinación del índice de alteración
- Determinación del índice de absorción
- Resistencia a la compresión simple, módulo de deformabilidad (E_{t50})
- Resistencia a la tensión indirecta
- Velocidades sínicas primarias y secundarias
- Módulo de elasticidad dinámico
- Relación de Poisson
- Pruebas de corte directo

Cabe señalar que los ensayos se realizaron con base en los procedimientos internos de Laboratorio de Mecánica de Rocas, los cuales se encuentran apegados a las normas ASTM (American Society for Testing of Material) e ISRM (Internacional Society for Rock Mechanics).

La tabla 5.2 y 5.3 muestran los resultados provenientes de los promedios de las unidades litológicas obtenidas a partir de los ensayos realizados a los barrenos BYSKI 1, BYSKI 3, BYSKI 5, BYSKI 7 y BYSKI 9 y a muestras superficiales.

Tabla 5.2. Valores promedios de la unidad Tmid, Dacita Porfídica.

Ensayo	Prome dio
Peso volumétrico (kN/m^3)	25.08
Compresión simple (MPa)	76.20
Módulo tangente E_{t50} (MPa)	46977
Tensión indirecta (MPa)	15.20
Velocidad primaria (m/s)	5634
Módulo de elasticidad dinámica (MPa)	56286
Relación de poisson	0.31

Tabla 5.3. Valores promedios de la unidad Tmird, Dacita Fluidal.

Ensayo	Prome dio
Peso volumétrico (kN/m^3)	24.56
Compresión simple (MPa)	132.70
Módulo tangente E_{t50} (MPa)	48299
Tensión indirecta (MPa)	27.80
Velocidad primaria (m/s)	5047
Módulo de elasticidad dinámica (MPa)	46516
Relación de poisson	0.29

La tabla 5.4 muestra la clasificación de la roca intacta según el criterio de Miller, modificado por Deere y Miller para las unidades litológicas, con datos suficientes.

Tabla 5.4. Clasificación ingenieril de la roca intacta de la margen izquierda.

Unidad litológica	Clasificación	Descripción
Tmid	CH	Resistencia media con módulo relativo alto
Tmird	BM	Resistencia alta con módulo relativo medio

Para la determinación de los parámetros de cohesión y fricción se ejecutaron pruebas de corte directo en muestras cúbicas superficiales en una serie de tres muestras, además tomando como base estos resultados se aplicó el criterio de Barton-Choubey para la estimación de la gama de características asociados a los sistemas de fracturamiento, seudoestratificación y fallas. La tabla 5.5 muestra los resultados obtenidos de los parámetros de resistencia de discontinuidades a nivel superficial de la margen izquierda.

Tabla 5.5. Parámetros de resistencia de discontinuidades a nivel superficial de la margen izquierda.

Tipo de junta	Mohr - Coulomb		Barton - Choubey		
	ϕ (°)	C (t/m ²)	ϕ_r (°)	JCS	JRC
*Contacto roca-roca	36	12.7	/	/	/
**Relleno duro	35	5	28	900	4
**Relleno blando	29	5.4	24	500	5

* Dato obtenido de pruebas de corte directo

** Datos estimados

Donde:

ϕ (°): Ángulo de fricción

JCS: Resistencia a la compresión simple de las paredes de la discontinuidad

JRC: Coeficiente de rugosidad de la junta

5.3.4. Clasificaciones Geomecánicas del Macizo Durante los Estudios

Para la determinación de los parámetros de resistencia y deformabilidad del macizo y con ello la determinación de los tratamientos del talud, se hizo uso de las clasificaciones geomecánicas más utilizadas en taludes (RQD y RMR).

Cabe mencionar que las características de las discontinuidades se obtienen de los datos de los barrenos proporcionados por el área de geología, y a partir de ellos se hacen los cálculos necesarios para la obtención del RQD, el cual es un parámetro base para la obtención del RMR.

5.3.4.1. Índice de la Calidad de Roca (RQD)

La tabla 5.6 muestra los valores de RQD de las distintas unidades litológicas de la margen izquierda obtenidos para la clasificación geomecánica del macizo rocoso de la zona del vertedor.

Tabla 5.6. Valores de RQD de la Margen Izquierda del P. H. La Yesca Jal.-Nay

Unidad No.	Unidad litológica	RQD (%)
2	Zona de falla vertedor	11
3	Zona de dique	< 21
4	Toba vítrea	< 6
5	Dacita decomprimida	25 - 50
6	Riolita brechoide decomprimida	25 - 50
7	Dacita porfídica 2.7 km/s	50 - 75
8	Dacita porfídica 3.8 km/s	75 - 90
9	Dacita fluidal 3.3 km/s	50 - 75
10	Dacita-riolita brechoide muy fracturada 1.7 km/s	< 25
11	Riolita brechoide fracturada 2.5 km/s	50 - 75

5.3.4.2. Clasificación Geomecánica

Durante esta etapa de proyecto y en base a las condiciones geológicas, los resultados de exploraciones directas, las propiedades de la roca intacta, estimaciones de parámetros, se realizó la correspondiente clasificación geomecánica media del macizo rocoso aplicando el criterio de Bieniawski de 1989 en la determinación del RMR (Rock Mass Rating), para las unidades resultantes en la excavación de la obra de excedencias.

La tabla 5.7 muestra un resumen de los resultados obtenidos de la clasificación geomecánica de las unidades de la Margen Izquierda (previo a la construcción).

Tabla 5.7. Resumen de clasificación geomecánica de las unidades de la margen izquierda (previo a la construcción).

Unidad No.	RMR	Clase	Calidad
1	----	----	----
2	15	V	Muy mala
3	12	V	Muy mala
4	24	IV	Mala
5	39	IV	Mala
6	31	IV	Mala
7	55	III	Regular
8	63	II	Buena
9	65	II	Buena
10	22	IV	Mala
11	51	III	Regular
12	----	----	----

Como se puede observar de la tabla 5.7, se tienen calidades de roca de muy mala a mala calidad y solamente en la roca que se adentra en la masa rocosa y se aleja de las estructuras geológicas dominantes la condición mejora con una calificación máxima de buena calidad.

5.3.5. Propiedades Mecánicas del Macizo Rocoso

Una vez determinada la clasificación geomecánica, la siguiente etapa fue la determinación de los parámetros de la masa de roca, los cuales se hicieron a partir de los datos de compresión simple, índice de resistencia geológica GSI y la constante m_i para roca intacta, para así poder utilizar el criterio de Hoek-Brown, y realizar la reducción a partir de este mismo de su equivalente para un modelo de Mohr-Coulomb. Los parámetros de compresión simple se obtuvieron de los datos de laboratorio, y se estimaron en algunos materiales. El GSI se obtuvo a partir del RMR.

Los resultados se muestran en la tabla 5.8.

5.4. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

5.4.1. Afectación por Voladuras y Descompresión del Terreno

Durante el proceso de excavación de un talud por medio del método de perforación y voladura, se modifica la calidad del macizo rocoso. Esta afectación se traduce en una disminución de la calidad geotécnica, y midiendo los parámetros del RMR sobre la superficie, en un menor RQD y un mayor espaciamiento entre juntas. Este mismo efecto se traduce en una banda de material afectado que puede ser de unos 0.5 a 5.0 m de espesor.

Por otra parte, también existirá una banda de relajación de esfuerzos que será más profunda que la anterior, el cual es producto de la remoción del terreno.

Por lo anterior, uno de los aspectos más importantes desde el punto de vista constructivo fue el de disminuir los movimientos inducidos en el terreno, con el fin de evitar efectos que dañaran la misma estructura. Para conseguir esto, se procedió a un control estricto en el método de excavación y sobre todo en el control de las voladuras efectuadas.

Para ello, desarrollaremos brevemente la metodología utilizada para lograr dicho objetivo.

Tabla 5.8. Resumen parámetros de resistencia Vertedor P. H. La Yesca.

Parámetros	2	3	4	5	6	7	8	9	10	12	Unidades
	Falla Vertedor (fallas en general)	Zona de Dique (Solo el relleno de contactos)	Toba Vítreo	Dacita Porfídica De comprimida	Riolita Bre choide De comprimida	Dacita Porfídica 2.7 Km/s (color carne)	Dacita Porfídica 3.8 Km/s	Dacita Fluidal 3.2 Km/s	Dacita-Riolita Brechoide muy Fracturada 1.7 Km/s (café claro)	Depósitos Lacustres	
GSI	10	7	19	34	26	50	58	60	17	----	Adim
σ_{ci}	20	5	25	50	50	90	90	132	30	----	MPa
mi	15	15	18	25	25	28	28	28	23	----	Adim
mb/mi	0.04	0.04	0.06	0.09	0.07	0.17	0.22	0.24	0.05	----	Adim
mb	0.60	0.54	1.00	2.37	1.78	4.69	6.25	6.71	1.19	----	Adim
s	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	0.01	0.00	----	Adim
a	0.60	0.615	0.555	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.565	----	Adim
E	1000	841	1679	3981	2512	10000	15849	17783	1496	2000	MPa
ϕ (°)	26	25	32	36	39	45	50	42	33	30	Grados
c	0.15	0.03	0.25	0.60	0.91	1.80	2.47	2.27	0.3	0.250	MPa
σ_{cm}	0.478	0.102	1.037	4.467	3.811	12.107	15.039	23.417	1.296	----	MPa

Donde:

GSI: Geological Strength Index

σ_{ci} : Resistencia a la compresión uniaxial del material intacto

mi: Constante del material que depende de las propiedades de la roca

mb y s: Constantes del macizo rocoso (Criterio de Hoek-Brown)

a: Constante del material según el criterio de Hoek-Brown

E: Módulo de elasticidad

ϕ (°): Ángulo de fricción

c: Cohesión

σ_{cm} : Parámetro del macizo rocoso

5.4.2. Excavación a Cielo Abierto

La excavación realizada fue a cielo abierto, la cual se dividía en dos partes:

- Excavación a cielo abierto sin uso de explosivos
 - Excavación a cielo abierto con uso de explosivos
1. *Excavación a cielo abierto sin uso de explosivos:* La excavación a cielo abierto sin el uso de explosivos consistía en retirar el material superior del macizo rocoso por medios mecánicos hasta descubrir la roca y poder efectuar la excavación con explosivos conforme al proyecto.
 2. *Excavación a cielo abierto con uso de explosivos:* En la excavación con uso de explosivos se tenía cuidado en los arreglos, cantidad utilizada y los métodos de voladuras efectuados para que se evitara la fracturación y daños a otros frentes de trabajos o estructuras adyacentes a los límites de la excavación.

Además, conforme la excavación se aproximaba a los límites finales, la profundidad y/o separación de los barrenos y la cantidad de explosivos en cada barreno disminuían en forma progresiva para preservar en buena condición la roca, y bajo ninguna circunstancia se permitió la perforación de barrenos más allá de las líneas de excavación del proyecto.

En la ejecución de este tipo de excavación era de vital importancia para el control de daño de la roca los siguientes puntos:

- a) *Selección de explosivos:* Parte del control de la excavación fue debido a la selección adecuada de explosivo en el diseño del programa de voladuras. Los factores que se consideraron para ello fue el tipo y condiciones del terreno, seleccionando el que proporcionara el mejor rendimiento por unidad de roca quebrada, asegurando que la fragmentación y desplazamiento fueran los adecuados para ser manejados por los equipos. Otro de los factores considerados fueron:
 - Costo de explosivo
 - Diámetro de barrenación
 - Costo de barrenación
 - Fragmentación
 - Presencia de agua
 - Condiciones de ventilación
 - Temperatura atmosférica
 - Potencia explosiva
- b) *Plantilla de barrenación:* El diseño de los diagramas de barrenación y carga de explosivos por tiempo se hizo tomando en cuenta su finalidad, las características de la roca y del propio explosivo.
- c) *Cargado de barrenos:* El cargado de barrenos se hizo conforme al diseño de las voladuras, no excediendo los límites de carga. Además se procuró nunca cargar una voladura cuando existiera tormenta eléctrica. Y antes de cargar un barreno se

revisaba para asegurar que no hubiera anomalías que pudieran llegar a afectar o modificar la distribución y cantidad de explosivo a utilizar.

- d) *Retardos*: El cargado de barrenos se hizo conforme al diseño de las voladuras, no excediendo los límites de carga. Además los retardos utilizados en los barrenos de una voladura fueron seleccionados para cumplir con las siguientes condiciones:
- Asegurar la formación de una cara libre apropiada para permitir que el explosivo produjera una fragmentación y desplazamiento eficiente de la roca.
 - Controlar la fragmentación entre barrenos adyacentes.
 - Reducir las vibraciones creadas por la voladura y que éstas no pasen de los límites de vibración permisibles, indicados en la reglamentación.
- e) *Pre-corte*: Este sistema consistía en ejecutar la barrenación perimetral con separación muy próxima y con una carga apropiada. La finalidad de este sistema era el de tener un corte previo que aislara la zona por excavar posteriormente, con daños mínimos a la excavación. Además, con el empleo de este método se obtenía superficies uniformes.

En esta tesis se incluirá una revisión del efecto del factor D que implica el valor de la calidad de los trabajos de excavación definido por Hoek y Brown en su criterio de ruptura.

5.5. INSTRUMENTACIÓN GEOTÉCNICA

5.5.1. Objetivos del Sistema de Auscultación Instalado en la Zona del Vertedor

Los objetivos del sistema de auscultación instalado en la zona del vertedor durante la etapa de construcción fueron las siguientes.

- Determinar las deformaciones del macizo rocoso durante la excavación de los cortes, esto con la finalidad de ayudar a establecer la estabilidad de los taludes.
- Establecer las causas de los posibles agrietamientos que presente el concreto lanzado, además de las pocas filtraciones que se presentaron en el macizo rocoso.
- Realizar una comparación del comportamiento real con las predicciones teóricas.
- Determinar las propiedades del macizo rocoso.
- Determinar la ocurrencia de sismos moderados y fuertes que afecten a la estructura.

Los objetivos señalados anteriormente se resumen en un solo objetivo principal, el cual es el de llevar un control geotécnico en las zonas de interés.

5.5.2. Planeación del Sistema de Auscultación en la Zona del Vertedor

El diseño específico del tipo, número y localización de los aparatos instalados como parte del sistema de auscultación en la zona del vertedor, se estableció en función de los detalles del diseño de los cortes de excavación de los taludes (geometría); así como de las características topográficas, geológicas, geotécnicas y sismotectónicas del sitio.

Dentro del sistema de auscultación propuesto, aparte de la cantidad de aparatos, así como de su ubicación, durante el proceso de construcción se plantearon aparatos adicionales, se reubicaron algunos e incluso se llegaron a descartar ciertos aparatos que era innecesario instalar.

En la tabla 5.9 se muestra el plan de auscultación propuesto en la Obra de Excedencias, así como el avance de instalación a la fecha 01 de Octubre del 2012.

5.5.3. Variables que se Lograron Medir

En términos generales y particularmente de los problemas específicos, las variables que se lograron medir con el sistema de auscultación fueron:

- Deformaciones unitarias.
- Desplazamientos relativos (sin puntos fijos).
- Desplazamientos absolutos (con puntos fijos).
- Nivel freático (posición).
- Presión de poro.
- Vibraciones sísmicas.

Las variables antes descritas se lograron medir con los aparatos que más adelante se describen.

5.5.4. Selección de los Sitios e Instrumentos Instalados

La selección de los instrumentos se hizo de acuerdo a la finalidad específica de la instrumentación, a las variables a medir, a las condiciones prevalentes en el sitio de la obra, además de haber realizado una predicción del comportamiento de la estructura para fijar el intervalo de medición y la precisión del instrumento, dónde medir y en qué dirección.

En la selección también se tomó en cuenta el conocimiento y experiencia previa de la calidad y comportamiento de los aparatos seleccionados, así como la posibilidad de hacer adaptaciones o diseñar otros nuevos.

Los instrumentos seleccionados para efectuar las observaciones del comportamiento del macizo rocoso, durante la construcción (excavación) y operación de la zona del vertedor fueron los siguientes:

Tabla 5.9. Plan y avance del sistema de auscultación al 01 de Octubre del 2012 en Obras de Excedencias.

Estructura	Tipo de instrumento	Ubicación	Unidad	Cantidad	Instalados	Por instalar	Avance (%)
Obra de excedencias	Inclinómetros verticales	Cortes del vertedor	pza	12	12	0	100
	Referencias topográficas	Cortes del vertedor	pza	65	65	0	100
	Bancos de nivel	Cortes del vertedor	pza	15	11	4	73
	Piezómetros abiertos	Cortes del vertedor	pza	9	9	0	100
	Medidor de juntas tridimensional	Canal de descarga	pza	1	1	0	100
	Extensómetros de barras	Cortes del vertedor	pza	42	40	2	95
	Estaciones de monitoreo por GPS	En estructuras principales	pza	13	13	0	100
	Estaciones de monitoreo por GPS	En zonas potencialmente inestables durante el llenado del embalse	pza	16	16	0	100
	Referencias GPS	En zonas potencialmente inestables durante el llenado del embalse	pza	2	2	0	100
Total:				175	169	6	97

- Extensómetros de barras
- Inclinómetros
- Referencias superficiales
- Estación sismológica
- Piezómetros
- Medidor de juntas tridimensionales

La selección del sitio, fue el lugar propicio para que se obtuviera el comportamiento previsto de la estructura, particularmente para las zonas críticas y en las etapas críticas de la construcción. Además, los sitios instrumentados debieron de ser representativos de las diversas zonas de materiales y partes que integran la estructura. Es importante mencionar que durante la etapa de construcción hubo flexibilidad para cambiar la ubicación de algún instrumento en función de los resultados de las mediciones que se obtuvieron, anomalías que se detectaron, modificaciones en la geometría o en el proceso constructivo, así como en las propiedades de los materiales, etcétera.

Por lo anterior, en el anexo II se visualiza en la planta geológica la ubicación real de los extensómetros e inclinómetros instalados, mientras que en el anexo IV se aprecia la localización en vista frontal de los extensómetros instalados en el corte del vertedor. Las figuras 5.12, 5.13 y 5.14, muestran la ubicación general de los inclinómetros, referencias superficiales y piezómetros instalados respectivamente en la obra de excedencias.

5.5.5. Medidas de Campo Realizadas

En cuanto a medidas de campo se refiere, éstas corresponden a los desplazamientos obtenidos con la instrumentación colocada. Las gráficas de desplazamientos de los extensómetros e inclinómetros fueron proporcionados por el Departamento de Instrumentación presente en la obra y se incluirán en el desarrollo de los siguientes apartados.

La tabla 5.10 y 5.11 muestran un resumen de los desplazamientos de cada uno de los extensómetros e inclinómetros colocados en la zona de estudio.

Conocida la geometría del problema, y utilizando estas medidas como base, así como escogido un modelo de comportamiento para el material, finalmente puede plantearse el problema de identificación del parámetro “E”.

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
ANÁLISIS RETROSPECTIVO PARA LA DETERMINACIÓN DE LAS PROPIEDADES GEOMECÁNICAS Y REVISIÓN DE LA ESTABILIDAD DEL TALUD IZQUIERDO DEL VERTEADOR DE LA CH LA YESCA

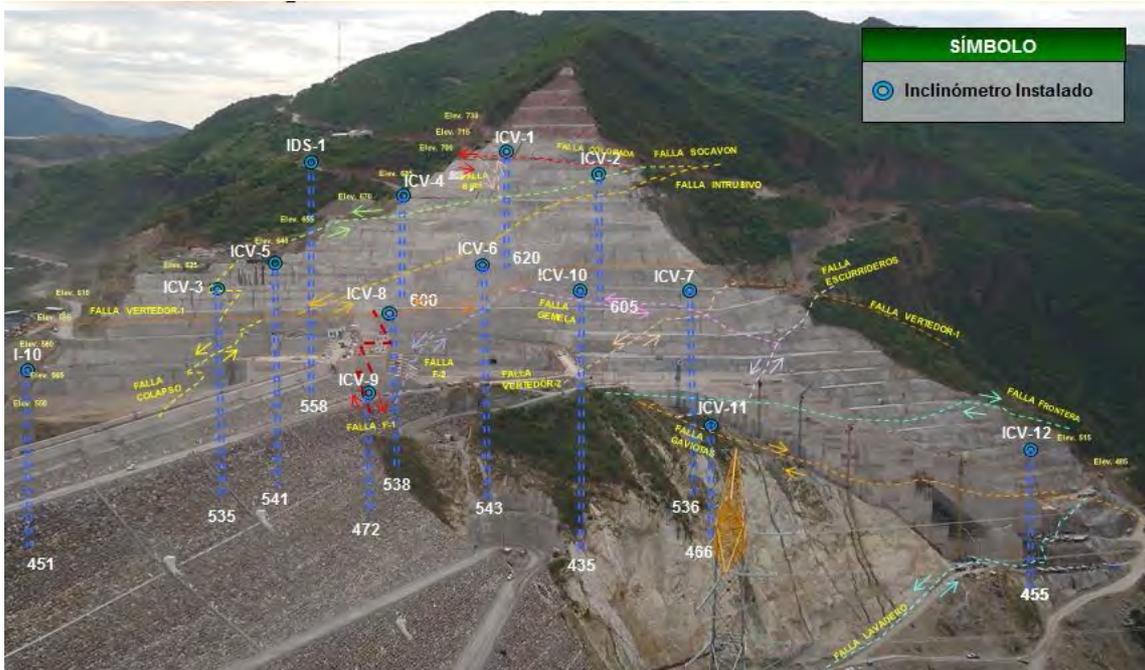


Figura 5.12. Ubicación general de los inclinómetros instalados en la obra de excedencias (GEIC, Octubre 2012).

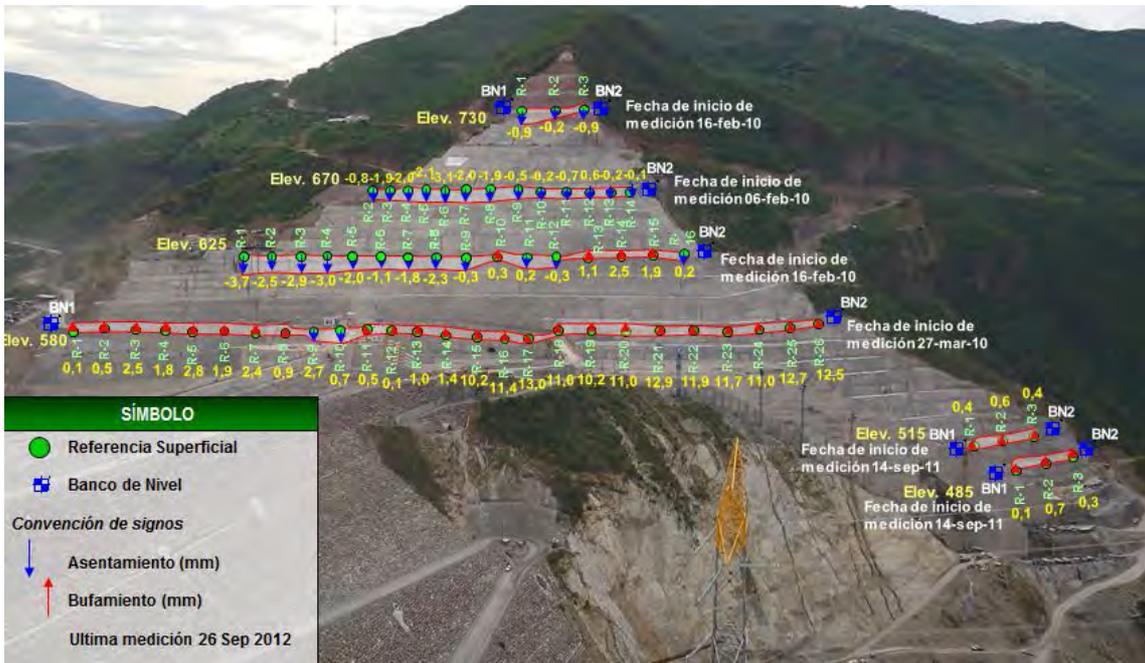


Figura 5.13. Ubicación general de las referencias superficiales instaladas en la obra de excedencias (GEIC, Octubre 2012).



Figura 5.14. Ubicación de piezómetros abiertos instalados en la obra de excedencias (GEIC, Octubre 2012).

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
ANÁLISIS RETROSPECTIVO PARA LA DETERMINACIÓN DE LAS PROPIEDADES GEOMECÁNICAS Y REVISIÓN DE LA
ESTABILIDAD DEL TALUD IZQUIERDO DEL VERTEDOR DE LA CH LA YESCA

Tabla 5.10. Desplazamientos de los extensómetros de barras instalados en la Obra de Excedencias.

Instrumento	Longitudes de barras (m)				Dirección	Ubicación elev. (m)	Desplazamiento barra x barra (mm)				Desplazamiento máximo acumulado (mm)	Periodo de medición	
	1	2	3	4			Barra 1	Barra 2	Barra 3	Barra 4			
ECV-1	6	12	18	24	Normal al talud	703.58	5.781	0.888	0.655	8.660	15.984	11-oct-08	21-ene-12
ECV-2	6	12	18	24	Normal al talud	702.00	-	-	-	-	-	-	-
ECV-3	6	12	24		Normal al talud	674.98	9.303	3.535	8.011		20.849	28-ago-09	23-ene-12
ECV-4	6	12	24		Normal al talud	675.38	3.133	3.226	8.198		14.557	28-ago-09	23-ene-12
ECV-5	6	12	24	39	Normal al talud	660.39	2.335	1.165	8.219	6.882	18.601	28-ago-09	23-ene-12
ECV-6	6	12	24		Normal al talud	660.83	3.475	1.484	3.115		8.074	28-ago-09	23-ene-12
ECV-8	6	12	24		Normal al talud	645.99	10.798	4.290	0.274		15.362	19-sep-09	23-ene-12
ECV-9	6	12	24	39	Normal al talud	644.87	-0.053	0.499	9.508	4.251	14.205	03-sep-09	23-ene-12
ECV-10	6	12	24		Normal al talud	647.39	1.097	-0.010	2.772		3.859	28-ago-09	23-ene-12
ECV-11	6	12	24		Normal al talud	630.38	5.003	3.813	9.912		18.728	13-oct-09	23-ene-12
ECV-12	6	12	24		Normal al talud	631.93	2.585	14.148	0.957		17.690	23-sep-09	23-ene-12
ECV-13	6	12	24	39	Normal al talud	632.34	0.330	5.910	3.333	2.323	11.896	15-oct-09	23-ene-12
ECV-14	6	12	24		Normal al talud	618.15	1.687	0.814	1.594		4.095	23-oct-09	23-ene-12
ECV-15	6	12	24	39	Normal al talud	617.44	2.219	1.181	2.090	22.004	27.494	23-oct-09	23-ene-12
ECV-16	6	12	24		Normal al talud	616.96	2.329	4.873	28.313		35.515	08-abr-10	23-ene-12
ECV-17	6	12	24		Normal al talud	602.09	1.855	1.236	5.143		8.234	07-nov-09	23-ene-12
ECV-18	6	12	24		Normal al talud	602.09	1.507	5.096	4.397		11.000	03-dic-09	23-ene-12
ECV-19	6	12	24		45° respecto a la horizontal	603.77	2.418	2.807	3.759		8.984	14-may-10	23-ene-12
ECV-20	6	12	24	36	Normal al talud	587.24	3.999	1.908	3.904	2.675	12.486	16-dic-09	23-ene-12
ECV-21	6	12	24		Normal al talud	587.10	1.245	2.918	16.657		20.820	06-ene-10	23-ene-12
ECV-22	8	20	30	39	SE 03°-45° con respecto a la horizontal	586.10	2.310	3.540	14.270	0.880	21.000	07-jun-10	24-ene-12
ECV-23	6	12	24	39	50° con respecto a la vertical	572.00	-0.084	0.765	3.426	-2.149	1.958	04-ago-10	24-ene-12
ECV-24	6	16	36	39	45° con respecto a la horizontal	572.00	0.760	0.330	0.460	1.260	2.810	14-ago-10	24-ene-12
ECV-25	4	16	30	39	40° con respecto a la horizontal	572.00	0.580	5.950	1.440	1.380	9.350	09-ago-10	24-ene-12
ECV-26	6	12	24	39	Normal al talud	555.42	1.800	1.400	4.300	1.100	8.600	27-mar-10	07-mar-11
ECV-27	6	12	24	39	Normal al talud	555.42	1.499	0.525	17.441		19.465	17-may-10	23-ene-12
ECV-28	6	16	30	39	Normal al talud	560.00	0.450	4.540	1.260	0.440	6.690	14-sep-10	24-ene-12
ECV-29	6	18	30	39	Normal al talud	555.00	0.770	1.560	1.059	-0.419	2.970	14-sep-10	24-ene-12
ECV-30	12	21	30	39	Normal al talud	536.00	1.489	0.736	-1.023	0.943	2.145	30-oct-10	24-ene-12
ECV-31	6	12	24	35	Normal al talud	471.00	0.310	1.850	5.530	0.470	8.160	28-abr-11	26-ene-12
ECV-32	6	12	24		Normal al talud	482.10	0.840	0.480	2.300		3.620	22-mar-10	25-ene-12
ECV-33	6	12	24	39	Normal al talud	479.27	3.230	0.940	-0.140	2.440	6.470	19-mar-10	25-ene-12
ECV-34	6	12	24		Normal al talud	500.00	1.780	4.470	5.260		11.510	28-ene-11	25-ene-12
ECV-35	6	12	20		Normal al talud	522.00	2.550	3.660	5.640		11.850	29-nov-10	25-ene-12
ECV-36	6	12	24	39	Normal al talud	461.00	0.750	0.590	-0.480	0.720	1.580	07-jun-11	26-ene-12
ECV-37	6	12	24	39	Normal al talud	556.95	5.6	1.7	2.7	1.4	11.400	20-mar-10	13-sep-11
ECV-38	6	12	24	39	Normal al talud	570.44	0.305	2.500	5.185	0.690	8.680	20-mar-10	23-ene-12
ECV-39	6	12	24	39	Orientado al Este	615.69	1.739	1.176	2.734	4.007	9.656	10-abr-10	22-nov-11
ECV-40	8	22	27	39	32° respecto a la vertical	585.90	0.479	2.145	1.928	7.288	11.840	20-may-10	24-ene-12
ECV-41	8	20	30	39	NE 88°-45° respecto a la horizontal	570.72	1.400	0.700	0.600	1.100	3.800	26-may-10	13-sep-11
ECV-42	5	12	26	39	Normal al talud	570.82	1.273	-1.133	0.099	17.081	17.320	26-may-10	23-ene-12

Tabla 5.11. Desplazamientos de los inclinómetros instalados en la Obra de Excedencias.

Instrumento	Ubicación	Rumbo Eje "A"	Profundidad (m)	Vector de desplazamiento máximo histórico obtenido por medios topográficos (cm)	Medición actual			
					Máximo desplazamiento Eje "A" (cm)	Dirección Eje "A"	Máximo desplazamiento Eje "B" (cm)	Dirección Eje "B"
ICV-1	Berma 700 m, Vertedor	NW 31°	80.26	4.4	5.4	Cauce	0.4	Aguas arriba
ICV-2	Berma 685 m, Vertedor	NW 43°	79.62	5.9	2.8	Cauce	0.8	Aguas arriba
ICV-3	Berma 610 m, Vertedor	NW 38°	75.31	2.3	1.2	Estructura de control	0.6	Cortina
ICV-4	Berma 670 m, Vertedor	NW 65°	70.66	2.6	0.5	Cauce	0.5	Aguas arriba
ICV-5	Berma 625 m, Vertedor	SW 44°	83.70	1.3	0.1	Cauce	1.2	Aguas arriba
ICV-6	Berma 625 m, Vertedor	NW 65°	82.72	4.1	2	Cauce	-0.7	Aguas abajo
ICV-7	Berma 610 m, Vertedor	NW 64°	72.50	2.9	5.9	Cauce	2.3	Aguas arriba
ICV-8	Berma 595 m, Vertedor	NW 44°	119.94	0.5	1.2	Cauce	-0.7	Aguas abajo
ICV-9	Muro derecho 570 m, Vertedor	NW 36°	98.00	0.1	-0.4	Talud	1	Aguas arriba
ICV-10	Berma 610 m, Vertedor	NW 36°	75.00	0.2	0.1	Cauce	1.2	Aguas arriba
ICV-11	Muro derecho 545 m, Vertedor	NW 49°	79.61	0.1	-0.4	Talud	0.5	Aguas arriba
ICV-12	Berma 520 m, Vertedor	NW 88°	59.11	0.3	-0.3	Talud	0.7	Aguas arriba
I-10	Berma 565 m, Vertedor	NE 37°	113.16	1.3	0.2	Cauce	0.2	Aguas arriba

CAPÍTULO 6

ANÁLISIS PARA LA DETERMINACIÓN DEL MÓDULO DE DEFORMABILIDAD “E”

6.1. INTRODUCCIÓN

Como ya se mencionó en el Capítulo 1, la información de base para el análisis de nuestro problema será las medidas de desplazamientos acumulados de los registros de instrumentación, principalmente de los extensómetros e inclinómetros. A partir de esos registros se podrá realizar la estimación de los parámetros “E” de las distintas unidades litológicas.

Asimismo, se parte de la hipótesis de que el problema es bidimensional, y que además se ha utilizado un modelo elástico lineal e isótropo para la obtención de los distintos parámetros “E”.

Es por ello que este capítulo comprenderá los análisis e interpretaciones realizadas para los valores estimados de los distintos módulos de deformabilidad.

6.2. INTERPRETACIÓN DE LA INSTRUMENTACIÓN

El primer paso consistió en realizar la interpretación de las lecturas de la instrumentación obtenida en campo (extensómetros e inclinómetros). Esto se hizo con ayuda del gráfico de desplazamiento y con las secciones geológicas a través de algunos aparatos instalados proporcionados por el Departamento de Geología en Obra, con la cual se lograra identificar las estructuras cercanas o que son atravesadas por dichos aparatos, y así poder correlacionar la causa de los desplazamientos.

La revisión, interpretación y análisis correspondiente de la instrumentación geotécnica se realizó a partir de la fecha de instalación de cada uno de los aparatos hasta la fecha *antes del llenado*, esto debido a que los valores registrados durante y después del llenado se normalizaron observándose un comportamiento con una tendencia horizontal en los gráficos de desplazamientos vs tiempo.

El análisis de la interpretación fue realizado con ayuda de la tabla 5.10 y 5.11, con el cual se elaboró una tabla resumen (Anexo V) en donde se identifican los desplazamientos de cada aparato pero por unidad litológica, esto correlacionado con las secciones geológicas a través de los instrumentos. En la misma tabla se colocan las características de las estructuras principales que cortan los aparatos de medición.

Las secciones geológicas a través de los extensómetros se presentaran dentro del desarrollo de la interpretación, mientras que las secciones geológicas a través de los inclinómetros se presentan en el anexo VI.

Este análisis fue realizado para conocer lo siguiente:

- Los factores que ocasionaban los desplazamientos registrados por la instrumentación.
- Asociar los signos de inestabilidad presentados en el talud (en este caso las grietas presentadas en el concreto lanzado).
- Obtener la información sobre el comportamiento general del Vertedor y sus características de movimiento (pautas en los desplazamientos, situación de las superficies de ruptura, presiones de agua, etc.).
- Conocer el comportamiento de las estructuras principales (fallas) desde la etapa de construcción, para verificar las hipótesis empleadas, así como los criterios de diseño.
- Realizar una comparación del comportamiento real con predicciones teóricas.
- Determinar las propiedades del macizo rocoso.

Lo anterior para evaluar las condiciones de seguridad de las estructuras particularmente después de la ocurrencia de cargas extraordinarias como sismos, avenidas extraordinarias y, sobre todo, observar la tendencia a largo plazo de las variables que pueden indicar un comportamiento anormal y peligroso.

6.2.1. Pórfido Andesítico (Tda)

- ***SECCIÓN ECV-08:***

Instrumento colocado en las coordenadas $X = 593075.7342$, $Y = 2343606.9618$, $Z = 645.999$; cadenamiento 0+033.71 donde las 3 barras de 6, 12 y 24 m de longitud traspasan la unidad litológica estudiada. Analizando la sección (Figura 6.1) a través de este instrumento se observa que las barras cruzan una falla de orden principal. De la gráfica de desplazamientos (Gráfica 6.1) se observa un aumento progresivo hasta el día 28 de Marzo del 2010 el cual es asociado a la relajación del macizo rocoso debido a la excavación, sin embargo es necesario notar que la velocidad de desplazamientos de este material es más rápida a comparación de las demás unidades litológicas. Asimismo, por los valores registrados se observa que la zona superficial (los primeros 6 metros) es la que registra el mayor desplazamiento a comparación de la zona profunda (de 6 a 24 metros) el cual se registra un desplazamiento de 0.275 mm. Al analizar la sección a través del ECV-15 y su respectiva gráfica, decimos que la zona con mayor desplazamiento (superficial) no es consecuencia de las voladuras efectuadas ni tampoco de la precipitación pluvial registrada. A partir del 28 de Marzo del 2010 en adelante, los desplazamientos registrados son muy leves, hasta llegar al desplazamiento final acumulado de 15.36 mm medidos el 23 de Enero del 2012.

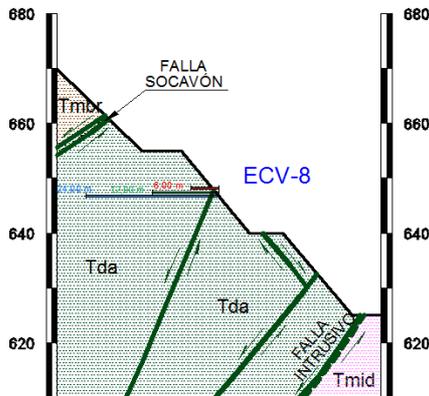
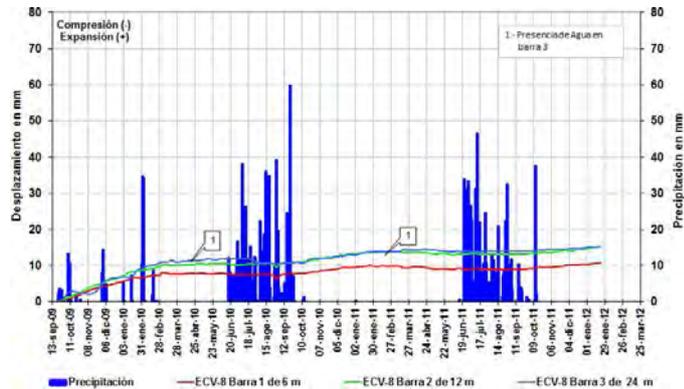


Figura 6.1. Sección geológica por el extensómetro ECV-8.



Gráfica 6.1. Desplazamiento del extensómetro de barras ECV-8.

• **SECCIÓN ECV-15:**

Instrumento colocado en las coordenadas $X = 593025.9837$, $Y = 2343604.4222$, $Z = 617.4424$; cadenamiento 0+068.37, donde las barras 3 y 4 de 26 y 39 m de longitud respectivamente atraviesan la unidad litológica analizada, donde además observando la sección (Figura 6.2) a través de este instrumento (GEIC-Geología, 2011) las barras 3 y 4 cruzan la falla Intrusivo. Los desplazamientos observados en las barras (Gráfica 6.2) muestran que la barra 4 tiene un comportamiento progresivo hasta el 30 de Marzo del 2010 con un desplazamiento acumulado de 16.01 mm, el cual corresponde al mismo comportamiento del ECV-8 y se asocia a la relajación de esfuerzos debido a la excavación. Asimismo los efectos de las voladuras y de la precipitación pluvial registrada no influyen de manera significativa en los desplazamientos registrados. A partir de la fecha antes mencionada, los desplazamientos que se registraron son muy leves, hasta llegar al desplazamiento final acumulado de 27.49 mm medidos el 23 de Enero del 2012. Correlacionando la barra 4 con las barras del ECV-08 se llega a la hipótesis de que el Tda estaba sufriendo una *deformación generalizada de rápida velocidad*.

Por otro lado, se observa que la barra 3 tiene la misma tendencia de comportamiento de las barras 1 y 2 las cuales no cruzan el Tda, sin embargo la sección geológica a través de este instrumento indica todo lo contrario, esto es, la barra 3 cruza por el orden de 2.30 m aproximadamente. Por ello, y por lo analizado de los registros del ECV-08 y ECV-15 se sospecha que la barra 3 no cruza el Tda, por lo que se hace énfasis de que se revise la sección geológica para hacer si es necesaria la corrección de esta.

Lo analizado anteriormente se correlaciona con los registros obtenidos de los inclinómetros que cruzan esta unidad litológica. De ellas se observa lo siguiente:

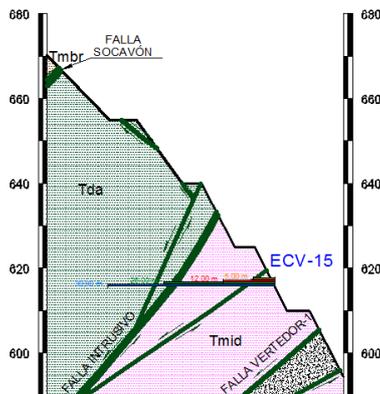
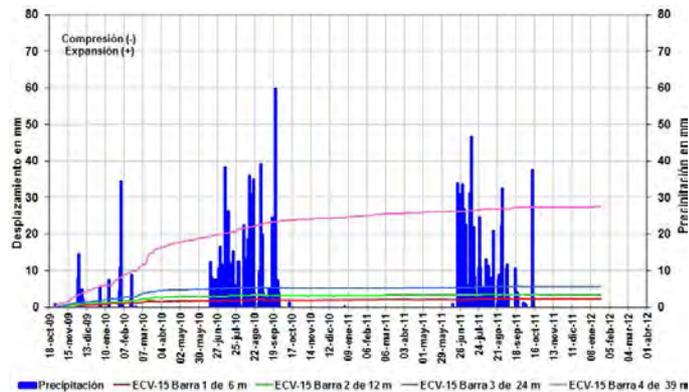


Figura 6.2. Sección geológica por el extensómetro ECV-15.



Gráfica 6.2. Desplazamiento del extensómetro de barras ECV-15.

- **SECCIÓN ICV-1 – Eje “A”:**

Se observa un desplazamiento máximo de 3.09 cm del total registrado, el cual es de 5.36 cm. El desplazamiento registrado es a lo largo de 30.76 m aproximadamente el cual es la cobertura que cubre el inclinómetro a través del Tda. El movimiento se asocia a lo mencionado anteriormente el cual se debe a la deformación generalizada que estaba sufriendo el Tda. Además, a lo largo de los 2.75 m de la falla Socavón-1 se tiene un desplazamiento registrado de 0.21 cm el cual repercute en la zona de la Tmts.

- **SECCIÓN ICV-2:**

Los desplazamientos que se tienen dentro de la cobertura de la unidad litológica (25.35 m) son del orden de 0.18 cm del total registrado de 2.69 cm, en donde la mayor parte del desplazamiento la absorbe la Tmid. Ésta se explicara más adelante.

- **SECCIÓN ICV-3:**

Los registros de este instrumento presentan un movimiento armónico a lo largo de su tiempo de instalación. Este movimiento se asocia a la falla Vertedor-1 el cual cruza a través de este con un espesor aproximado de 7.10 m, sin embargo, este tiene efecto hasta la elevación 595 aproximadamente ya que a partir de ahí se observa un brinco de desplazamiento hasta llegar a la elevación 613.32; este salto de desplazamiento es el mismo registrado durante la etapa de mediciones a partir de su instalación. Por lo que podemos enfatizar que el desplazamiento registrado se debe a la relajación de movimiento que el Tda estaba sufriendo.

- **SECCIÓN ICV-4:**

Presenta la misma tendencia de movimiento del registrado por el ICV-03, y esto se debe principalmente a la falla Socavón que cruza a través de este el cual tiene un espesor aproximado de 2.20 m. Con este instrumento no podemos asociar el movimiento que sufre el Tda ya que la cobertura en este es de 13 m, sin embargo nos servirá para analizar la zona del Qlp, así como conocer el comportamiento general que tienen todas las fallas en esta zona.

- **SECCIÓN ICV-5:**

A pesar de que este cruza en un 92.5% de la longitud total del aparato, los desplazamientos registrados superponen aquellos debido a la relajación del Tda, y a los registrados por la falla Vertedor-1 (5.60 m) y a dos fallas principales del orden de 2.10 m y 0.05 m. Por ello, con este instrumento nos es imposible asociar el movimiento del Tda, pero sí la tendencia de movimiento de las fallas que intervienen en la zona del vertedor.

- **SECCIÓN ICV-6:**

Los registros que se tienen de este instrumento presentan la misma tendencia de los aparatos ICV-03, ICV-04 e ICV-05, el cual los desplazamiento monitoreados son efecto de las fallas ahí encontradas, así como del Tda. Al igual que las anteriores, este nos será de utilidad para conocer y describir la tendencia de movimiento de las fallas que intervienen.

6.2.2. Toba Vítreo (Tmts)

- **SECCIÓN ICV-1 – Eje “A”:**

Del desplazamiento máximo acumulado (5.36 cm) registrado por este aparato, 2.05 cm pertenecen al movimiento máximo de esta zona, el cual al no tener otro aparato para correlacionar el desplazamiento registrado, y observando la zona de influencia que tiene este, así como apoyándonos del barrenado de exploración BYSKI-19 ejecutado en la etapa de estudios (*Informe geológico final de la etapa de pre-construcción del P. H. La Yesca, Jal.-Nay. / Julio 2007*) el cual tiene una cobertura de 18.50 m, el desplazamiento se asocia a la liberación de esfuerzos debido a la descompresión ocasionada por la excavación, esto aunado al efecto que ejerce la deformabilidad de la falla Socavón-1 (espesor de 2.75 m), ya que a lo largo de este se tiene un desplazamiento registrado de 0.21 cm y a la mala calidad de la roca debido a que el valor máximo de RQD fue de 43.12% en un tramo de 1.6 m. Finalmente, la falla Socavón-1 sirve como contacto litológico entre la Tmts y la Tmid.

6.2.3. Depósito Lacustre y Pumicítico (Qlp)

- **SECCIÓN ICV-4:**

Los registros muestran un movimiento armónico a partir de la instalación hasta la fecha de medición tomada para el análisis (25/Enero/2012). En él se observa que el máximo movimiento registrado fue con fecha del 26 de Junio del 2010, el cual fue de 0.74 cm, siendo el registro último de 0.54 cm. Por los valores registrados y analizando la sección geológica a través de este instrumento, así como la planta geológica de la zona, y al ser principalmente un depósito de talud, el movimiento se asocia a la liberación de esfuerzos que se tuvo durante la etapa de excavación, así como a la mala calidad de la roca, el cual es similar a los valores de la Tmts.

6.2.4. Ignimbrita Riodacita Fluidal (Tmird)

- **SECCIÓN ECV-32:**

Instrumento colocado en el talud vertical del canal de descarga 1 con coordenadas X = 592764.1319, Y = 2343484.3498, Z = 482.1016; cadenamiento 0+332.01 aproximadamente. El registro de este aparato (Gráfico 6.3), así como del ECV-33 se tomará para correlacionar el comportamiento de la Tmird localizada en la zona de los cortes principales del talud vertedor.

Con barras de 6, 12 y 24 m de longitud, los registros muestran que el comportamiento de la barra 1 y 2 se debe a la liberación de esfuerzos debido a la descompresión de la roca ocasionado por las excavaciones realizadas, esto debido a que el desplazamiento máximo de la barra 1 es de 0.84 mm y de la barra 2 de 0.48 mm, sin embargo, analizando más a detalle esta última barra, podemos decir que la falla Paredón-2 no tiene influencia sobre éste. Con respecto a la barra 3, se observa que existe un salto de 2.30 mm el cual es asociado a la falla Gaviotas así como a la brecha de falla de la misma. Además, los efectos de las voladuras así como de la precipitación registrada no tienen mucha influencia en los desplazamientos registrados. La figura 6.3 muestra la sección geológica a través del extensómetro ECV-32.

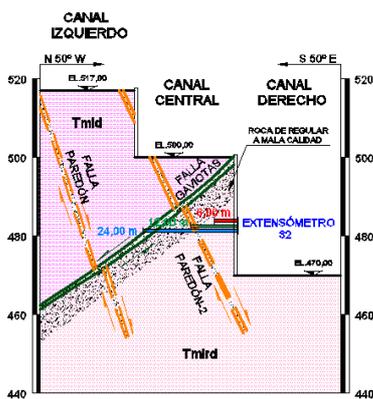
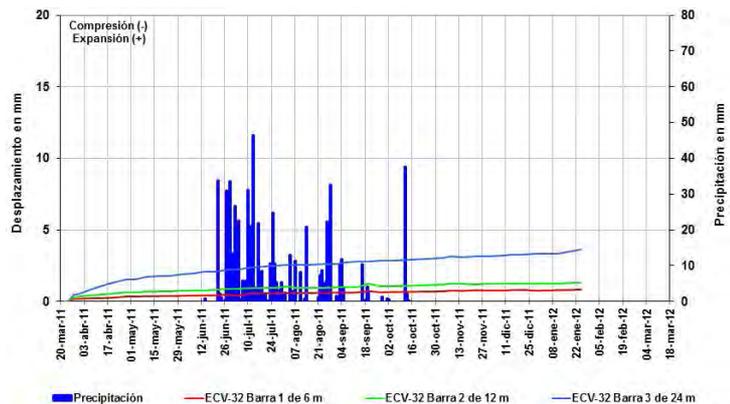


Figura 6.3. Sección geológica por el extensómetro ECV-32.



Gráfica 6.3. Desplazamiento del extensómetro de barras ECV-32.

• **SECCIÓN ECV-33:**

Instrumento colocado en el talud vertical del canal de descarga 1 cercano al ECV-32 y con coordenadas $X = 592753.2685$, $Y = 2343471.2987$, $Z = 479.2757$; cadenamiento 0+348.87 aproximadamente, fue colocado con la finalidad de llevar un control de los desplazamientos generados por los cortes verticales de los canales de descarga. Al igual que el ECV-32, el registro de este extensómetro de 6, 12, 18 y 30 m de longitud nos servirá para correlacionar el comportamiento de la Tmird localizada en la zona de los cortes principales del talud Vertedor.

El comportamiento de las barras muestra que los desplazamientos registrados (Gráfico 6.4) se deben a la liberación de esfuerzos que sufre la masa de roca ocasionado por las excavaciones, esto debido a que los valores registrados por barra están por debajo de los 3.5 mm. Junto con la liberación de esfuerzos, se asocia también el comportamiento de deformabilidad registrado por la falla Gaviotas (espesor de 1.45 m). Este comportamiento es observado en la tendencia que traen las barras 2 y 3 y al llegar a la barra 4, se presenta un salto de desplazamiento el cual se correlaciona con la falla. Los efectos de las voladuras, así como de la precipitación pluvial registrada no tienen mucha influencia en los desplazamientos registrados, ya que en el registro se observa un comportamiento uniforme en el lapso de tiempo de monitoreo.

Para correlacionar los registros de los extensómetros anteriores, se analizará los inclinómetros ICV-5, ICV-6 e ICV-8 en donde además de cruzar la Tmird, lo hacen en la zona de interés. La figura 6.4 muestra la sección geológica a través del extensómetro ECV-33.

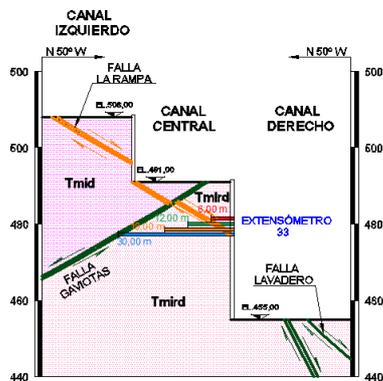
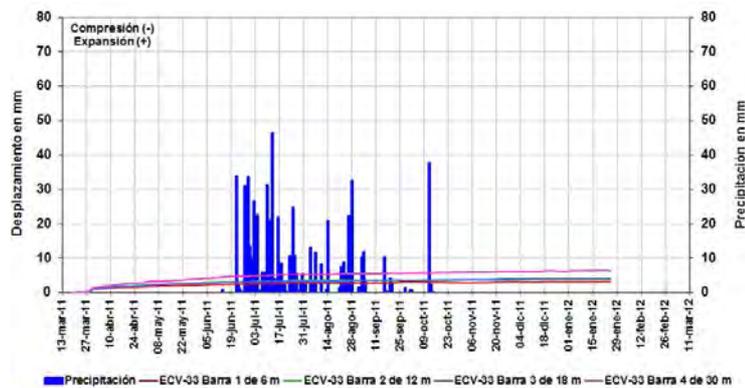


Figura 6.4. Sección geológica por el extensómetro ECV-33.



Gráfica 6.4. Desplazamiento del extensómetro de barras ECV-33.

• **SECCIÓN ICV-5:**

Este inclinómetro cruza a lo largo de la Tmird en 1 m aproximadamente, por lo que el desplazamiento registrado se asocia a lo dicho anteriormente. Además el comportamiento general de este inclinómetro es asociado a los registros de deformabilidad generados por la falla Vertedor-1 (5.60 m) y a dos fallas principales del orden de 2.10 m y 0.05 m.

- **SECCIÓN ICV-6:**

Los desplazamientos registrados en la zona de la Tmird tienen un comportamiento armónico tanto en el eje “A” como en el eje “B”, el cual es asociado a los efectos de las fallas que intervienen. Por ello y a la excavación realizada, se asocia los desplazamientos que se generaron en la zona de la Tmird, el cual fueron de 0.57 cm y -0.64 cm, en el eje “A” y “B” respectivamente.

- **SECCIÓN ICV-8:**

Los registros de desplazamientos de este instrumento muestran que este se debe a los banqueos realizados durante la excavación, ya que analizándolo detalladamente, se observa que hay varios brinco en la zona de entre cada berma. El eje “B” muestra los efectos que tiene la intervención de las fallas entre ellas la Vertedor-1, el cual nos genera un movimiento armónico.

6.2.5. Ignimbrita Dacítica Porfírica (Tmid)

- **SECCIÓN ECV-12:**

Instrumento colocado en las coordenadas X = 593005.3070, Y = 2343566.0437, Z = 631.9343; cadenamiento 0+110.87. Con barras de 6, 12 y 24 m de longitud, las cuales atraviesan la unidad litológica en su totalidad, cruzando dos fallas de orden principal (barras 2 y 3). Los desplazamientos registrados (Gráfica 6.5) son de un orden progresivo a través del tiempo, por lo que es asociado a la relajación de la masa rocosa debido a la excavación. Por otra parte, en la barra 2 se observa un salto de deformación de 14.15 mm, el cual se le asocia a una de las fallas principales. La barra 3 al igual que la barra 2 cruza una falla de orden principal paralela a la falla que cruza la barra anterior, sin embargo esta no refleja un comportamiento de desplazamiento, sino solo se observa la tendencia de la barra 1 que es la de la liberación de esfuerzos debido a la excavación.

Con el valor registrado por la barra 1, asociamos que las voladuras efectuadas no tuvieron efecto alguno para ocasionar el desplazamiento, así mismo también se observa con la precipitación pluvial registrada. La figura 6.5 muestra la sección geológica a través del extensómetro ECV-12.

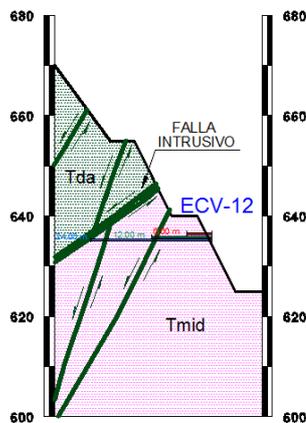
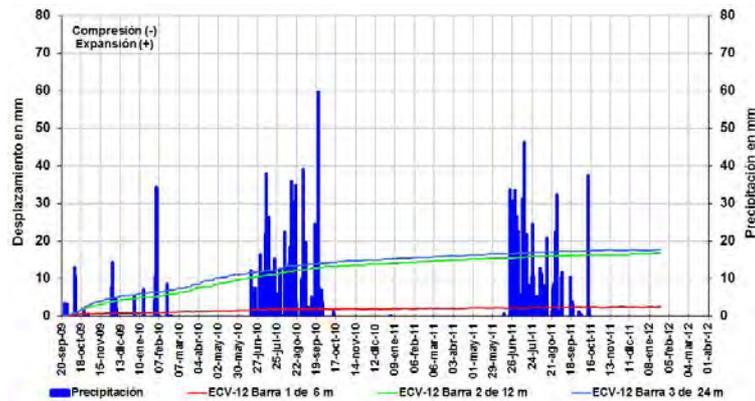


Figura 6.5. Sección geológica por el extensómetro ECV-12.



Gráfica 6.5. Desplazamiento del extensómetro de barras ECV-12.

- **SECCIÓN ECV-15:**

Instrumento colocado en las coordenadas $X = 593025.9837$, $Y = 2343604.4222$, $Z = 617.4424$; cadenamiento 0+068.37. Con barras de 5, 12, 26 y 39 m de longitud, el cual cruzan la unidad litológica en estudio. Descartando la barra 4 debido a que la deformación registrada se asocia a la relajación del Tda, las barras restantes tienen un desplazamiento del orden de 2.20 mm el cual se asocia a la relajación debido a la descompresión de la roca originada por las excavaciones realizadas. Del registro podemos observar que se tiene un comportamiento progresivo hasta el 30 de Marzo del 2010 con un desplazamiento del orden de 1.8 mm. A partir de esa fecha la tendencia de los desplazamientos es un poco uniforme no habiendo cambios o saltos de interés por alguna estructura o bien por la presencia de agua.

- **SECCIÓN ECV-16:**

Instrumento colocado en las coordenadas $X = 592949.4330$, $Y = 2343526.7309$, $Z = 616.9690$; cadenamiento 0+169.74. Con barras de 6, 12 y 24 m de longitud que cruzan en su totalidad a la unidad litológica (Figura 6.6). Además, las 3 barras cruzan la falla Vertedor-1 el cual tiene un espesor de 4.75 m aproximadamente. El comportamiento de los desplazamientos (Gráfica 6.6) de las barras registradas a través del tiempo es el siguiente: la barra 1 se asocia a la relajación de la masa de roca debido a la excavación. El comportamiento de la barra 2, además de asociarse a la deformación de la masa también se le asocia la deformabilidad de la falla Vertedor-1. Pero es la barra 3 en donde se aprecia con más claridad el efecto que la falla tiene sobre el macizo, y esto se debe a que en el tiempo medido se llegó a tener un desplazamiento acumulado de 35.55 mm, correspondiéndole a la barra 3 un desplazamiento de 28.31 mm. La tendencia de la barra 3 es de un orden progresivo hasta el 01 de Octubre del 2010 el cual llegó a tener un desplazamiento de 17.97 mm, a partir de esa fecha y hasta el 29 de Abril del 2011 se tiene un cambio de pendiente teniendo una deformación de 24.01 mm. La tendencia de comportamiento de las barras en las tres etapas observadas no se ven afectadas por la presencia de agua registrada ni por las voladuras efectuadas.

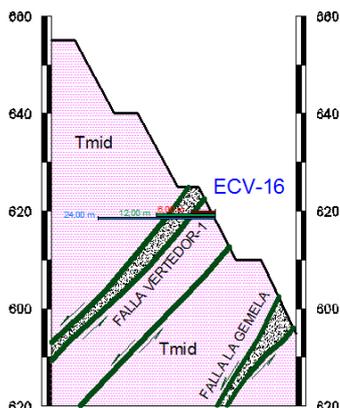
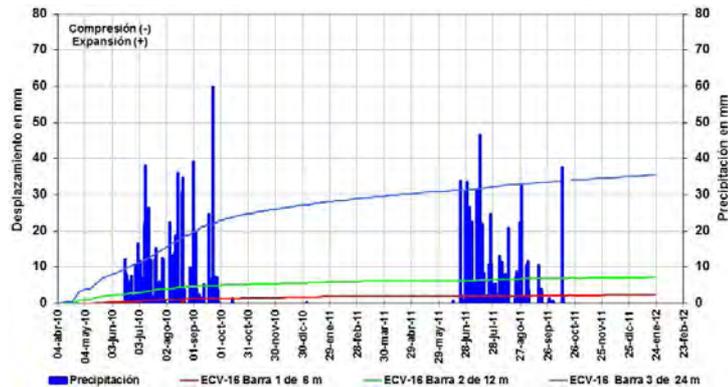


Figura 6.6. Sección geológica por el extensómetro ECV-16.



Gráfica 6.6. Desplazamiento del extensómetro de barras ECV-16.

• **SECCIÓN ECV-19:**

Instrumento colocado en las coordenadas $X = 592920.9881$, $Y = 2343512.7725$, $Z = 603.7734$; cadenamiento 0+221.19. Con barras de 6, 12 y 24 m de longitud, cruzan en su totalidad a la unidad litológica. Al no cruzar las barras alguna falla, los desplazamientos registrados y el cual es del orden de la misma magnitud por barra (2.42, 2.81 y 3.76 mm) es asociado a la relajación de la Tmid debido a la descompresión de la roca originado por las excavaciones. La tendencia de las barras indica que no se ven afectadas ni por las voladuras ni por las dos etapas de precipitación registradas. La figura 6.7 muestra la sección geológica a través del extensómetro ECV-19 y la gráfica 6.7 muestra el registro de desplazamientos del extensómetro ECV-19.

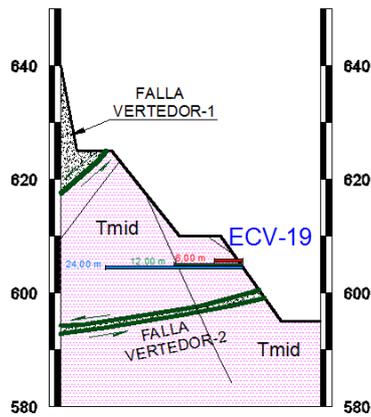
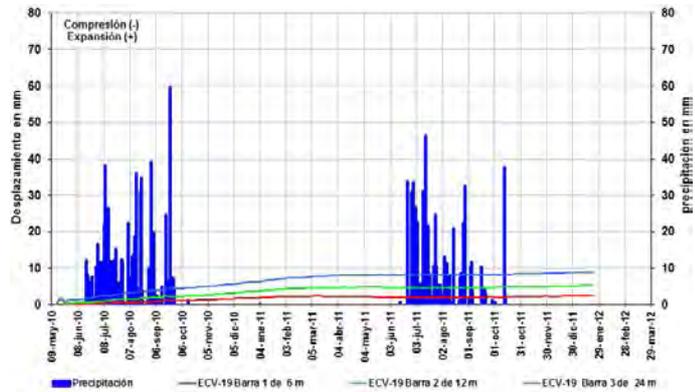


Figura 6.7. Sección geológica por el extensómetro ECV-19.



Gráfica 6.7. Desplazamiento del extensómetro de barras ECV-19.

• **SECCIÓN ECV-34:**

Instrumento colocado en uno de los taludes verticales del canal de descarga con coordenadas $X = 592775.086$, $Y = 2343497.22$, $Z = 500.0211$; cadenamiento 0+321.86 aproximadamente. Con barras de 6, 12 y 24 m de longitud, cruzan en su totalidad a la unidad litológica. Además, las barras 2 y 3 cruzan la falla Paredón-1, falla Paredón-2 y la falla del sistema Gaviotas. El comportamiento registrado de las barras es el siguiente: La barra 1 se asocia a la liberación de esfuerzos debido a la excavación. La barra 2 y 3 además de esta se le asocia la deformación debido a las fallas. Lo anterior se confirma en los valores registrados, ya que la barra 1 solo tenemos un desplazamiento de 1.78 mm, y la barra 2 y 3 tienen un salto hasta llegar a 4.47 y 5.26 mm respectivamente. Asimismo analizando a detalle estas últimas barras, se observa que la deformación superficial de la Tmid es menor que la deformación profunda. La tendencia de deformación es de un orden progresivo el cual no se ve afectado por la precipitación registrada.

El registro de este aparato, así como del ECV-35 será de ayuda para correlacionar el comportamiento de la Tmid localizada en la zona de los cortes principales del talud vertedor.

La figura 6.8 muestra la sección geológica a través del extensómetro ECV-34 y la gráfica 6.8 muestra el registro de desplazamientos del extensómetro ECV-34.

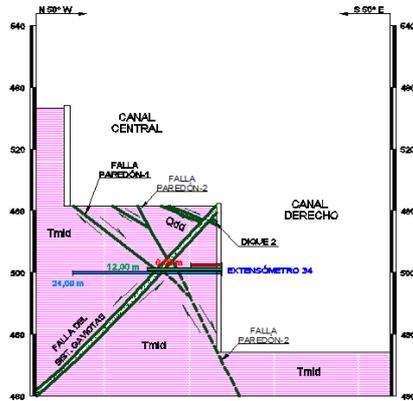
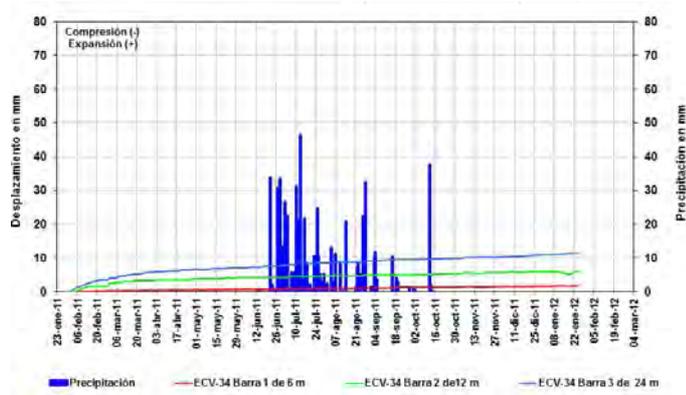


Figura 6.8. Sección geológica por el extensómetro ECV-34.



Gráfica 6.8. Desplazamiento del extensómetro de barras ECV-34.

• **ECV-35:**

Al igual que el ECV-34, este se colocó en uno de los taludes verticales del canal de descarga con coordenadas $X = 592801.3885$, $Y = 2343527.4681$, $Z = 521.427$; cadenamiento $0+275.09$ aproximadamente. Con barras de 6, 12 y 20 m de longitud, cruzan en su totalidad a la unidad litológica. Además, las barras atraviesan un sistema de fracturamiento moderado, que tiene poco efecto sobre el desplazamiento registrado, ya que se observa un crecimiento gradual entre cada barra que van de los 2.55 mm correspondientes a la barra 1 y 5.64 mm correspondientes a la barra 3, quedando intermedia la barra 2 con un valor registrado de 3.66 mm. Observando la sección geológica a través de este extensómetro (Figura 6.9), se puede ver que la barra 3 roza a la falla Paredón en el orden de los 20 cm, sin embargo no se refleja un comportamiento significativo. Asimismo, con este instrumento se correlaciona lo dicho anteriormente, que la deformación de la Tmid es mayor a profundidad que la que se encuentra superficialmente.

Las voladuras efectuadas así como la presencia de agua registrada no tienen efecto significativo en la masa rocosa, ya que los desplazamientos de las barras tienen una tendencia gradual uniforme (Gráfica 6.9).

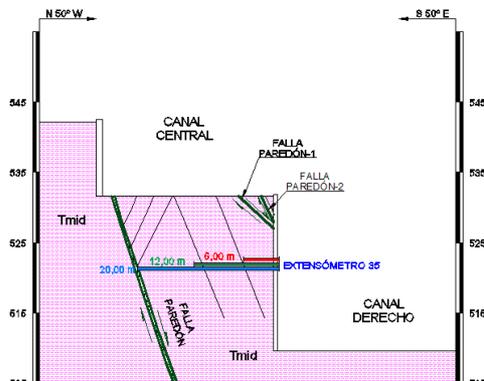
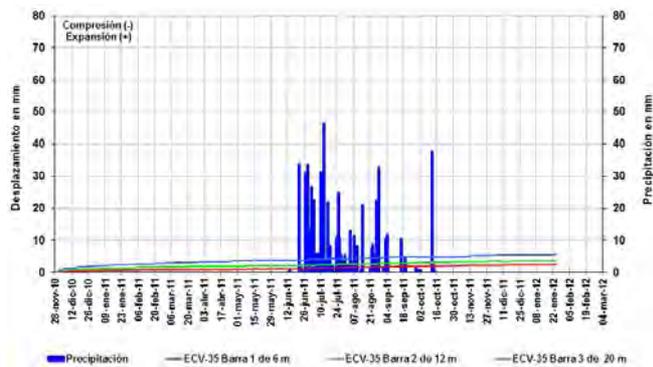


Figura 6.9. Sección geológica por el extensómetro ECV-35.



Gráfica 6.9. Desplazamiento del extensómetro de barras ECV-35.

• **ECV-40:**

Instrumento colocado en las coordenada X = 593005.1846, Y = 2343619.8627, Z = 585.9079; cadenamiento 0+069.65 aproximadamente. Con barras de 6, 15, 28 y 39 m de longitud cruzan en su totalidad a la Tmid (Figura 6.10). El comportamiento de las barras se asocia a la excavación realizada, sin embargo la barra 4 además de esta, se le asocia la deformabilidad de la falla Vertedor-1 el cual cruza en una distancia efectiva de 4.5 m de los 13.20 m del espesor total en esa zona. Esto se aprecia en los valores registrados, ya que la barra 4 presenta un salto de 7.29 mm de los 2 mm aproximados de las demás barras. Además, se vuelve a apreciar que la deformación de la masa de roca es mayor conforme aumenta de profundidad. La tendencia de las barras es del orden progresivo sin verse afectado por la precipitación registrada ni los efectos de las voladuras (Gráfica 6.10).

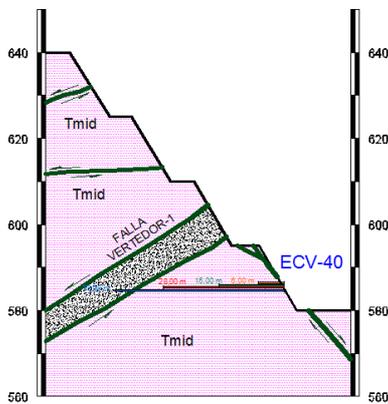
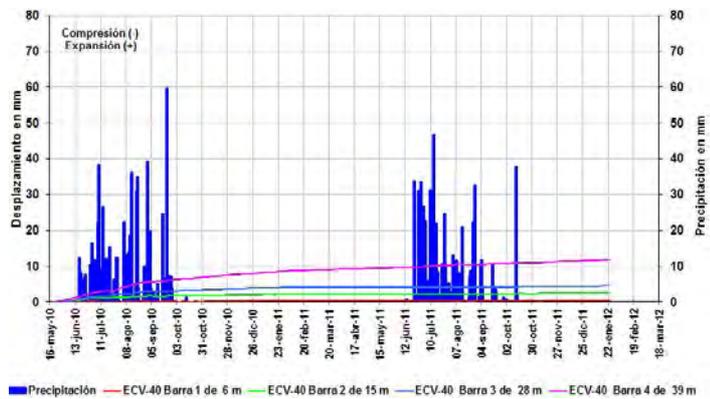


Figura 6.10. Sección geológica por el extensómetro ECV-40.



Gráfica 6.10. Desplazamiento del extensómetro de barras ECV-40.

• **ECV-41:**

Instrumento colocado en las coordenada X = 593036.3707, Y = 2343681.1678, Z = 570.7205; cadenamiento 0+005.3688 aproximadamente. Con barras de 8, 20, 30 y 39 m de longitud cruzan en su totalidad a la Tmid. El comportamiento de las barras se asocia a la relajación que sufre la masa rocosa debido a la descompresión originada por la excavación realizada, esto debido a que los valores registrados de las barras son de 1.4, 0.7, 0.6 y 1.1 mm de la barra 1 a la 4 respectivamente. Observando la sección geológica a través de este extensómetro (Figura 6.11) se aprecia que la falla de orden principal que cruza la barra 4 no tiene influencia sobre ella ya que no se observa un salto en los registros de los desplazamientos. La tendencia de las barras es del orden progresivo sin verse afectado por las voladuras hechas ni por los registros de precipitación pluvial registradas (Gráfica 6.11).

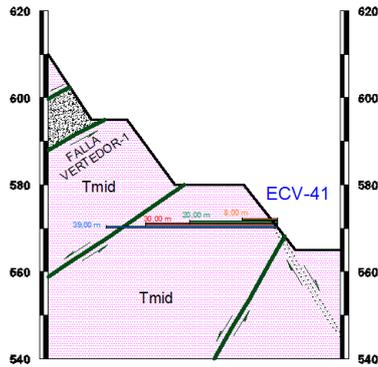
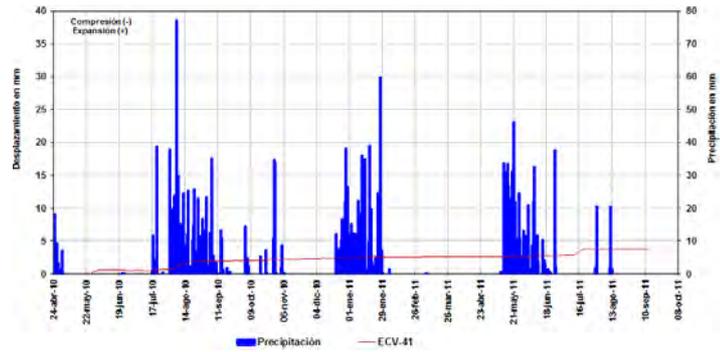


Figura 6.11. Sección geológica por el extensómetro ECV-41.



Gráfica 6.11. Desplazamiento del extensómetro de barras ECV-41 (Barra más profunda).

• **ECV-42:**

Instrumento colocado en las coordenada X = 593014.828, Y = 2343656.1097, Z = 570.823; cadenamiento 0+038.0547 aproximadamente. Con barras de 5, 12, 26 y 39 m de longitud cruzan en su totalidad a la Tmid (Figura 6.12). El comportamiento de las barras es un poco anómala ya que desde el inicio de instalación y medición hasta el 15 de Agosto del 2010 la tendencia de las barras 1, 2, 3 y 4 era del orden progresivo, sin embargo a partir de esa fecha el comportamiento de la barra 2 decae registrando desplazamientos negativos, haciendo que los desplazamientos acumulados de la barra 3 sean inferiores a la barra 1, pero estos son del orden positivo. Los desplazamientos se asocian a la excavación realizada. Con respecto a la barra 4 además de asociarle lo anterior se le incrementa el efecto que tiene la falla de orden principal que cruza al tener un desplazamiento de 17.08 mm. En general, la tendencia de las barras no se ven afectadas por las dos etapas de precipitación pluvial registradas ni por las voladuras llevadas a cabo en la etapa de construcción (Gráfica 6.12).

Lo analizado anteriormente se correlaciona con los registros obtenidos de los inclinómetros que cruzan esta unidad litológica. De ellas se observa lo siguiente:

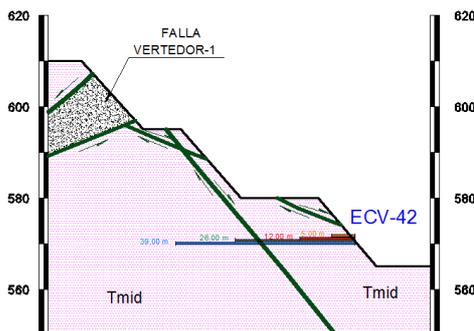
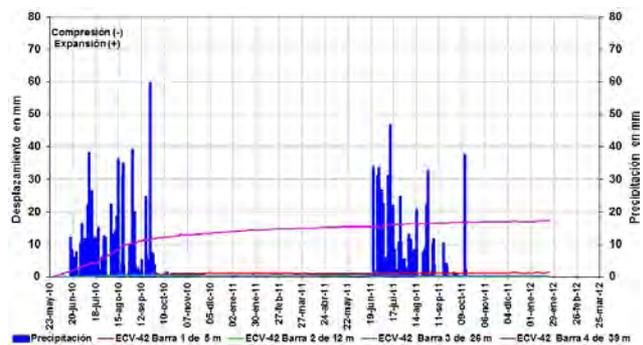


Figura 6.12. Sección geológica por el extensómetro ECV-42.



Gráfica 6.12. Desplazamiento del extensómetro de barras ECV-42.

- **ICV-2:**

Los desplazamientos que se tienen dentro de la cobertura de la unidad litológica son del orden de los 2.52 cm, el cual al analizar el comportamiento de este, se observa una tendencia de relajación producto de la excavación y en las zonas de cruce con las fallas Intrusivo y de orden principal se visualiza un salto en los registros de desplazamientos. Con este inclinómetro ratificamos que la deformación de la Tmid se asocia a la liberación de esfuerzos que sufre la masa de roca producto de la excavación realizada.

- **ICV-3:**

Analizando detalladamente el comportamiento de este aparato se observa que en el tramo correspondiente a la Tmid la gráfica muestra una tendencia de deformación asociada a la relajación de la misma, sin embargo, al llegar al punto de cruce con la falla Vertedor-1, este comportamiento empieza a oscilar pasando de puntos negativos a positivos, por lo que el desplazamiento máximo registrado es de -0.011 cm.

- **ICV-7:**

Este inclinómetro está instalado en su totalidad en la unidad litológica de estudio, además de que corta fallas considerables como la Vertedor-2, la falla Gemela, entre otros que hacen tener un comportamiento oscilatorio a través del tiempo y tener saltos de desplazamientos en la intercepción de las fallas. Lo anterior nos conduce a decir que los desplazamientos registrados se asocian a la deformación de la masa de roca más la deformabilidad variable ocasionada por las fallas.

- **ICV-9:**

Instalado en la totalidad de la unidad litológica en estudio, el comportamiento observado se asocia a la deformación de la roca consecuencia de la excavación. Los efectos de deformabilidad de la falla La Volcada así como otra falla del orden principal influyen en la tendencia del desplazamiento de un orden oscilatorio (Eje "B"), así como el registro de desplazamientos negativos (Eje "A", -0.414 cm).

- **ICV-10:**

Instrumento que al igual que el ICV-7 e ICV-9 se encuentra instalado en su totalidad en la Tmid, además de que cruza la falla Vertedor-1 y la falla Gemela en un orden de 6.40 y 11.0 m respectivamente. El comportamiento observado de los registros es que se tiene una deformación progresiva el cual va asociado a la relajación debido a la excavación realizada, pero también se observa un comportamiento oscilatorio el cual se debe a la deformabilidad de las fallas.

- **ICV-11:**

Instrumento instalado en la totalidad de la Tmid que cruza la falla Gaviotas, la Paredón y una del orden principal paralelo a la Gaviotas. La tendencia del comportamiento registrado es de tipo oscilatorio debido al cruce de las fallas y a la excavación realizada. Este comportamiento se observa sobre el eje “B” debido a que la dirección de este absorbe una zona importante de excavación realizada, mientras que el eje “A” absorbe una zona pequeña. Lo anterior se confirma con los valores registrados; el eje “A” con un desplazamiento máximo de -0.432 cm y el eje “B” con un desplazamiento máximo de 0.43 cm.

- **ICV-12:**

Este instrumento presenta el mismo comportamiento del ICV-11, donde el eje “B” registra los desplazamientos ocasionados por la excavación realizada en una zona mayor mientras que el eje “A” los ocasionados por una zona menor. La tendencia de deformación es de un orden oscilatorio a través del tiempo, asociado a la liberación de esfuerzos y al sistema de fracturamiento moderado que cruza dicho inclinómetro.

6.2.6. Resultados del Análisis de la Instrumentación

De lo procesado en el apartado anterior y de los datos con que se cuentan, se realizó una gráfica (Gráfica 6.13) de los desplazamientos de cada uno de los extensómetros que cruzan a las distintas litologías, esto con la finalidad de conocer el grado de deformabilidad de las unidades litológicas, así como los puntos señalados anteriormente.

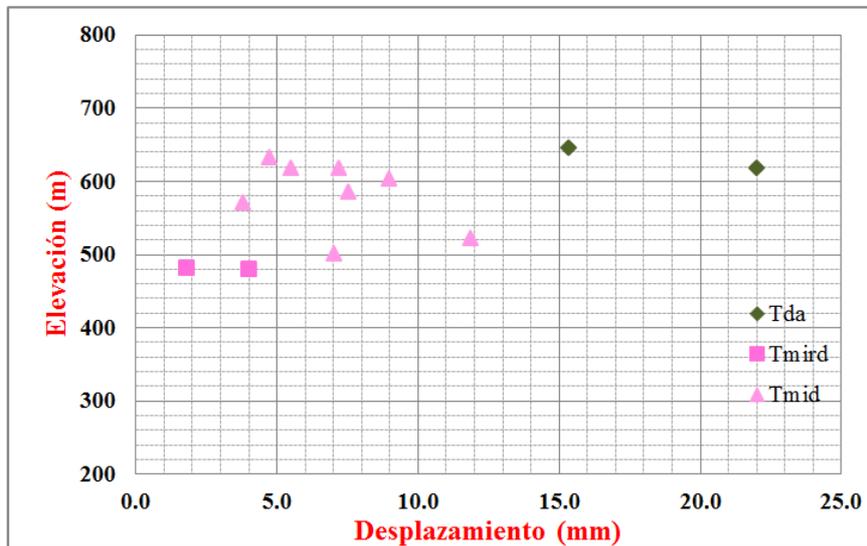


Gráfico 6.13. Desplazamiento horizontal de las unidades Tda, Tmird y Tmid.

En el gráfico anterior se observa que de los materiales analizados, el que presenta mayor grado de deformabilidad es el Pórfido Andesítico (Tda), mientras que la Ignimbrita Riocácica Fluidal

(Tmird) presenta los menores desplazamientos, quedando en una posición intermedia la Ignimbrita Dacítica Porfírica (Tmid).

De lo anterior, se llega a tener una concepción del grado de deformabilidad de los materiales presentes en la zona de estudio.

6.3. ESTIMACIÓN DEL MÓDULO DE ELASTICIDAD “E”

Una vez realizado el análisis de interpretación de la instrumentación y obtenido el rango de desplazamientos en los que se encuentran cada una de los distintos materiales, el siguiente paso consistió en estimar el valor de los módulos de elasticidad de cada uno de estos materiales.

6.3.1. Modelado Numérico

La modelación seguida en el programa fue:

- *Programa de computadora.* Debido a que el programa de cálculo no admite grandes deformaciones, pero dado que uno de los alcances de este trabajo es establecer el desarrollo de la inestabilidad (superficie de falla), conocer el comportamiento posterior no es de interés, por lo que para estudiar dicho comportamiento sería necesario admitir grandes deformaciones del modelo, así como la posibilidad de desarrollar grietas y fisuras, y conocer el comportamiento post-pico de los materiales.
- *Geometría y condiciones de contorno.* En los problemas elásticos la situación de los contornos es de vital importancia ya que tiene efectos en los resultados de los desplazamientos. Por ello los contornos que se colocaron estuvieron en función de la información proporcionada en las secciones geológicas y las secciones a través de los instrumentos, en donde se permitía observar la correlación de los desplazamientos con las estructuras geológicas. Como condición de contorno se impuso movimiento horizontal y vertical nulo en todos los nudos del contacto inferior y solo movimiento vertical nulo en los contornos laterales.
- *Discretización de malla, forma y número del elemento.* Esta metodología divide el dominio espacial del modelo en una serie de subdominios denominados elementos, definiendo sobre ellos una serie de ecuaciones constitutivas, dependiendo del problema físico a analizar. La característica principal de este tipo de discretización es que los elementos permanecen unidos a los adyacentes en todo momento, no siendo posible ni la separación ni el traslape de dos elementos.

Una de las limitaciones que presenta esta metodología de discretización es que si un elemento adopta una forma muy distorsionada respecto a la forma inicial (caso habitual en análisis con grandes deformaciones), puede que el sistema de ecuaciones planteado no pueda resolverse. En esos casos, la mayoría de los programas de cálculo llevan implementada una función de adaptación del mallado cuando se detecte un determinado nivel de distorsión de los elementos. No obstante, esta técnica de remallado conlleva un esfuerzo computacional elevado (Zienkiewicz *et al.* 2005).

La discretización realizada fue del tipo “uniforme” con elementos de nodo tipo “triángulos” y con un número de elementos de malla igual a 5000. Además se procuró coincidir los nodos de la malla con los puntos de medida. La figura 6.13 representa la malla utilizada para el caso de la Sección K0-080.00, en donde se observa la representación de las interfaces de los distintos materiales y en la figura 6.14 se muestra una ampliación de la zona de la malla en los puntos de medición de los extensómetros.

- *Tipo de análisis tensional.* Deformación plana
- *No. de iteraciones.* Máximo 500
- *Tolerancia.* 0.001
- *Relación entre esfuerzos.* Se consideró una relación inicial entre el esfuerzo horizontal y el vertical de 1:1, además de ser del tipo gravitacional.
- *Fases de excavación.* Para una mejor aproximación se realizó la modelación considerando las etapas de excavaciones (banqueos) hechas en campo. Estas etapas eran del orden 5 a 7 m, por lo que, para uniformizar, se modeló con fases de 5 m, así los cortes de berma a berma están comprendidos por tres fases de excavación.
- *Modelo constitutivo.* Mencionado con anterioridad, el criterio elegido fue el de Hoek-Brown, con un modelo primeramente elástico (ME) para la estimación de los módulos, y posteriormente un modelo elástico-plástico perfecto (MEPP) para la revisión de factor de seguridad. En el MEPP, no se considera variación de la capacidad resistente después de la plastificación y las características pico y residuales son iguales, al igual que el factor de reducción para este último análisis es del mismo orden.
- *Ley de fluencia.* Se adoptó una ley de fluencia no asociada considerando la dilatación nula. La razón principal se debe a que en los macizos rocosos resulta muy difícil conocer la dilatación. Además, las diferencias son prácticamente nulas en el factor de seguridad al coincidir la situación del colapso (*Griddits y Lane, 1999*). Otra de las razones por la que se consideró nula el valor de la dilatación es porque ésta afecta al cambio de volumen del terreno durante la plastificación, aunque se suele tomar un valor constante.
- *Estado de esfuerzo inicial.* La importancia de especificar el estado de esfuerzo inicial se debe a las siguientes razones:
 1. La primera es porque los cambios de esfuerzos que se calculan en cada paso de cálculo (fases de excavación) se añaden a los anteriores.
 2. La rigidez del terreno dependerá de los estados iniciales de esfuerzos.
 3. Las fuerzas que se aplican para simular las fases de excavación se calculan usando los esfuerzos anteriores en el borde de la excavación, por lo que de nuevo es necesario conocer los esfuerzos iniciales.

De entre las distintas maneras de poder conocer los esfuerzos iniciales, el procedimiento seguido durante los análisis tanto de estimación de módulos como del cálculo del FS del talud fue el de considerar una primera fase donde todavía no se había excavado (consolidación del terreno) siendo la superficie horizontal, así como asignarle una carga

gravitatoria al peso específico del material y altura igual a la altura de la sección geológica proporcionada.

- *Módulo de deformación y relación de Poisson.* En la etapa de estimación de módulos, éstos variaron en un rango de valores propuestos producto de las iteraciones realizadas y en la etapa del cálculo del FS, los valores fueron los resultados estimados en este apartado. Los valores de la relación de Poisson fueron los correspondientes a cada material.
- *Equilibrio.* Principalmente en la etapa del cálculo del FS, el equilibrio quedó definido cuando se pasa de una situación estable definida por desplazamientos, a una situación inestable donde no se alcanzaba la convergencia.

6.3.2. Resultados del Modelado Numérico. Ejecución de la Modelación – Sección K0-080.00

Las figuras 6.13 y 6.14 representan la malla discretizada con todos los materiales y sus interfaces correspondientes a la Sección K0-080.00, sin embargo, para llegar a ese punto que es la última parte de los análisis para la estimación de los módulos se tuvo que pasar por un proceso iterativo en donde el punto de partida eran los desplazamientos registrados en campo por los extensómetros.

Con ello se realizó un perfil de desplazamientos vs elevación, el cual le llamamos “perfil de desplazamientos reales”. Este perfil de desplazamientos se obtuvo al realizar primeramente un mapa de contornos o mapa de desplazamientos totales con el uso del Software *Surfer 10*, con el cual se convirtieron los datos de desplazamientos en curvas de igual desplazamiento. Esto se realizó para tener un control estadístico total de todos los desplazamientos en la zona de estudio. Además de poder correlacionar los desplazamientos en las zonas en donde no había algún instrumento instalado. En el anexo VII y VIII se aprecian los mapas de contornos en planta y vista frontal respectivamente obtenidos mediante este software.

Teniendo este perfil de desplazamientos, se procedió a homogeneizar la sección metiendo las propiedades de un primer material acorde a la calidad de esta y obtener sus valores de deformaciones horizontales. Ese proceso iterativo en donde se varía el módulo de elasticidad se hace una y otra vez hasta observar una semejanza de los resultados con el perfil de deformaciones. Así en la figura 6.17 se observa la malla de elementos finitos correspondiente al proceso iterativo de un primer material (Tmid). La figura 6.18 muestra la interpretación de resultados de este análisis con los valores de desplazamientos horizontales en los puntos de interés; y finalmente en el gráfico 6.14 se observa la tendencia de comportamiento de los desplazamientos obtenidos con el perfil de desplazamiento real.

Es importante señalar que las imágenes mostradas de interpretación corresponden a las de “desplazamientos horizontales”, esto debido a que la instrumentación que se consideró para los corresponden a los valores de campo de los extensómetros. Asimismo, en el gráfico en donde se compara el perfil de desplazamiento con los obtenidos en cada etapa de análisis se colocaran tres resultados, esto con la finalidad de observar claramente el comportamiento de los materiales y a la vez el proceso iterativo conforme se van agregando los demás materiales.

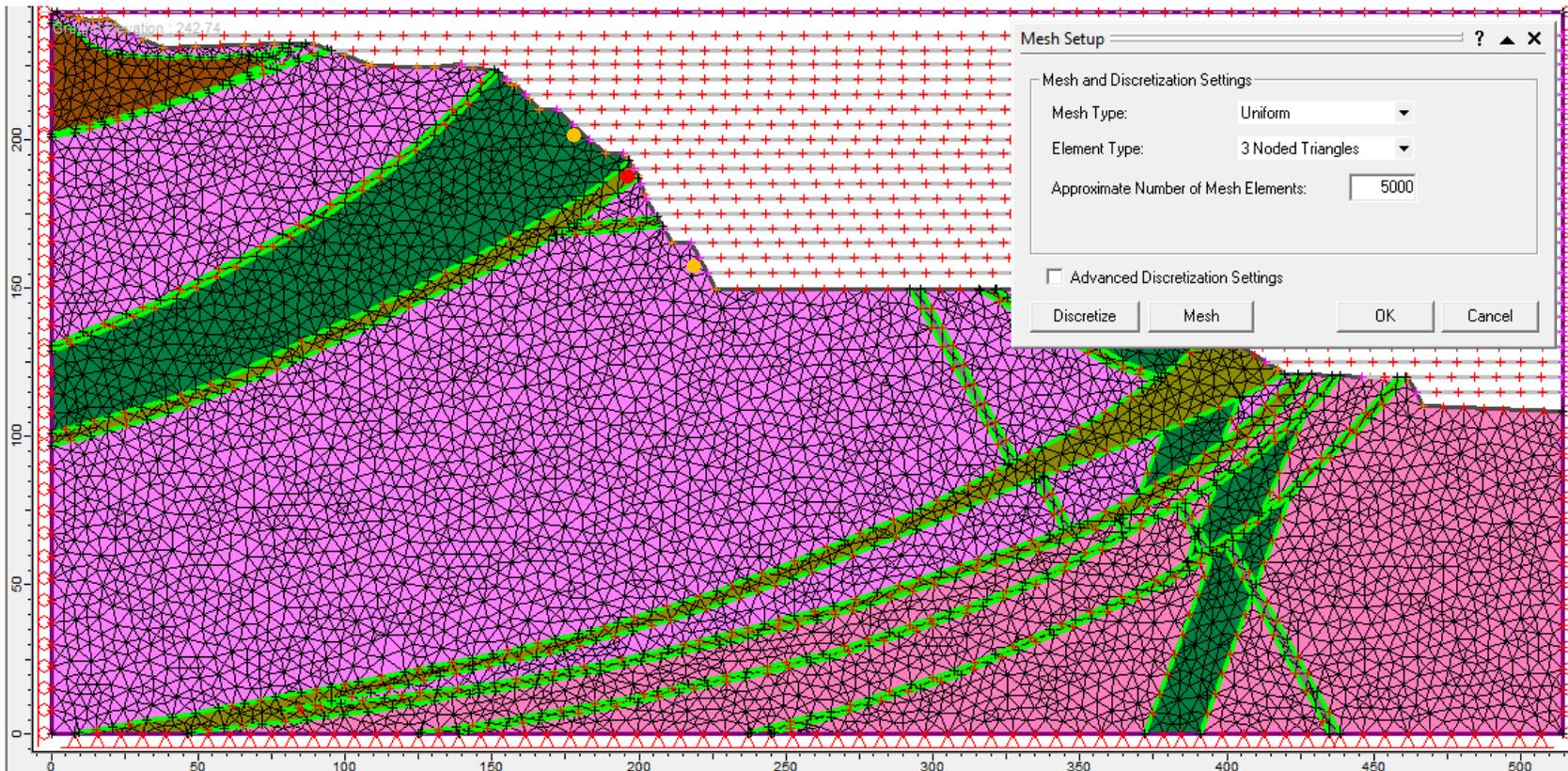


Figura 6.13. Malla correspondiente a la Sección K0-080.00, utilizada en la estimación del módulo de elasticidad.

- Puntos de medición (Extensómetros)
- Puntos de medición (*Surfer 10*)

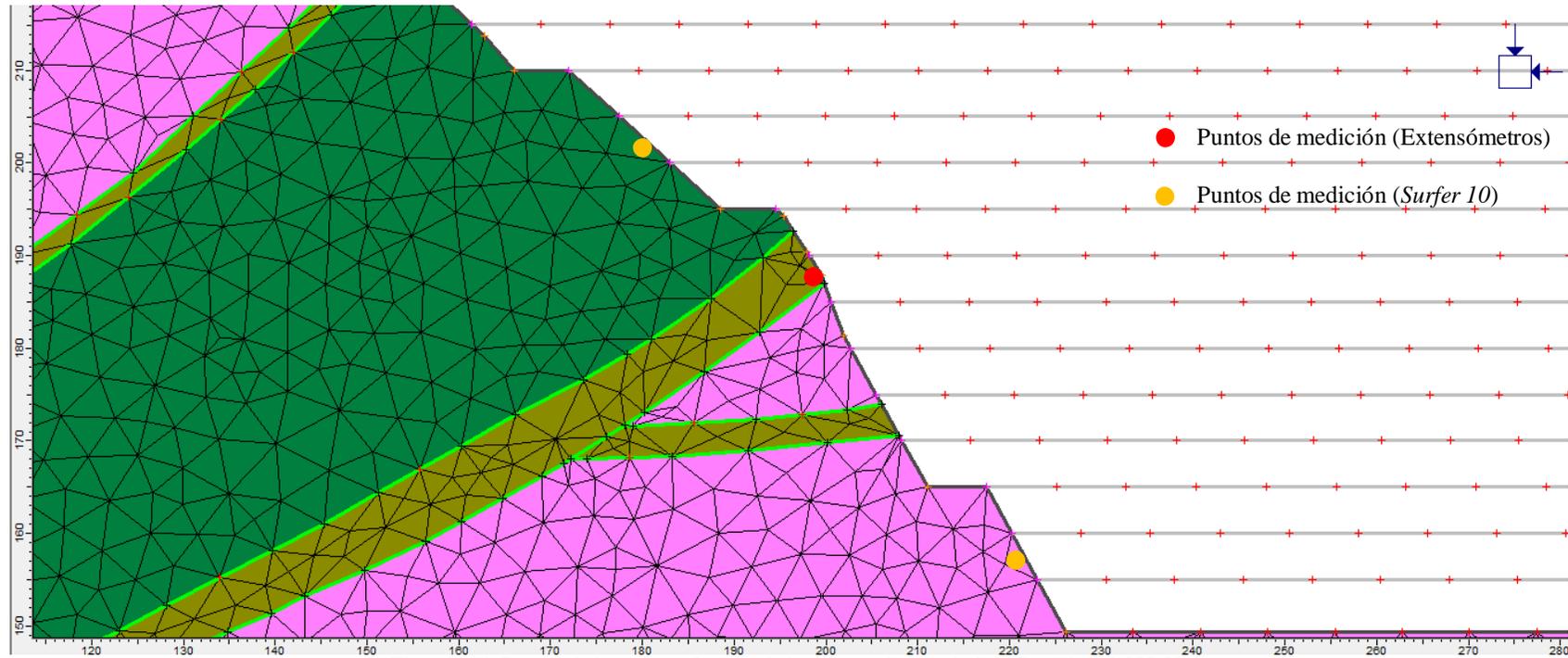


Figura 6.14. Detalle de la malla en la zona de los puntos de interés de la Sección K0-080.00.

Los parámetros de resistencia de los materiales que el programa requiere para la modelación, son las que se muestran en la tabla 5.8. Sin embargo, se observa que los parámetros para el Dique Andesítico (Tda) y Dique Diabásico (Qdd) no existen, por lo que la obtención de estos se hizo mediante el uso del software *RocData 3.0 (Rocscience, Inc)*. La metodología de la obtención de los parámetros de resistencia de unos de los materiales (Qdd) se muestra en el anexo IX.

La tabla 6.1 muestra los valores de los parámetros utilizados durante la modelación.

Tabla 6.1. Parámetros de resistencia de las distintas unidades litológicas.

Parametros	Unidades litológicas							Unidades
	Tmid	Tmird	Tda	Tmbr	Falla	Tmts	Qdd	
γ	0.02508	0.02456	0.025	0.0245	0.025	0.024	0.025	(MN/m ³)
ν	0.31	0.29	0.25	0.23	0.22	0.23	0.2	Adim.
σ_c^i	76.20	132.70	40	30	20	25	5	(Mpa)
mb	4.69	6.71	1.8	1.19	0.6	1	0.091	Adim.
s	0.01	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	1.40E-06	Adim.

Mencionado en el apartado de modelación, la figura 6.15 muestra la alimentación de los datos en la asignación de relación entre esfuerzos, así como el tipo da carga asignada (gravitacional).

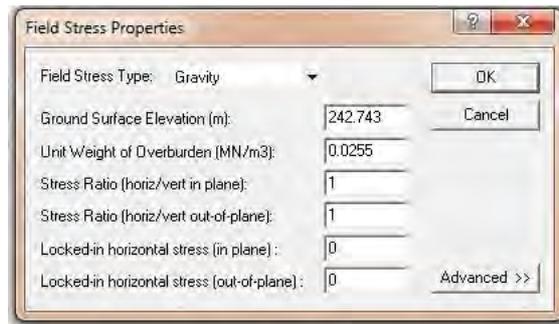


Figura 6.15. Propiedades de esfuerzos de campo.

En la figura 6.16 se muestra la barra de colores de los materiales que se asignaron en el programa, los cuales corresponden a las unidades litológicas de las secciones geológicas.

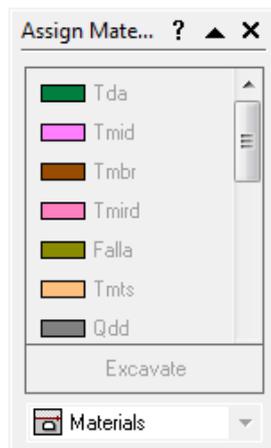


Figura 6.16. Asignación de materiales.

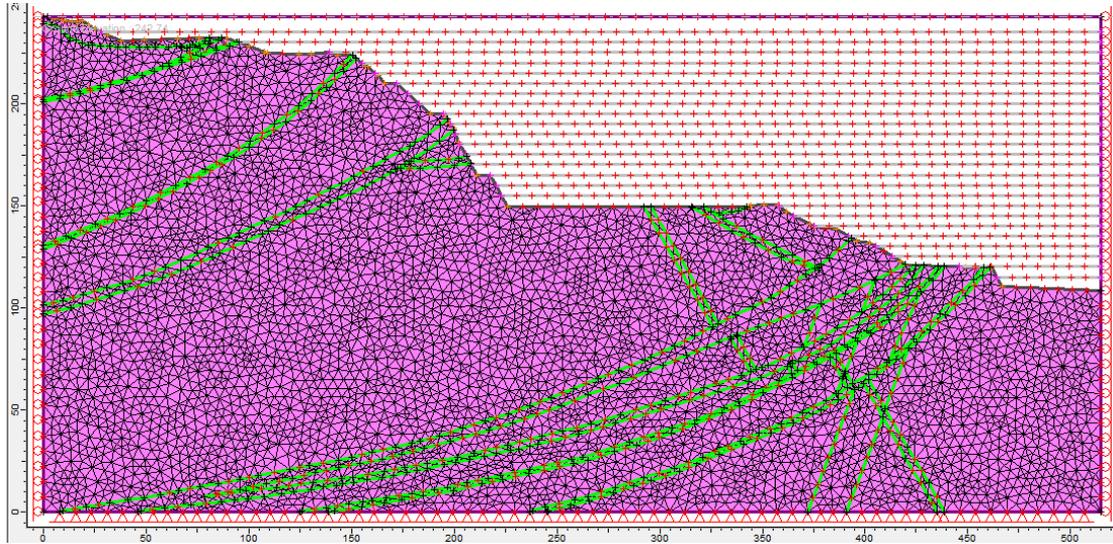


Figura 6.17. Malla Sección K0-080.00 con propiedades de un solo material.

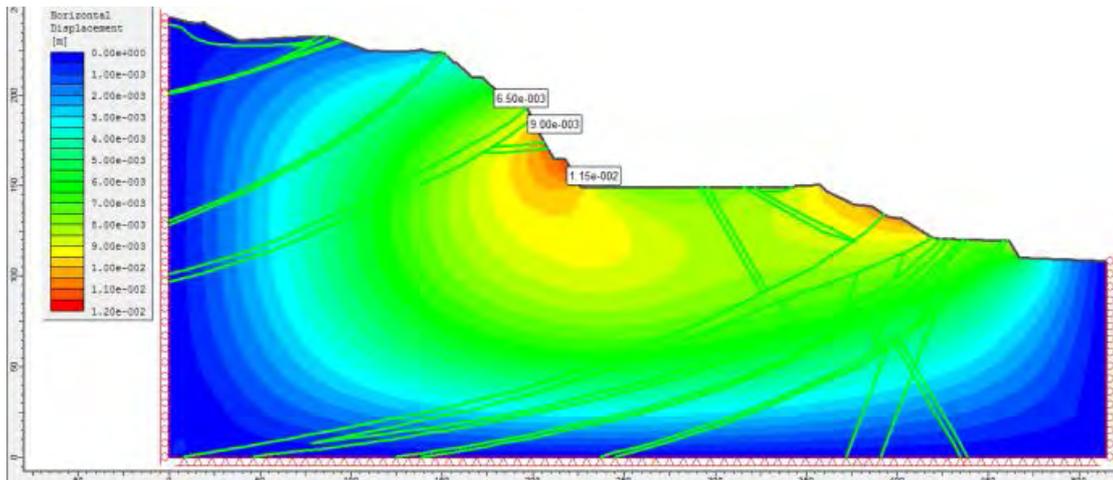


Figura 6.18. Desplazamientos horizontales de la Sección K0-080.00 con propiedades de un solo material.

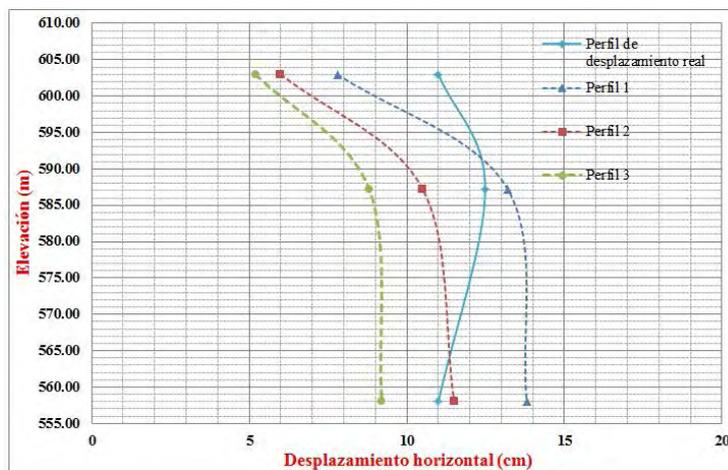


Gráfico 6.14. Tendencia de comportamiento de los desplazamientos obtenidos (un material).

La figura 6.19 y 6.20 muestra la malla de elementos finitos correspondiente al proceso iterativo con dos materiales (Tmid + Tda) y el resultado de desplazamientos horizontales respectivos. El gráfico 6.15 muestra la tendencia de comportamiento de los desplazamientos obtenidos con el perfil real.

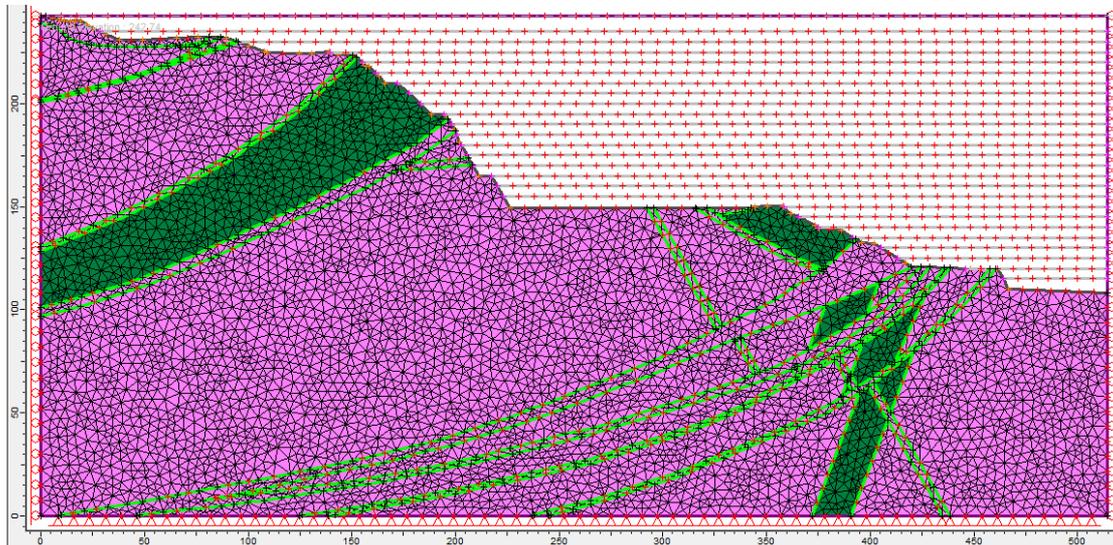


Figura 6.19. Malla Sección KO-080.00 con propiedades de dos materiales.

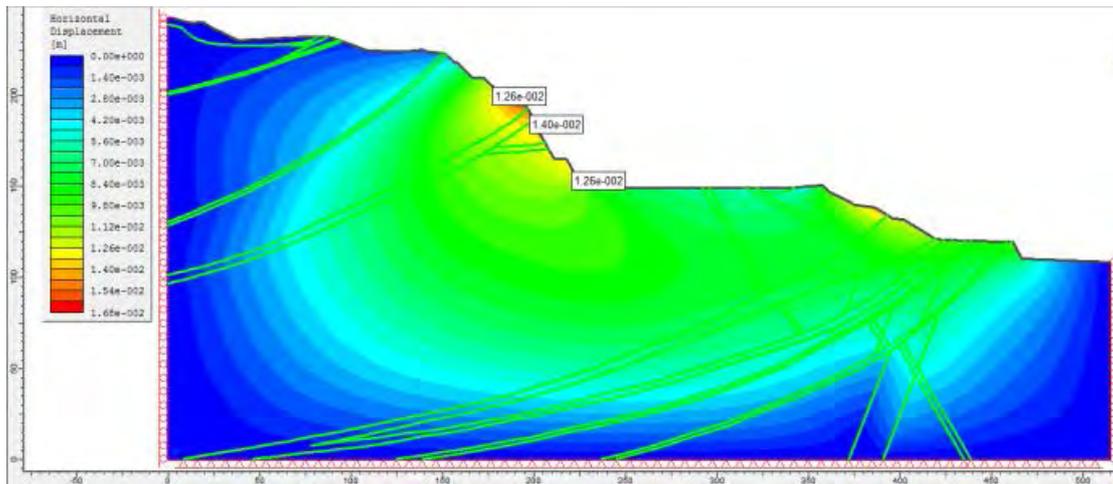


Figura 6.20. Desplazamientos horizontales de la Sección KO-080.00 con propiedades de dos materiales.

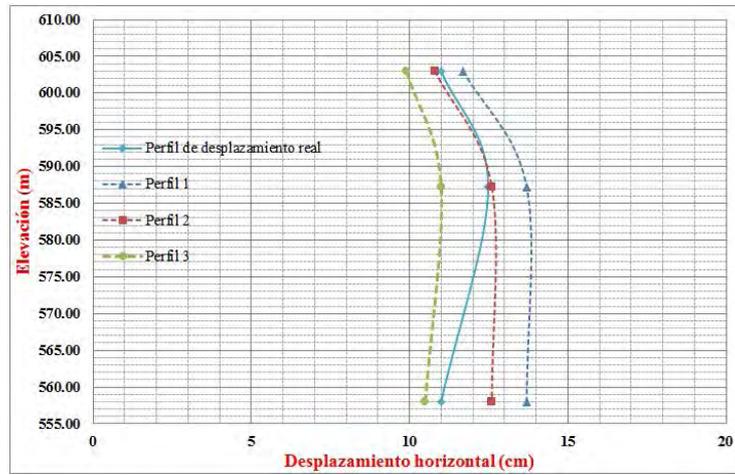


Gráfico 6.15. Tendencia de comportamiento de los desplazamientos obtenidos (dos materiales).

La figura 6.21 y 6.22 muestra la malla de elementos finitos correspondiente al proceso iterativo con tres materiales (Tmid + Tda + Falla) y el resultado de desplazamientos horizontales respectivos. El gráfico 6.16 muestra la tendencia de comportamiento de los desplazamientos obtenidos con el perfil real.

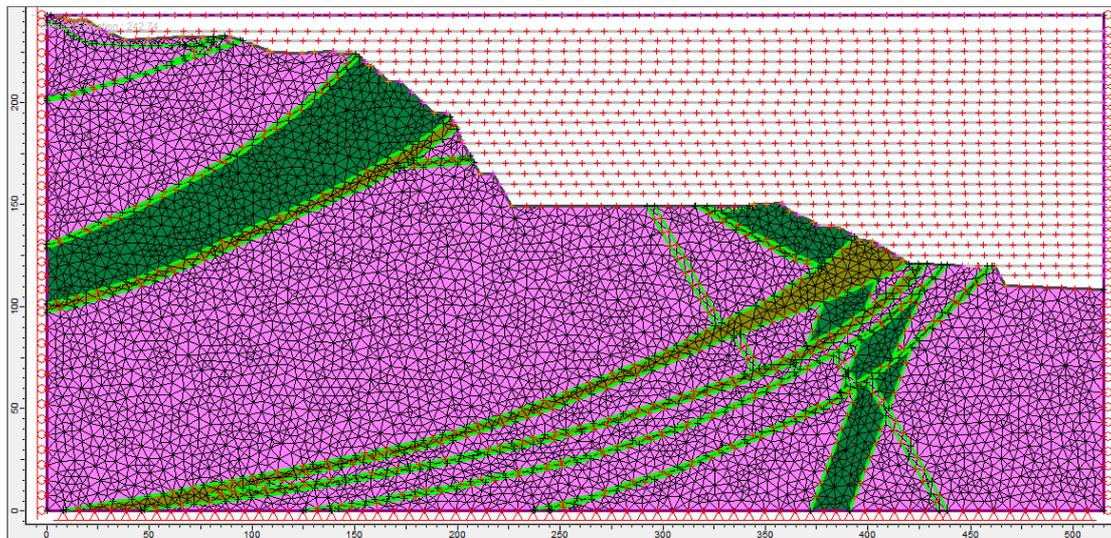


Figura 6.21. Malla Sección K0-080.00 con propiedades de tres materiales.

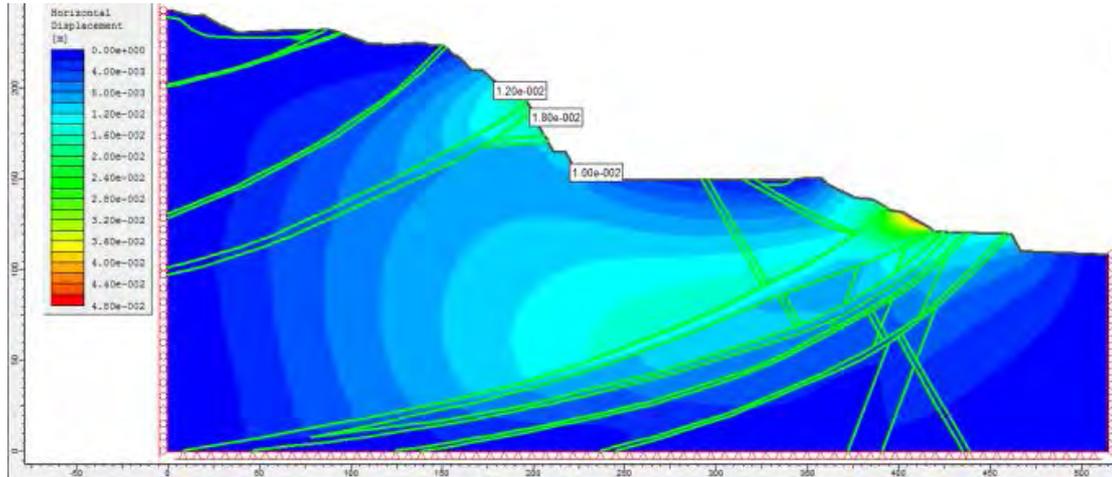


Figura 6.22. Desplazamientos horizontales de la Sección K0-080.00 con propiedades de tres materiales.

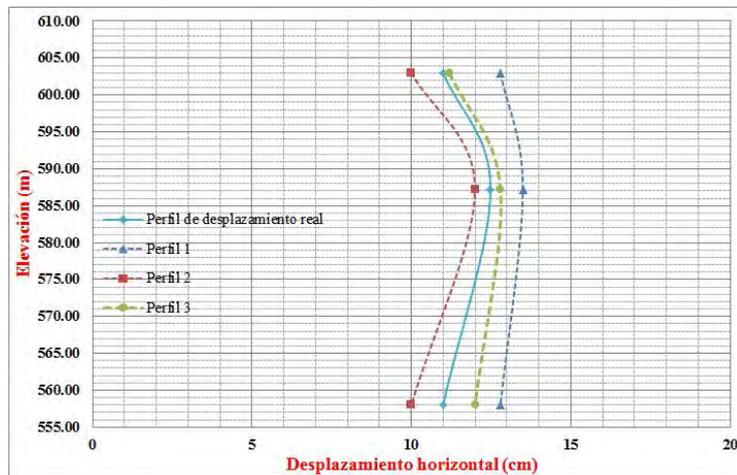


Gráfico 6.16. Tendencia de comportamiento de los desplazamientos obtenidos (tres materiales).

La figura 6.23 y 6.24 muestra la malla de elementos finitos correspondiente al proceso iterativo con cuatro materiales (Tmid + Tda + Falla + Tmird) y el resultado de desplazamientos horizontales respectivos. El gráfico 6.17 muestra la tendencia de comportamiento de los desplazamientos obtenidos con el perfil real.

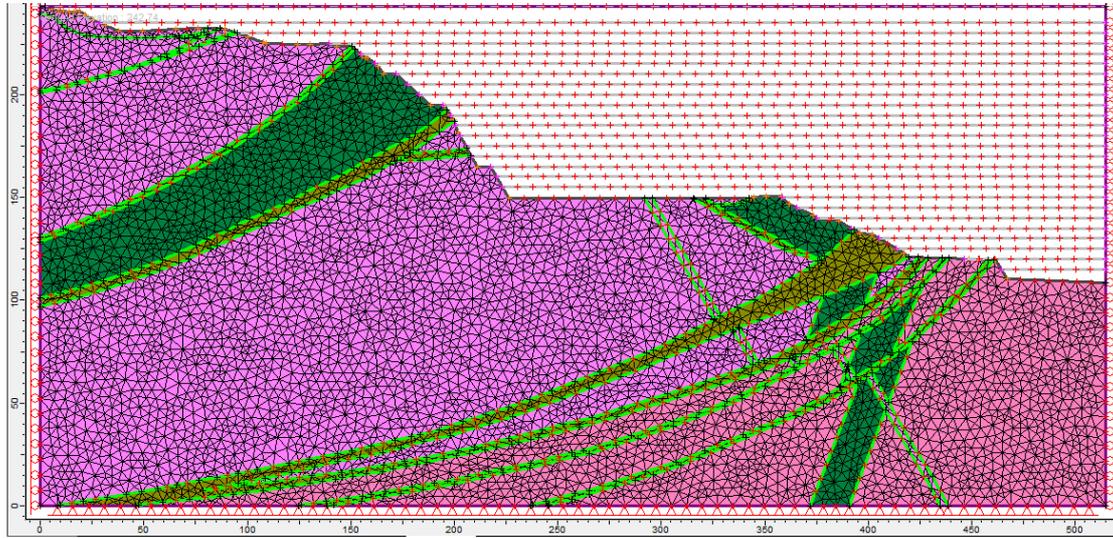


Figura 6.23. Malla Sección K0-080.00 con propiedades de cuatro materiales.

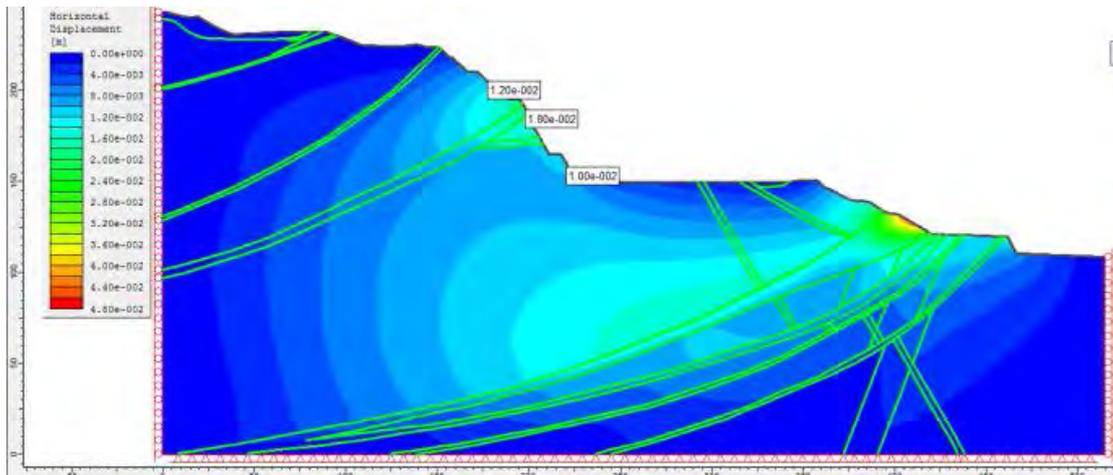


Figura 6.24. Desplazamientos horizontales de la Sección K0-080.00 con propiedades de cuatro materiales.

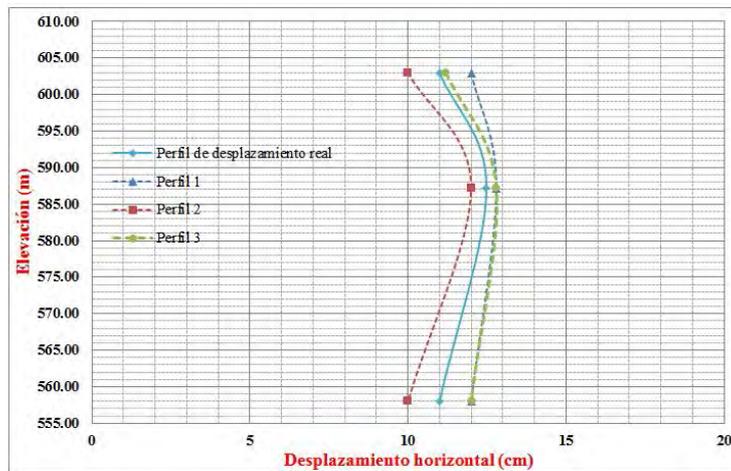


Gráfico 6.17. Tendencia de comportamiento de los desplazamientos obtenidos (cuatro materiales).

La figura 6.25 y 6.26 muestra la malla de elementos finitos correspondiente al proceso iterativo con cinco materiales (Tmid + Tda + Falla + Tmird + Tmbr) y el resultado de desplazamientos horizontales respectivos. El gráfico 6.18 muestra la tendencia de comportamiento de los desplazamientos obtenidos con el perfil real.

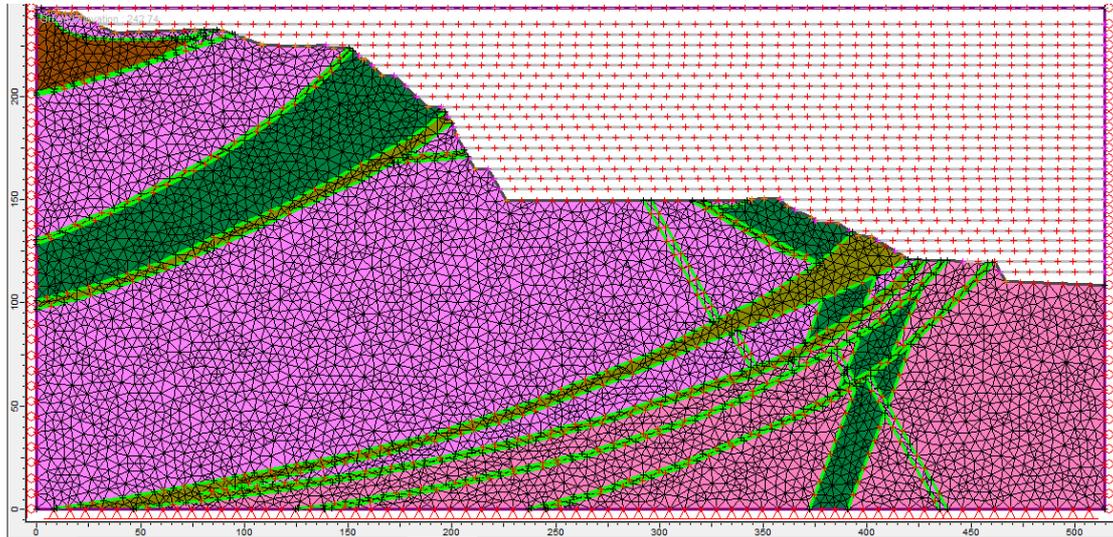


Figura 6.25. Malla Sección K0-080.00 con propiedades de cinco materiales.

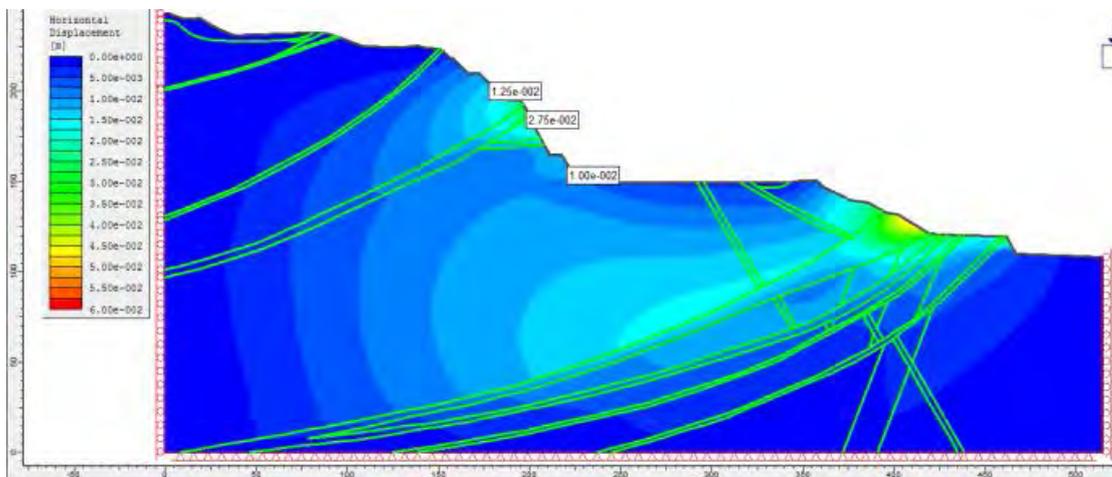


Figura 6.26. Desplazamientos horizontales de la Sección K0-080.00 con propiedades de cinco materiales.

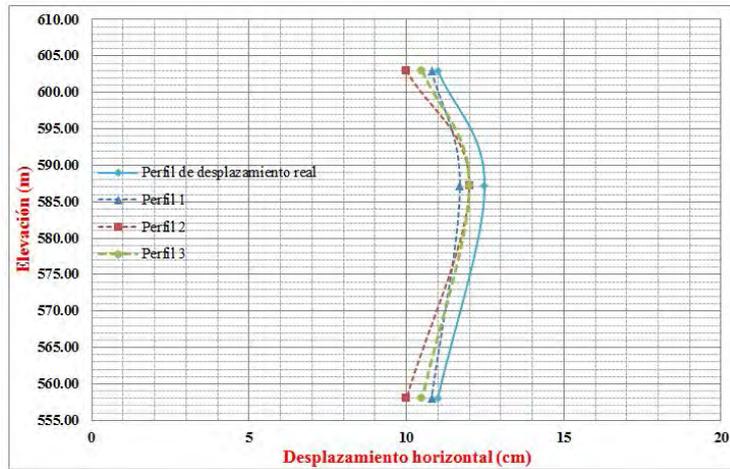


Gráfico 6.18. Tendencia de comportamiento de los desplazamientos obtenidos (cinco materiales).

Finalmente, las figuras 6.27 y 6.28 muestran la malla de elementos finitos correspondiente al proceso iterativo con seis materiales (Tmid + Tda + Falla + Tmird + Tmbr + Qdd) y el resultado de desplazamientos horizontales respectivos. Es hasta esta iteración cuando obteníamos finalmente las estimaciones de los módulos de elasticidad de los materiales que componen esta sección. El gráfico 6.19 muestra la tendencia de comportamiento de los desplazamientos obtenidos con el perfil real.

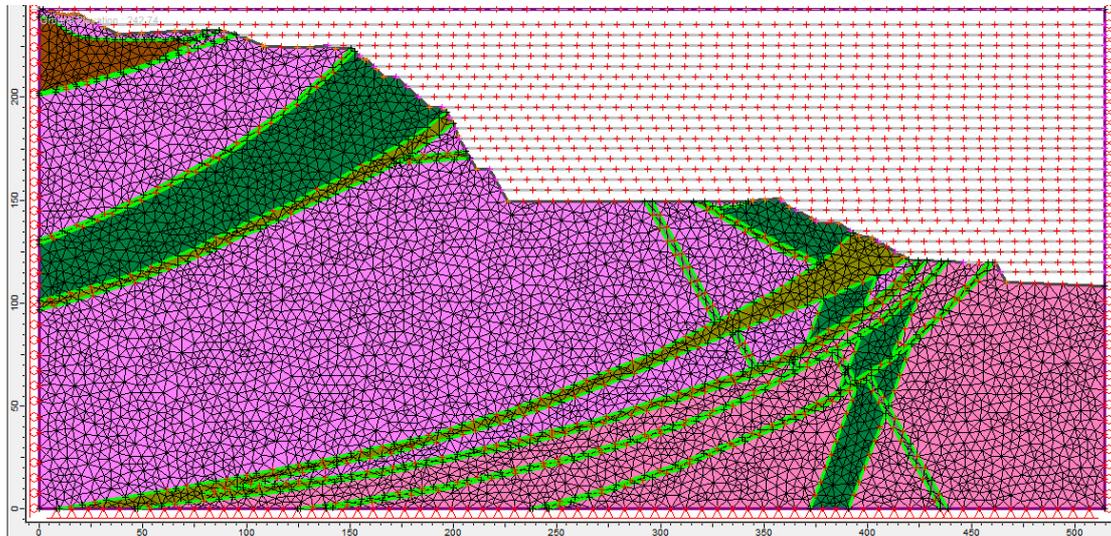


Figura 6.27. Malla Sección K0-080.00 con propiedades de seis materiales.

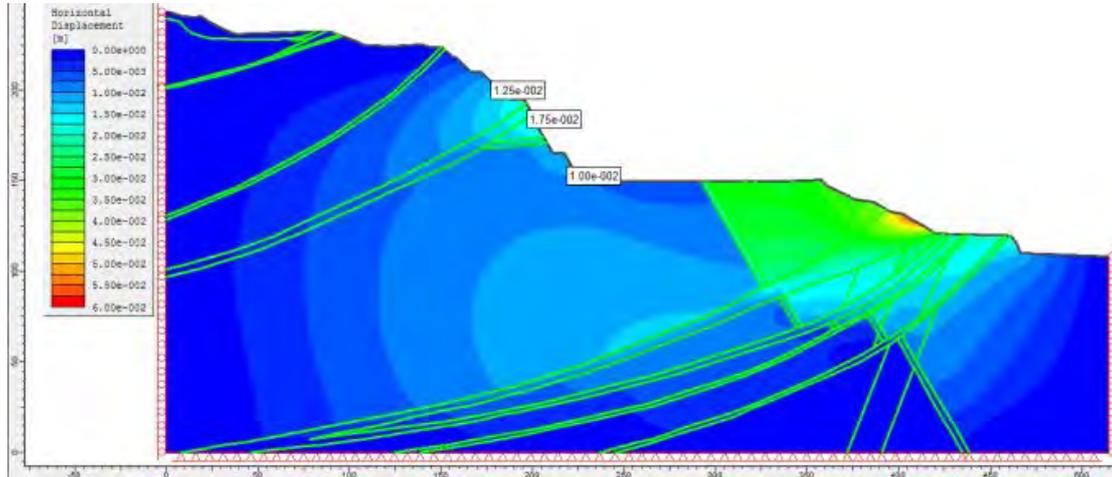


Figura 6.28. Desplazamientos horizontales de la Sección K0-080.00 con propiedades de seis materiales.

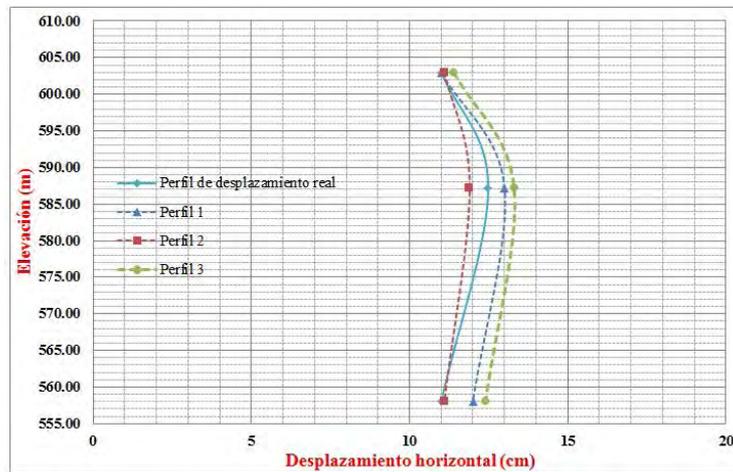


Gráfico 6.19. Tendencia de comportamiento de los desplazamientos obtenidos (seis materiales).

6.3.3. Interpretación de Resultados

Una vez concluido las iteraciones de los análisis para las estimaciones de los módulos correspondientes a cada sección, los valores estimados de dicho parámetro son los que se presentan en la tabla 6.2.

En la tabla 6.2 se puede apreciar que los valores estimados del módulo de deformabilidad están comprendidos en un rango de valores mínimos y máximos para cada material, así como por cada sección. Dichos valores fueron estimados a partir de los desplazamientos horizontales registrados por la instrumentación.

Tabla 6.2. Valores de las estimaciones de los módulos de deformabilidad.

Litología	Sección K0 - 080.00		Sección K0 + 120.00		Sección K0 + 210.00		Sección K0 + 270.00		Sección K0 + 335.00	
	$E_{mín}$ (Mpa)	$E_{mín}$ (Mpa)								
Tmid	10000	12000		23000		16000	5400	7000	40000	60000
Tmird	11000	15000	23000	29000	22000	24000	6000	12000	45000	75000
Tda	3000	4000		12000	4000	8000				
Falla	1000	4000	6000	10000	2000	4000	2000	4000	1000	4000
Tmbr	1000	4000	4000	12000	4000	6000				
Tmts			4000	10000						
Qdd	100	1000								
Altura sección (m)	242.74		304.98		305.17		167.95		246.9	

6.4. CÁLCULO DEL GEOLOGICAL STRENGTH INDEX (GSI)

6.4.1. Metodología Seguida a Partir de la Ecuación de Hoek & M. S. Diederichs

A partir de la estimación de los módulos de deformabilidad, se obtuvo el Geological Strength Index (GSI), el cual se obtuvo mediante el uso del software *RocData 3.0* (*Rocscience Inc*).

El procedimiento consistió básicamente en introducir las propiedades correspondientes al criterio de Hoek-Brown, así como el peso volumétrico del material, tipo de aplicación (talud) y altura de éste. Posteriormente el valor en la celda de GSI se iba variando hasta llegar al valor del módulo estimado.

Cabe mencionar y sobre todo a tener en cuenta que este análisis se obtuvo con un valor de $D = 0.7$, el cual representa las condiciones de excavación seguida.

Las figuras 6.29 y 6.30 muestran los resultados de los valores obtenidos de GSI de la unidad litológica Tmid, de la Sección K0-080.00, correspondientes al módulo de deformabilidad mínimo y máximo respectivamente.

El procedimiento mencionado anteriormente se realizó para obtener los valores de GSI de los valores de E_m de la tabla 6.2. Sin embargo, al obtener todos los valores correspondientes a los GSI derivados de los distintos materiales se encontró que estos valores no correspondían con los valores observados en campo, por ello se realizó la variación del factor de alteración D , con valores de 0, 0.3 y 0.5, esto para observar el comportamiento de los valores de GSI.

Finalmente, y tomando como ejemplo a la Dacita Porfídica (Tmid), en la tabla 6.3 se muestran los valores de GSI obtenidos con los distintos factores de alteración D . Por su parte y haciendo uso de la ecuación simplificada de Hoek-Diederichs, el gráfico 6.20 muestra el comportamiento del módulo de deformación del material respecto al Geological Strength Index (GSI). En el anexo X se muestra los resultados obtenidos de las distintas unidades litológicas en estudio.

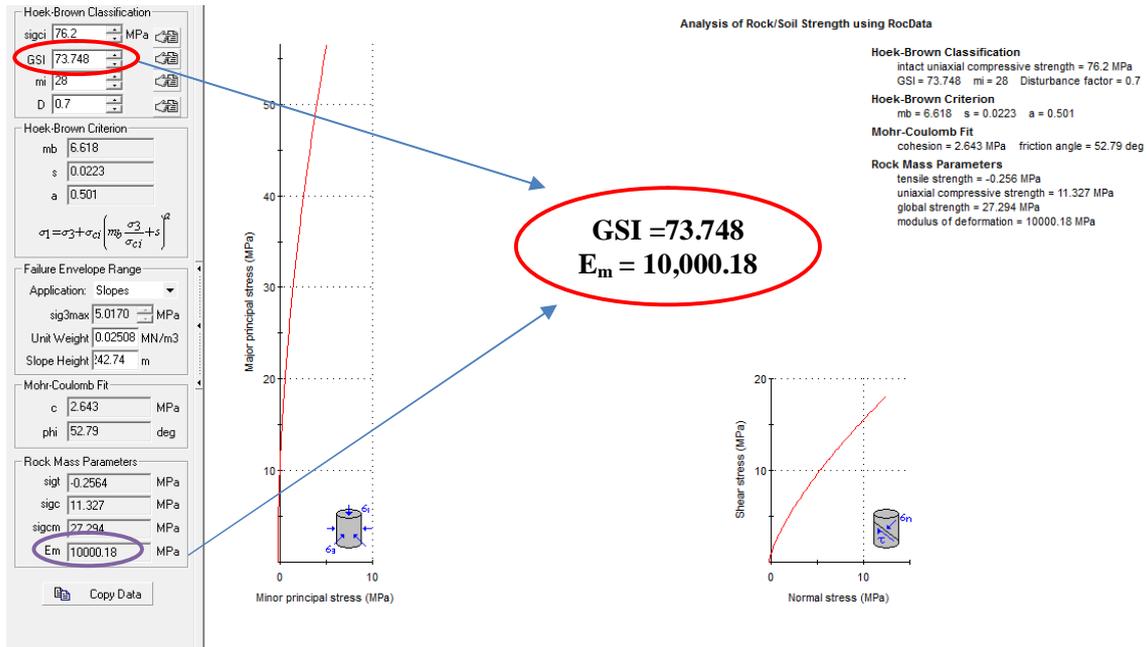


Figura 6.29. Valor de GSI correspondiente al valor de E_m mínimo de la Tmid de la Sección K0-080.00.

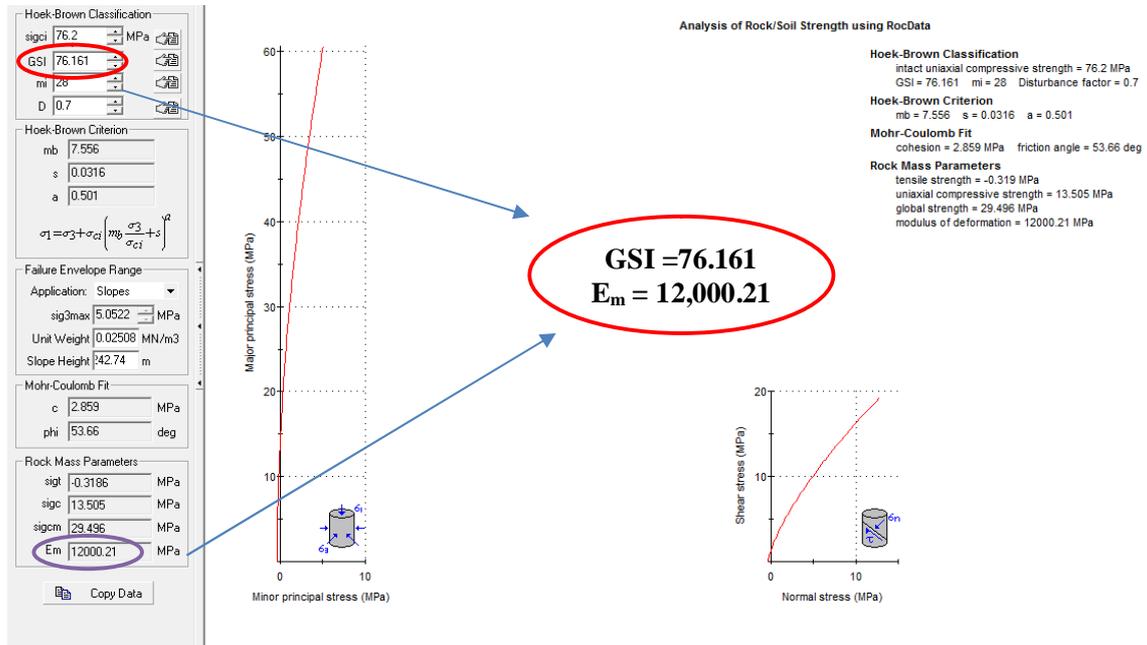
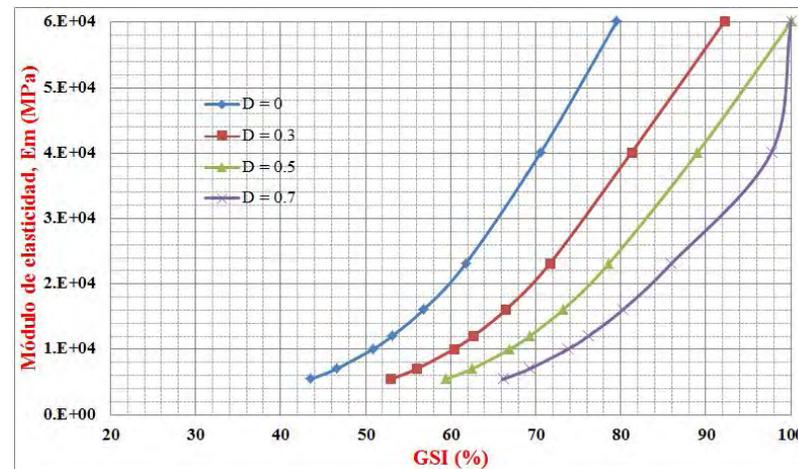


Figura 6.30. Valor de GSI correspondiente al valor de E_m máximo de la Tmid de la Sección K0-080.00.

Tabla 6.3. GSI correspondientes a la Dacita Porfídica (Tmid).

D	Sección K0 - 080.00		Sección K0 + 120.00	Sección K0 + 210.00	Sección K0 + 270.00		Sección K0 + 335.00	
	$E_{\min} = 10000$	$E_{\max} = 12000$	$E_{\max} = 23000$	$E_{\max} = 16000$	$E_{\min} = 5400$	$E_{\max} = 7000$	$E_{\min} = 40000$	$E_{\max} = 60000$
0.0	50.831	53.084	61.709	56.76	43.505	46.547	70.54	79.46
0.3	60.336	62.639	71.592	66.424	52.904	55.982	81.205	92.13
0.5	66.911	69.26	78.527	73.146	59.38	62.491	88.969	100
0.7	73.748	76.161	85.876	80.189	66.087	69.241	97.67	100



Gráfica 6.20. Comportamiento del módulo de deformación de la Dacita Porfídica (Tmid) respecto al Geogical Strength Index (GSI).

De los valores de GSI que se observan en la tabla 6.3 y el gráfico 6.20, podemos indicar que el efecto de la voladura repercutió mucho en los resultados, ya que el relajamiento del estado de esfuerzos debido a la descompresión por la excavación y retiro del material, repercute en una menor resistencia del macizo rocoso. Esto debido a que la energía que liberan las voladuras provocan la creación de nuevas fisuras, apertura de juntas, y pérdida de resistencia, pudiéndose extender los daños a varios metros por detrás de la última fila de barrenos. Todo esto se refleja en la aplicación del criterio de alteración D .

Como se ha explicado antes, el factor de alteración D del criterio de ruptura de Hoek-Brown, es un factor que depende principalmente del grado de alteración al que ha sido sometido el macizo; alteraciones debidas a la relajación de esfuerzos, causados por excavaciones por voladura, mecánicas, o por otras causas.

El factor fue introducido en la última versión del criterio de ruptura de Hoek-Brown (Hoek et al., 2002), porque se detectó que para el caso de macizos de rocas no alteradas ($D=0$), el criterio daba parámetros resistentes demasiado optimistas. El factor adopta valores desde 0, es por ello que se podría decir que en el caso de taludes en macizos rocosos, el criterio de Hoek-Brown es más adecuado cuando $D>0$.

Existen muchas opiniones acerca del grado de afectación de las voladuras en el macizo rocoso, desde aquellos que dicen que afectan una banda variable entre 0.5 y 5 m (Chen et al., 2001) y aquellos que mencionan que la voladura profundiza en el macizo desde 0.5 a 2 veces la altura del banco, esto dependiendo del diseño de las voladuras y del tipo de roca.

Comparando las envolventes del gráfico 6.20, tenemos que en cuanto al módulo de deformabilidad, la aplicación de la reducción del factor de alteración D , es aproximada a la que produce una reducción de GSI, y por ello es que se logra la obtención del mismo módulo de deformabilidad con variaciones de D y GSI.

En la práctica, el proceso de disminución del índice GSI que provoca la técnica de excavación (si es con voladuras) se observa en superficie, y existen técnicas para conocer la profundidad de daño hacia el interior (López Jimeno et al., 2000).

Usando la misma metodología seguida en el planteamiento del problema, y respaldándonos en los registros de instrumentación, podemos concluir que los valores de GSI con $D=0.7$ corresponden al valor de la roca que se encuentra detrás de la banda de afectación de voladura, y los valores de GSI con $D=0$ a los valores de la roca superficial. Asimismo, la banda de afectación la delimitamos entre 0 a 6 m, debido a que es la profundidad de la barra más pequeña usada en la instalación de los extensómetros.

De lo anterior no se pretende afirmar que la técnica empleada sea una más de las técnicas existentes para conocer la profundidad de daño por el efecto de voladuras, sin embargo, en este trabajo lo fue ya que se pudo delimitar la profundidad de daño de las voladuras efectuadas.

CAPÍTULO 7

REVISIÓN DE LA ESTABILIDAD DEL TALUD

7.1. INTRODUCCIÓN

En este Capítulo se realizará el análisis para la revisión del factor de seguridad FS del talud con los parámetros de resistencia estimados. Esta revisión se hará mediante el uso del método del *Shear Strength Reduction (SSR)* y bajo el criterio de Hoek-Brown.

El uso del *SSR* al problema para la revisión del factor de seguridad se hace debido a que por el modelo empleado (criterio de ruptura no lineal) es la que mejor define un FS frente a la ruptura.

Dentro de los cálculos elastoplástico existen dos técnicas para la evaluación del grado de estabilidad del talud, la primera y de mayor uso, es la que valora la relación entre las fuerzas resistentes y las fuerzas actuantes (método de equilibrio limite), y la segunda es en donde se mantiene fija la resistencia del terreno y se aumenta gradualmente las cargas gravitatorias hasta que se produzca la ruptura.

Sin embargo por las condiciones y consideraciones del problema, esta técnica no es la más adecuada para poder realizar la revisión del factor de seguridad. Esto debido a que en los métodos de equilibrio limite se considera una única superficie de falla y que la ruptura se produce como un cuerpo rígido que se mueve solidariamente. Debido a esto, el factor de seguridad es el mismo a lo largo de la superficie, y además esto no garantiza que se produzca el colapso, sobre todo en los taludes de roca de gran altura.

Con el uso de los métodos esfuerzo-deformación (FEM), se define un factor reductor de la resistencia, hasta llevar al talud a una situación inestable (*Duncan, 1996*).

7.2. ANÁLISIS DE LA ESTABILIDAD

7.2.1. Generalidades

Para la solución del problema, las consideraciones que se tuvieron, son todas aquellas descritas en los capítulos anteriores (geología, densidad, parámetros de resistencia y deformabilidad, efectos de voladura, etc.). Es importante señalar que dentro del cálculo del factor de seguridad no se consideraron condicionantes externos, tales como la infiltración, sismicidad, alteración y erosión. Esto debido a que la condición actual del talud es impermeable debido al lanzamiento del concreto y a la colocación de drenes para desaguar el agua del interior del macizo.

Las secciones estudiadas son las que se presentan en el anexo III, que son las secciones proporcionadas por el Departamento de Geología de la GEIC. Es importante señalar el poder haber analizado la sección máxima del corte, para así poder observar el comportamiento de la sección de mayor corte y poder obtener conclusiones más específicas, sin embargo con los resultados de estas secciones se considera que se cumple gran parte de los objetivos.

7.2.2. Modelado Numérico

El modelado seguido en esta fase de análisis, es el mismo que se desarrolló en el Capítulo 6, en donde la principal ventaja del uso del software *Phase2 5.0* es el modelado de los estados de esfuerzos iniciales, en donde se consideró una relación inicial de esfuerzos 1:1, además de ser del tipo gravitacional.

Cabe recordar que en esta fase de modelado se hizo uso de un modelo elástico-plástico perfecto (MEPP) para encontrar así las distintas zonas de plastificación y obtener nuestra superficie de ruptura. La etapa en donde se encontró la superficie de ruptura, es aquella en donde se pasa de una situación estable definida por desplazamientos, a una situación inestable donde no se alcanzaba la convergencia.

Además, se continuó adoptando una ley de fluencia no asociada considerando la dilatancia nula.

7.2.3. Desarrollo del Modelado Numérico – Sección K0-080.00

Con los valores de los módulos de deformabilidad presentados en la tabla 6.2, la revisión del factor de seguridad se hizo con las siguientes combinaciones:

- Valores mínimos de la sección
- Valores máximos de la sección

Así mismo se concentro por zonas agrupando y obteniendo el promedio de los módulos semejantes, resultando de ello zonas con módulos bajos hasta módulos altos, pasando por una zona de módulos medios. La tabla 7.1 muestra la zonificación realizada.

De la zonificación realizada se obtuvieron otras permutaciones a realizar para el cálculo del factor de seguridad, estas permutaciones son:

- Valores mínimos - mínimos promedio
- Valores mínimos - máximos promedio
- Valores máximos - mínimos promedio
- Valores máximos - máximos promedio

Esta fase de análisis consistió principalmente en ir reduciendo gradualmente y homogéneamente los parámetros mecánicos de los diferentes materiales. La reducción gradual fue de 5% hasta llegar al 10%, a partir de este valor la reducción fue de 2%. En la transición del 6 al 4% se puso una fase más que correspondería a la reducción de los parámetros de hasta el 5%.

La figura 7.1 muestra la secuencia de reducción de factores de la ignimbrita dacítica porfírica (Tmid) en el análisis con los “valores mínimos de la sección”.

Tabla 7.1. Zonificación de los módulos de deformabilidad con rango de valores similares.

Litología	Sección K0 - 080.00		Sección K0 + 120.00		Sección K0 + 210.00		Sección K0 + 270.00		Sección K0 + 335.00	
	E _{mín}	E _{máx}								
Tmid	10000	12000		23000		16000	5400	7000	40000	60000
Tmird	11000	15000	23000	29000	22000	24000	6000	12000	45000	75000
Tda	3000	4000		12000	4000	8000				
Falla	1000	4000	6000	10000	2000	4000	2000	4000	1000	4000
Tmbr	1000	4000	4000	12000	4000	6000				
Tmts			4000	10000						
Qdd	100	1000								
Altura sección (m)	242.7426		304.98		305.17		167.95		246.9	

- Zona con módulo bajo
- Zona con módulo medio
- Zona con módulo alto

La secuencia de las imágenes que se presentan corresponde primeramente a la etapa anterior de la formación de la superficie de ruptura (Figura 7.2) y posteriormente la imagen en la etapa en donde se observa la superficie de ruptura (Figura 7.3). Para observar más a detalle, se presenta una tercera imagen de la zona de formación de la superficie de ruptura (Figura 7.4).

Además de visualizar la superficie de ruptura se expondrá de igual manera los desplazamientos horizontales así como los desplazamientos totales.

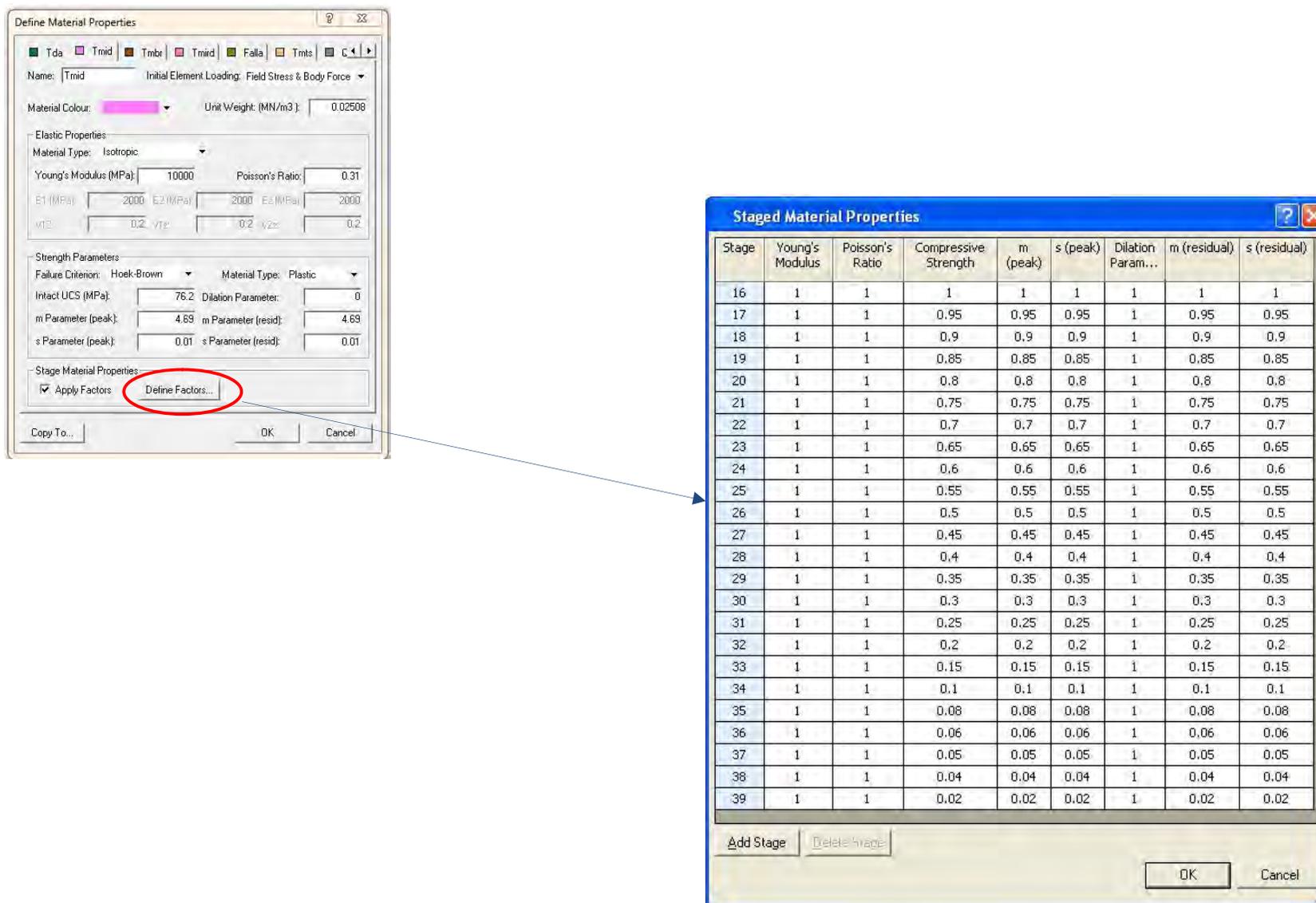


Figura 7.1. Reducción de parámetros de la ignimbrita dacítica porfirica (Tmid).



Figura 7.2. Deformación por cortante antes de la formación de la superficie de ruptura.

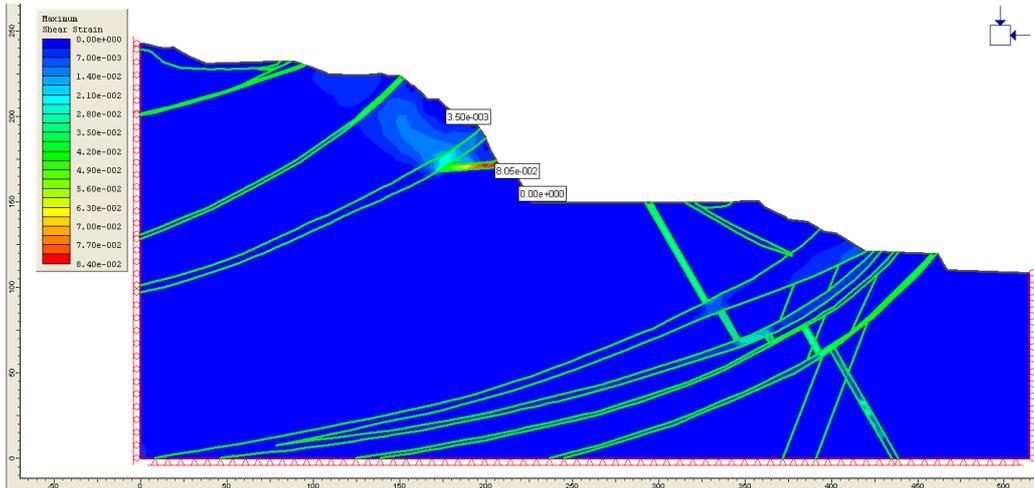


Figura 7.3. Deformación por cortante en la etapa de la formación de la superficie de ruptura.

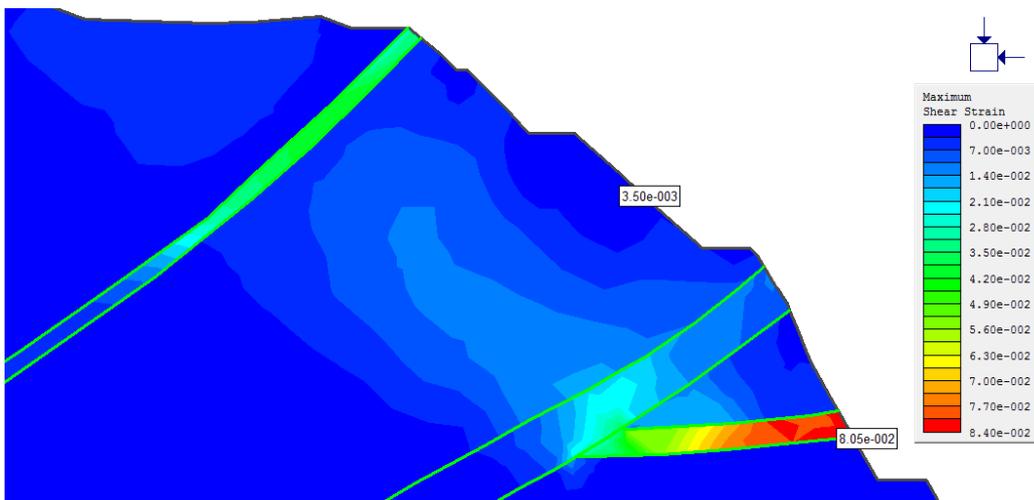


Figura 7.4. Detalle de la formación de la superficie de ruptura.

La figura 7.5 y 7.6 muestra los desplazamientos horizontales durante ambas etapas, en ellas se observa la malla deformada y los vectores de desplazamientos.

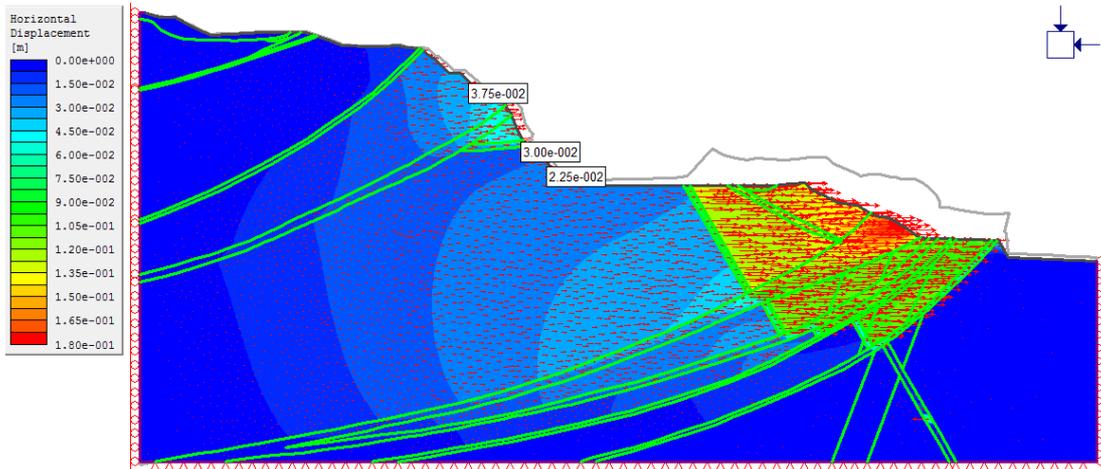
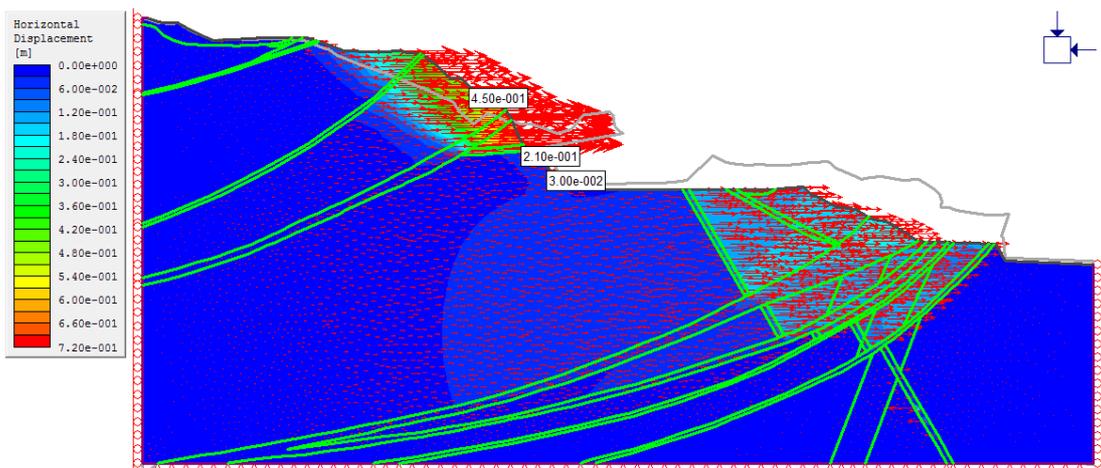


Figura 7.5. Desplazamientos horizontales antes de la formación de la superficie de ruptura.



7.6. Desplazamientos horizontales en la etapa de la formación de la superficie de ruptura.

La figura 7.7 y 7.8 muestra los desplazamientos totales obtenidos durante la etapa previa a la formación de la superficie de ruptura y durante la formación de esta, al igual que los desplazamientos horizontales, en esta también se muestra la malla deformada así como los vectores de desplazamientos.

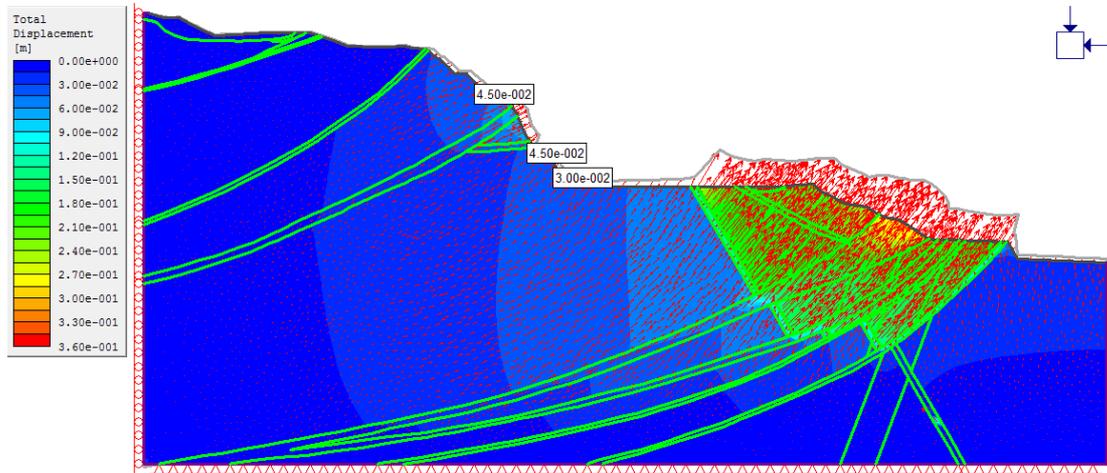


Figura 7.7. Desplazamientos totales en la etapa de la formación de la superficie de ruptura.

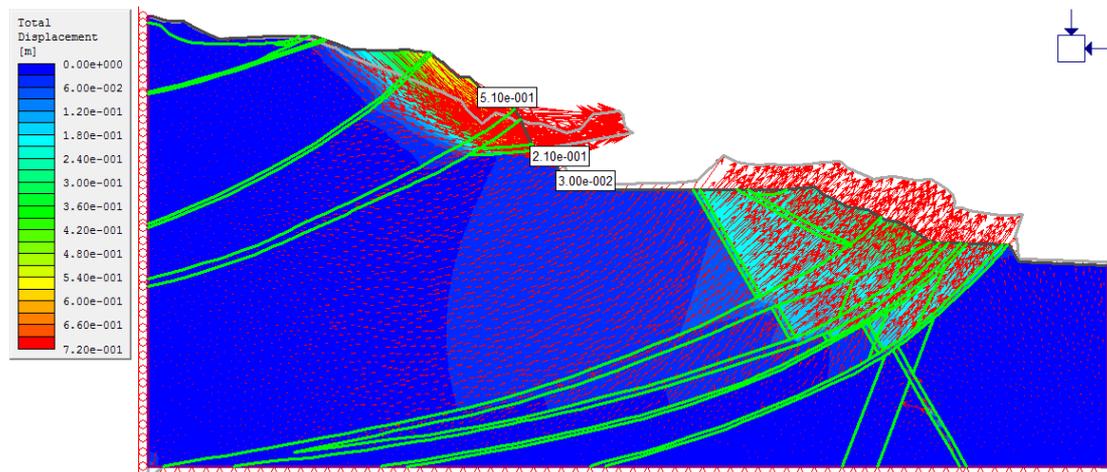


Figura 7.8. Desplazamientos totales en la etapa de la formación de la superficie de ruptura.

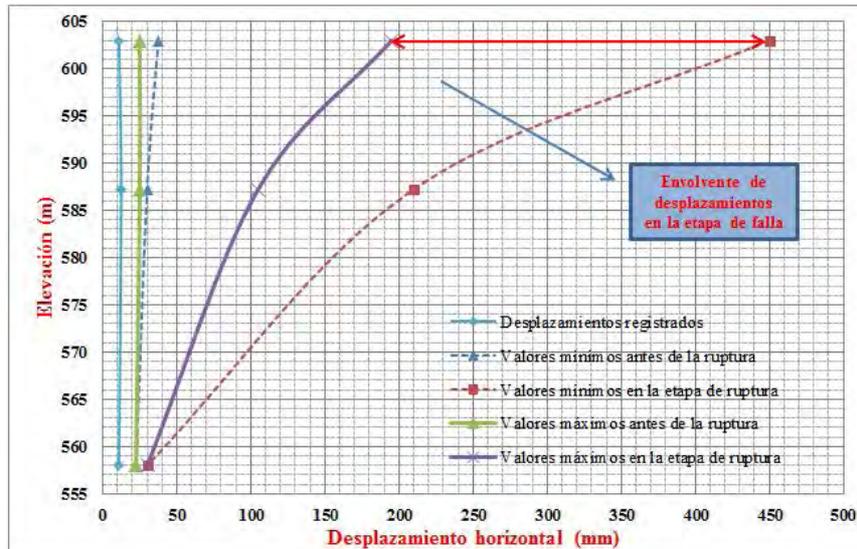
Las superficies de rupturas de las demás secciones, así como los desplazamientos horizontales y totales se muestran en el anexo XI, el cual corresponde a la combinación de valores mínimos de la sección.

7.2.4. Resultados Obtenidos

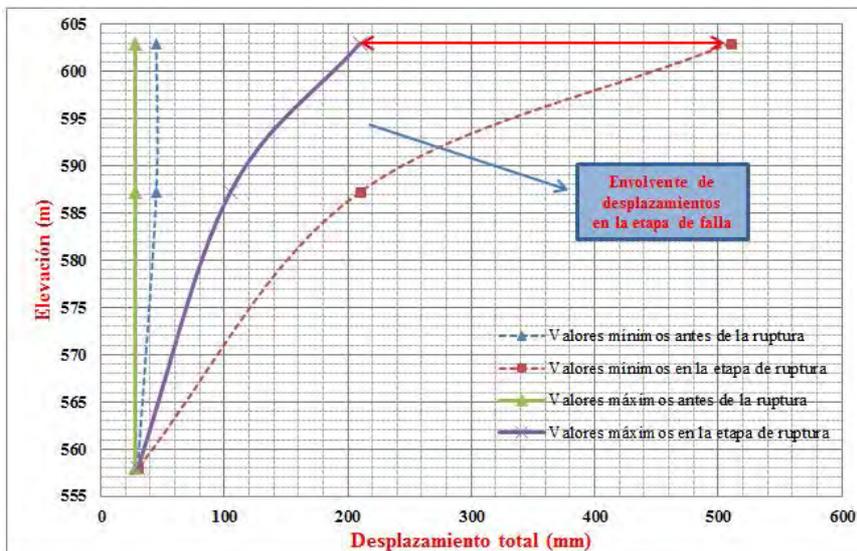
Una vez concluido los cálculos correspondientes para la determinación de la superficie de ruptura a través de la reducción de los parámetros, se obtuvo una serie de envolventes de desplazamientos en la etapa de falla con las distintas combinaciones analizadas. Estas envolventes resultaron de realizar el gráfico de desplazamientos en los puntos de control establecidos en el Capítulo 6.

Aquí se exponen las obtenidas con la combinación de “valores mínimos de la sección” y “valores máximos de la sección”, además de pertenecer a la Sección K0-080.00. En el anexo XI además de visualizar las superficies de ruptura de las demás secciones, también se muestran las envolventes obtenidas de cada una de las secciones.

El gráfico 7.1 y 7.2 muestran la envolvente de los desplazamientos horizontales y totales respectivamente de los análisis realizados.



Gráfica 7.1. Envolvente de desplazamientos horizontales en la etapa de falla.



Gráfica 7.2. Envolvente de desplazamientos totales en la etapa de falla.

De los gráficos anteriores podemos observar que se tiene dependiendo del punto de control un rango que va de 105 a 255 mm para que se produzca la falla.

Es importante mencionar que el rango permisible de valores es en condiciones puramente estáticas y sin tratamiento, es decir, que esa envolvente se modificaría si en los análisis se hubiese modelado considerando estos tratamientos.

Por otro lado, los perfiles de desplazamientos antes y durante la etapa de la superficie de ruptura fueron obtenidos con una reducción de parámetros al 15 y 10% respectivamente, es decir, el talud fallaría si los valores de módulos de deformabilidad estimados tuvieran en realidad el 10% del valor real, o bien, el 15%, para toma de decisiones ante la ocurrencia de una posible falla.

Las demás secciones estuvieron dentro del mismo rango de valores para que se produjera la superficie de falla, estos valores fueron:

- K0+120.00: 20 y 15% antes y durante la etapa de la superficie de ruptura respectivamente.
- K0+210.00: 15 y 10% antes y durante la etapa de la superficie de ruptura respectivamente.
- K0+270.00: 8 y 6% antes y durante la etapa de la superficie de ruptura respectivamente.
- K0+335.00: 10 y 8% antes y durante la etapa de la superficie de ruptura respectivamente.

Los valores con el cual se obtuvo la superficie de ruptura con las permutaciones tuvieron el mismo orden de las presentadas en este apartado, aunque con un rango de valores permisibles distintos. Además, el comportamiento observado de los desplazamientos es similar a los mostrados en los gráficos 7.1 y 7.2, así como los mostrados en el anexo XI.

Para observar más a detalle lo expuesto en el párrafo anterior, la tabla 7.2 muestra los valores de desplazamientos horizontales y totales obtenidos con cada una de las combinaciones analizadas.

Tabla 7.2. Rango de desplazamientos horizontales y totales con las distintas permutaciones.

Combinaciones	Tipo de desplazamiento	Sección K0 - 080.00	Sección K0 + 120.00	Sección K0 + 210.00	Sección K0 + 270.00	Sección K0 + 335.00
Valores mínimos y máximos de la sección	Horizontales (mm)	105 - 200	5.50 - 23.50	70.00	650 - 855	38.50 - 42
Valores mínimos - mínimos y máximos promedio		5 - 155	5 - 250	180.00	75 - 80	166 - 219.50
Valores máximos -mínimos y máximos promedio		5 - 60	14 - 46	27	353 - 398.50	2 - 2.50
Valores mínimos y máximos de la sección	Totales (mm)	105 - 300	6.50 - 29	60 - 80	795 - 865	42 - 49
Valores mínimos - mínimos y máximos promedio		5 - 175	5 - 285	170 - 180	80.00	166 - 239.50
Valores máximos -mínimos y máximos promedio		5 - 75	10 - 48	30	400 - 405	2 - 2.50

Finalmente, de los valores analizados de la tabla 7.1, el factor de seguridad general del talud es > 4 , en donde podemos observar en condiciones estáticas y sin tratamiento (no considerado) el talud resulta ser estable.

CAPÍTULO 8

CONCLUSIONES Y FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN

8.1. CONCLUSIONES

- El criterio utilizado para la identificación y/o determinación (estimación) de parámetros del macizo rocoso de este trabajo fue el del análisis retrospectivo haciendo uso de los registros de desplazamientos arrojados por la instrumentación, sin embargo, existen muchos otros criterios los cuales se adecuan a las distintas condiciones de la obra del problema. Asimismo, las observaciones realizadas en campo pueden ser consideradas como variables aleatorias en la determinación de dichos parámetros.
- El problema inverso suele ser considerado como un análisis estadístico, sin embargo, el avance de la instrumentación, así como la implementación de ésta en toda una obra, demuestran que también puede ser un método opcional para la obtención de parámetros, y junto con las pruebas de laboratorio y las pruebas “in situ”, permite correlacionar el comportamiento del material para tener una mejor concepción del comportamiento real del mismo.
- La planeación del sistema de auscultación, así como la selección de los instrumentos a instalar, son de gran importancia dentro de una obra, ya que nos permite monitorear el comportamiento general del macizo rocoso y poder tomar las debidas precauciones ante un sistema de alertamiento. Dentro de la construcción de la CH La Yesca, y en particular en la zona del Vertedor, la instrumentación geotécnica fue la base principal para la toma de decisiones debido a la complejidad geológica del sitio. Dado que los “detalles geológicos menores” (*Terzaghi*) fueron difíciles de detectar en la etapa de exploración, las observaciones hechas en campo ayudaron a determinar la causa del movimiento registrado en los extensómetros y con base a ello poder delimitar aún más nuestro problema.
- El uso de secciones geológicas a través de la instrumentación es de gran importancia para la concepción y entendimiento de los registros de desplazamientos ya que en conjunto se pueden realizar observaciones y a la vez evaluar la necesidad de adecuar cambios en los sistemas de soporte, que, como en el caso del Vertedor, se observó que en ciertas zonas se ajustó el soporte en más de una ocasión.

- La concepción del modelo elástico y elastoplástico, así como el uso del criterio de ruptura no lineal fue de vital importancia para la determinación de los módulos de deformabilidad, esto debido a que durante el análisis para la determinación de parámetros los valores obtenidos eran los que mejor se ajustaban a los registros de desplazamientos. Es por ello que la elección del modelo es un punto importante para la determinación de parámetros.
- Debido a la complejidad que se puede llegar a presentar en un análisis de problema inverso, en donde la identificación de los parámetros está condicionada a distintos factores, la aplicación y uso de los métodos numéricos de cálculo es otro punto importante a considerar durante la solución de este problema. Es por ello que debido a las condiciones del problema, se hizo uso del *Método de Elementos Finitos (FEM)*.
- El uso de un software o programa computacional es otro más de los puntos a tener en cuenta, ya que como se ha venido diciendo, mucho depende de las condiciones del problema, y es por ello que en el desarrollo de este trabajo se hizo uso del software *Phase2 5.0 (Rocscience Inc.)* ya que nos permitió realizar modelos elásticos en la etapa de identificación y modelos elastoplástico durante la revisión del factor de seguridad, además de hacer uso de un criterio no lineal de esfuerzo-deformación (Hoek-Brown). Asimismo este programa computacional nos permitió realizar el análisis de reducción de parámetros de resistencia para poder obtener el factor de seguridad y establecer así si el Vertedor era o no estable.
- La linealidad que presenta el criterio de ruptura de Mohr-Coulomb, no refleja correctamente la resistencia del macizo rocoso, debido a que esta misma no le permite adaptarse al incremento de resistencia que realmente experimenta con el aumento de los esfuerzos de confinamiento. Lo anterior fue la causa principal para hacer uso de un criterio de ruptura no lineal (Hoek-Brown).
- De la interpretación de la instrumentación se obtiene que los materiales con mayor módulo de deformabilidad presentan mayor resistencia, mientras que los materiales con menor módulo de deformabilidad son los que resultaron ser más deformables, como es el caso del Dique Andesítico (Gráfica 6.13).
- Los valores estimados de módulos de deformabilidad comparados con los obtenidos en la etapa de exploración, presentan la misma tendencia de comportamiento, es decir, los materiales más y menos deformables corresponden a los obtenidos en la etapa de exploración así como a los estimados en este trabajo. Aunque con rango de valores diferentes, se puede decir que a partir de los procedimientos presentados se considera factible establecer una metodología estandarizada para correlacionar los ensayos de laboratorio con los de campo, y además de extenderse como una metodología de estabilidad de taludes para la geotecnia forense (análisis retrospectivo).

- El grado de afectación de las voladuras en el macizo rocoso comprende siempre una franja superficial, la profundidad o espesor de esta oscila según la bibliografía entre los 0.5 a 5 m, e incluso hay quienes hacen mención que este es dos veces la altura del banco, el cual depende del diseño de la voladura y del tipo de roca, sin embargo, esto no es posible ya que mucho depende de la excavación seguida y si se efectúa un precorte previo a la voladura. En este trabajo se llegó a observar que la afectación de la voladura en el macizo estuvo por debajo de los 6 metros de profundidad. Lo anterior se concluyó gracias al análisis realizado tomando como base la interpretación de la instrumentación.
- Se puede concluir que la técnica de la obtención del GSI con distintos valores del factor D y con las observaciones hechas en campo, se puede incluir dentro de las técnicas para la delimitación de la profundidad de daño de las voladuras.
- El uso del SSR para la determinación del factor de seguridad de taludes, resulta ser una técnica factible ya que nos permite calcular el factor de seguridad mediante modelos numéricos, que toman en cuenta la geometría, modelos constitutivos, etapas o fases de cálculo, etc. Además de que en problemas muy complejos, como fue el caso presentado en este problema, las herramientas tradicionales de cálculo de equilibrio límite llegan en cierto punto a quedar limitadas, esto debido a que la superficie de ruptura en métodos de equilibrio límite no resulta ser realmente la más crítica.
- El uso de modelos constitutivos plásticos con una regla de flujo no asociada resulta ser muy factible dentro del modelado numérico, es decir, el empleo de modelos numéricos dentro del análisis de estabilidad de taludes resulta ser una herramienta muy ventajosa frente a los programas de equilibrio límite en análisis muy complejos.
- Los resultados obtenidos de los análisis nos dicen que la estabilidad general del talud es > 4 , resultando ser estable. Además que con el uso de la técnica del SSR y del FEM, obtenemos envolventes de desplazamientos permisibles antes de que se genere la falla general.

8.2. FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN

Con la investigación presentada en este trabajo se pueden abrir futuras líneas de investigación o bien la continuación de éste con otros casos particulares para la validación de lo aquí expuesto. Las líneas que se desprenden de este trabajo son las siguientes:

- Realizar estudios encaminados a establecer el grado de alteración de los taludes debido a las voladuras.
- Realizar este procedimiento junto con la realización de una excavación y hacer uso del criterio de análisis retrospectivos o bien de las demás técnicas conocidas para poder realizar una comparativa entre ambas técnicas.
- Extender esta investigación a obras del tipo subterráneos, en donde sí se es posible determinar las condiciones de esfuerzos iniciales y durante los trabajos de excavación (*Ledesma V. Alberto, 1987*).
- Realizar análisis retrospectivos de taludes y laderas con problemas de estabilidad para conocer realmente el comportamiento del macizo rocoso.

México y en especial la Comisión Federal de Electricidad (CFE) cuentan con muchos registros de instrumentación tanto de taludes como de obras subterráneas, en donde es aplicable el empleo de los análisis retrospectivos para realizar la identificación de parámetros y así poder emplear esta técnica o alguna otra durante una obra en construcción.

El uso de la técnica del SSR aún no es muy empleada en problemas geotécnicos que se presentan en el país, por ello queda abierta como una línea más a seguir y así poder realizar estudios acerca de este tema para emitir comentarios y conclusiones e incluso llegar a hacer uso de ello durante la etapa de diseño de los distintos proyectos geotécnicos.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ✘ Byung-Sik. Chun, et al. (2008). “Indirect estimation of the rock deformation modulus based on polynomial and multiple regression analyses of the RMR system”. Article in press - International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences.
- ✘ CFE (2012). Base de datos de los registros de instrumentación de la obra de excedencias del P. H. La Yesca, Jal.-Nay. Departamento de Instrumentación.
- ✘ CFE (2007). “Informe geológico final de la etapa de preconstrucción del P.H. La Yesca, Jal.-Nay”. Departamento de Geología – GEIC.
- ✘ CFE (2006). “Informe de las recomendaciones de tratamientos de la roca para la excavación de la obra de excedencias del P. H. La Yesca, Jal.-Nay.”. Departamento de Mecánica de Rocas – GEIC.
- ✘ CFE. Instituto de investigaciones eléctricas. “Estabilidad de taludes”. Manual de diseño de obras civiles – Geotecnia B.3.1.: 7-10, 14-19, 24-26.
- ✘ CFE. Instituto de investigaciones eléctricas. “Instrumentación en mecánica de rocas”. Manual de diseño de obras civiles – Geotecnia B.3.6.: 1-2, 6-8, 12-13.
- ✘ CFE. Instituto de investigaciones eléctricas. “Instrumentación en suelos”. Manual de diseño de obras civiles – Geotecnia B.2.5.: 1-5.
- ✘ Coliente Tlaxcalteca, Alfredo (2010). “Inestabilidad en laderas y taludes”. Tesis UNAM – Facultad de Ingeniería, México D. F. 88-95, 122-126, 156-162.
- ✘ C. Wyllie, Dunca & W. Mah, Christopher (2005). *Rock slope engineering*. 4th ed. 2005. Taylor & Francis Group, London-New York. 68-73, 95-99, 102-104, 220-237, 245-260.
- ✘ Erast Gaziev (1970). “Aspectos generales de la mecánica de rocas”. D.R. Instituto de Ingeniería de la UNAM. México, DF. 34-36, 50-52.
- ✘ Flores Berrones, Raúl (2001). *Geotecnia en ingeniería de presas*. Ed. Instituto Mexicano de Tecnología del Agua. 432, 539-545, 561-566, 568-570, 573-577.
- ✘ Flores Núñez, Jorge. “Aspectos prácticos de la instrumentación geotécnica en presas de tierra y enrocamiento”. UNAM – Campus Acatlán – División de Matemáticas e Ingeniería. 13-15, 18-19, 25-29.

- ✘ Galera, José Miguel & Velasco, Pedro (22222). “Taludes. Comparativa entre los Métodos de equilibrio límite y los análisis tensodeformacionales. Análisis de estabilidad de taludes”. Geocontrol, S.A. e ITASCA Consultores. 16-22.
- ✘ Gian Paolo, Giani (1992). *Rock slope stability Analysis*. Ed. 1992, A. A. Balkema Publishers, Netherlands, USA. 1-4, 99-115.
- ✘ González de Vallejo, Luis I (2002). *Ingeniería Geológica*. Ed. 2002, Pearson Prentice Hall, Madrid, España. 158-170, 193-198, 229-233, 325-328, 364-368, 430-433, 445-447, 467-469.
- ✘ Herrera Rodríguez, Fernando (2000). “Análisis de estabilidad de taludes”. Guía de cálculo de estabilidad de taludes – Geotecnia 2000, Madrid. 3-5.
- ✘ Hoek, E. (2004). “Numerical modelling for shallow tunnels in weak rock”.
- ✘ Hoek, E., Carranza Torres, C., Corkum, B. (2002). “Hoek-Brown failure criterion – 2002 edition”
- ✘ Hoek, E., D. Sc & E. T. Brown, Ph. D (1985). *Excavaciones Subterráneas en Roca*. Ed. 1985, McGrawHill, México. 26-28, 162-166, 209-217, 451-452.
- ✘ Hoek, E. & Diederichs, M. S. (2002). “Empirical estimation of rock mass modulus”. Article in press – International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences.
- ✘ L. S. Nunes, Anna Laura, et al. (2000). “Estabilidad de taludes de mineracao por métodos numéricos”. Seminario de Engenharia de Fundacoes Especiais e Geotecnia. Sao Paulo, Brasil: ABMS – EPUSP, 2000.
- ✘ Ledesma Villalba, Alberto (1987). “Identificación de parámetros en geotecnia. Aplicación a la excavación de túneles”. Tesis UPC – Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona. Barcelona, España. 2-10, 18-20, 92-112.
- ✘ Medina, A., et al. (2001). “El Problema inverso en hidrología subterránea. Aplicaciones”. Boletín geológico y minero, Barcelona, España, Vol. 112, Núm. Especial: 93-106.
- ✘ Méndez U., Bogart C. & Romo O., Miguel P. (2007). “Estabilidad de los taludes del canal vertedor: segundo trazo”. Informe UNAM – Instituto de Ingeniería, México D. F.

- ✘ Montiel G., Edgar (2010). “Reporte sobre la inspección realizada en la instalación de los extensómetros de barras múltiples en el P. H. La Yesca”. CFE – GEIC, Mesa de Flores, Jalisco.
- ✘ Montiel G., Edgar (2011). “Análisis geotécnico preventivo en la estabilidad de taludes de la estructura de control del P.H. La Yesca”. Artículo presentado en el Pan-Am CGS Geotechnical Conference.
- ✘ Montiel G., Edgar & Páez J., Vicente (2011). “Análisis geológico – geotécnico para el desplante de la cimentación del muro de reposición del plinto del PH. La Yesca”. Artículo presentado en el Pan-Am CGS Geotechnical Conference.
- ✘ Obando Rivera, Tupak E. (2009). “Sistemas de monitoreo y control de la estabilidad de taludes rocosos y suelos”. Universidad Internacional de Andalucía. Huelva, España.
- ✘ Padua Fernández, Raymundo U. (2010). “Diseño geotécnico y estructural del túnel de desfogue del proyecto hidroeléctrico (P.H.) La Yesca”. Tesis UNAM – Facultad de Ingeniería, México D. F. 14, 19-22, 65-67,72-79, 84, 85.
- ✘ Pantelidis, Lysandros (2008). “Rock slope stability assessment through rock mass classification systems”. Article in press - International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences.
- ✘ Perri, Gianfranco. “Contribución a la caracterización geomecánica de los macizos rocosos en base al GSI de Hoek”. Mecánica de Rocas. Universidad Central de Venezuela; Caracas, Venezuela.
- ✘ Phase2 5.0, “2D finite element program for calculating stresses and estimating support around underground excavations”. User’s guide, Rocscience Inc 1998 – 2001.
- ✘ Phase2 5.0, “2D finite element program for calculating stresses and estimating support around underground excavations”. Model program reference manual, Rocscience Inc 1998 – 2001.
- ✘ Puell Marín, Fernando. “Aplicación de criterios de rotura no lineales a la estabilidad general de taludes en macizos rocoso”. Tesis Doctoral. Universidad Politécnica de Madrid - Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos – Departamento de Ingeniería y Morfología del Terreno, Madrid España.

- ✘ RocData 3.0, “Strength analysis of rock and soil masses using the generalized Hoek-Brown, Mohr-Coulomb, Barton-Bandis and power curve failure criteria. User’s guide, Rocscience Inc, 2004.
- ✘ Rodríguez Serralde, Joel & Minerva Martínez, Emetrio (2002). “Sistemas de instrumentación geotécnica en obras de ingeniería civil”. Tesis UNAM – Facultad de Ingeniería, México D. F. 31-44.
- ✘ Sepúlveda Barraza, Alejandra (2011). “Comportamiento sísmico de taludes de roca. Aplicación del método de Newmark”. Tesis UPM – Escuela Técnica Superior de Ingenieros Caminos, Canales y Puertos, Madrid España. 3-16.
- ✘ SMMS (1981). “Instrumentación y mediciones en túneles”. Simposio. 8-9, 30-31.
- ✘ Surfer 10, “Tutorial Lessons”

ANEXO I

CLASIFICACIÓN GEOMECÁNICA DE BIENIAWSKI (RMR)

Tabla I.1. RMR correspondiente a la Riolita Brechoide Decomprimida.

Clasificación geomecánica de Bieniawski (RMR)										
Parámetros de clasificación			Rango de puntuación							
1	Resistencia de la matriz rocosa (Mpa)	Ensayo de carga puntual	> 10	10-4	4-2	2-1	Compresión simple (Mpa)			
		Compresión simple	> 250	250-100	100-50	50-25	25-5	5-1	< 1	
	Puntuación definida		15	12	7	4	2	1	0	
	Puntuación obtenida					4				
2	RQD		90%-100%	75%-90%	50%-75%	25%-50%	< 25%			
	Puntuación definida		20	17	13	6	3			
	Puntuación obtenida					6				
3	Separación entre diaclasas		> 2 m	0,6-2 m	0,2-0,6 m	0,06-0,2 m	< 0,06 m			
	Puntuación definida		20	15	10	8	5			
	Puntuación obtenida				10					
4	Estado de las discontinuidades	Longitud de la discontinuidad		< 1 m	1-3 m	3-10 m	10-20 m	> 20 m		
		Puntuación definida		6	4	2	1	0		
		Puntuación obtenida				2				
		Abertura		Nada	< 0,1 mm	0,1-1,0 mm	1-5 mm	> 5 mm		
		Puntuación definida		6	5	3	1	0		
		Puntuación obtenida					1			
		Rugosidad		Muy rugosa	Rugosa	Ligeramente rugosa	Ondulada	Suave		
		Puntuación definida		6	5	3	1	0		
		Puntuación obtenida				3				
		Relleno		Ninguno	Relleno duro < 5 mm	Relleno duro > 5 mm	Relleno blando < 5 mm	Relleno blando > 5 mm		
		Puntuación definida		6	4	2	2	0		
		Puntuación obtenida				2				
		Alteración		Inalterada	Ligeramente alterada	Moderadamente alterada	Muy alterada	Descompuesta		
		Puntuación definida		6	5	3	1	0		
		Puntuación obtenida				3				

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
ANÁLISIS RETROSPECTIVO PARA LA DETERMINACIÓN DE LAS PROPIEDADES GEOMECÁNICAS Y REVISIÓN DE LA ESTABILIDAD DEL TALUD IZQUIERDO DEL VERTEDOR DE LA CH LA YESCA

5	Agua freática	Caudal por 10 m de túnel	Nulo	< 10 litros/min	10-25 litros/min	25-125 litros/min	> 125 litros/min
		Relación: Presión de agua/Tensión principal mayor	0	0-0,1	0,1-0,2	0,2-0,5	> 0,5
		Estado general	Seco	Ligeramente húmedo	Húmedo	Goteando	Agua fluyendo
	Puntuación definida	15	10	7	4	0	
	Puntuación obtenida			7			
Ajuste en la evaluación por orientación de las discontinuidades							
Dirección y buzamiento		Muy favorables	Favorables	Medias	Desfavorables	Muy desfavorables	
6	Puntuación definida	Túneles	0	-2	-5	-10	-12
		Cimentaciones	0	-2	-7	-15	-25
		Taludes	0	-5	-25	-50	-60
Puntuación obtenida	Túneles						
	Cimentaciones						
	Taludes			-7			

Resumen de la evaluación de los parámetros (Bieniawski, 1989)		
1	Resistencia de la matriz rocosa	4
2	RQD (%)	6
3	Espaciamiento entre diaclasas	10
4	Estado de las discontinuidades	11
5	Agua freática	7
6	Factor de ajuste	-7
RMR = Σ Valuación total =		31

Clasificación geomecánica final						
Clase		I	II	III	IV	V
7	Puntuación definida	100-81	80-61	60-41	40-21	< 20
	Puntuación obtenida				31	
	Calidad	Muy buena	Buena	Media	Mala	Muy mala

SECCIÓN GEOLÓGICO-GEOFÍSICA TRANSVERSAL AL EJE DEL VERTEDEDOR
CADENAMIENTO K0-080.00

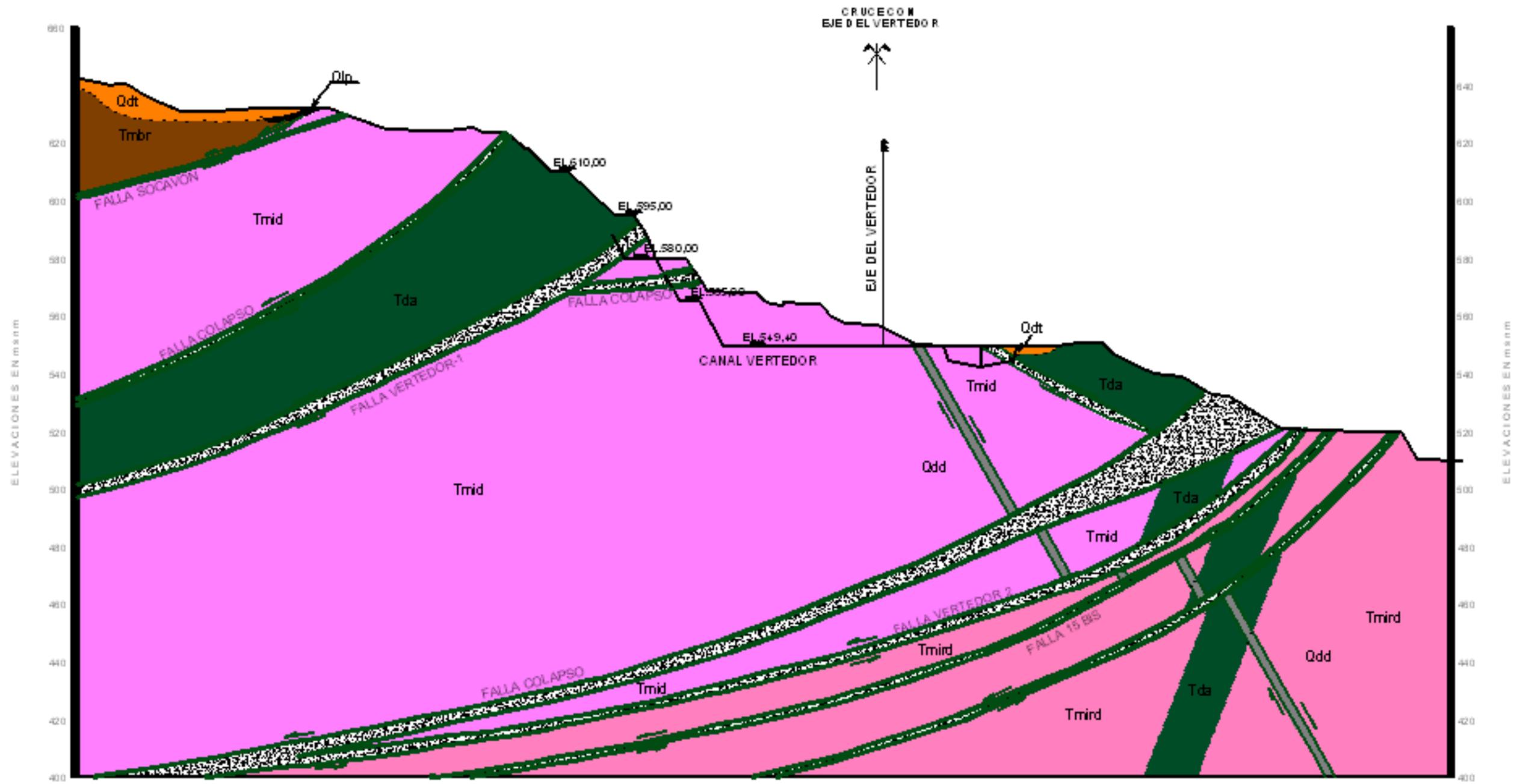


Figura III.1. Sección Geológico-Geofísica Transversal al Eje del Vertedor (Cadenamiento K0-080.00).

SECCIÓN GEOLÓGICO TRANSVERSAL AL EJE DEL VERTEDEDOR CADENAMIENTO K0+120.00

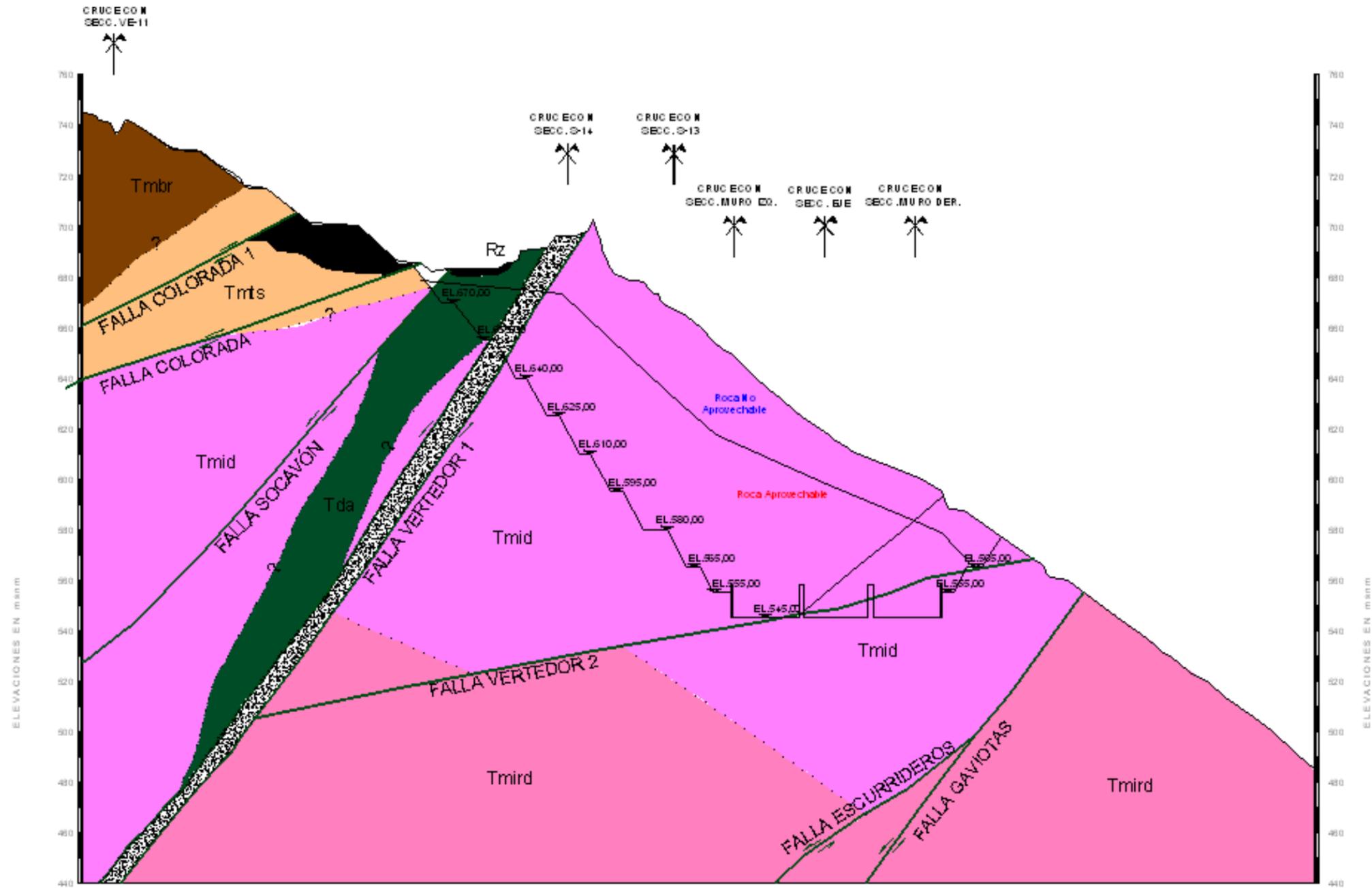


Figura III.2. Sección Geológica Transversal al Eje del Vertedor (Cadenamiento K0+120.00).

SECCIÓN GEOLÓGICO TRANSVERSAL AL EJE DEL VERTEDOR CADENAMIENTO K0+210.00

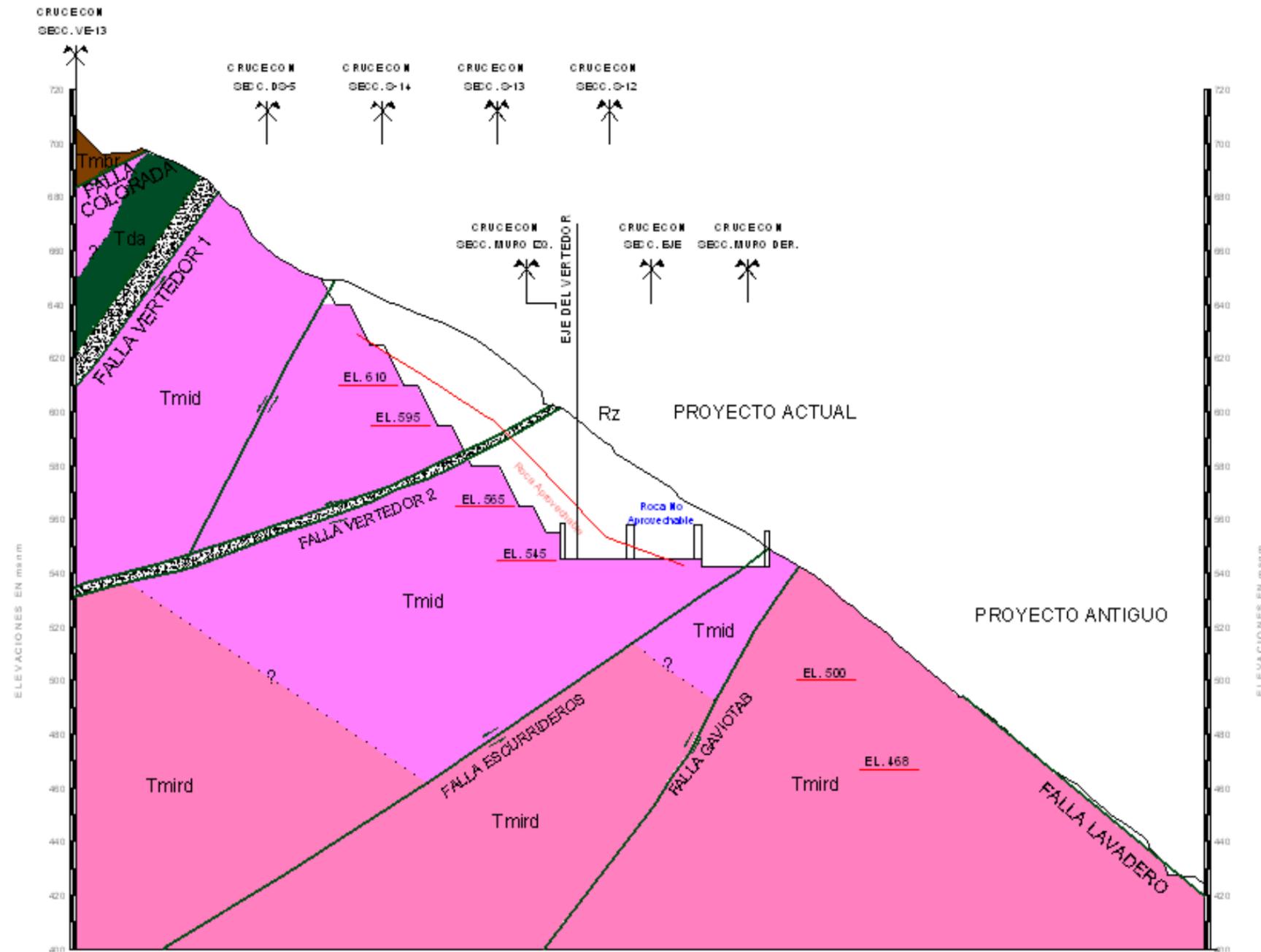


Figura III.3. Sección Geológica Transversal al Eje del Vertedor (Cadenamiento K0+210.00).

SECCIÓN GEOLÓGICO TRANSVERSAL AL EJE DEL VERTEDOR CADENAMIENTO K0+270.00

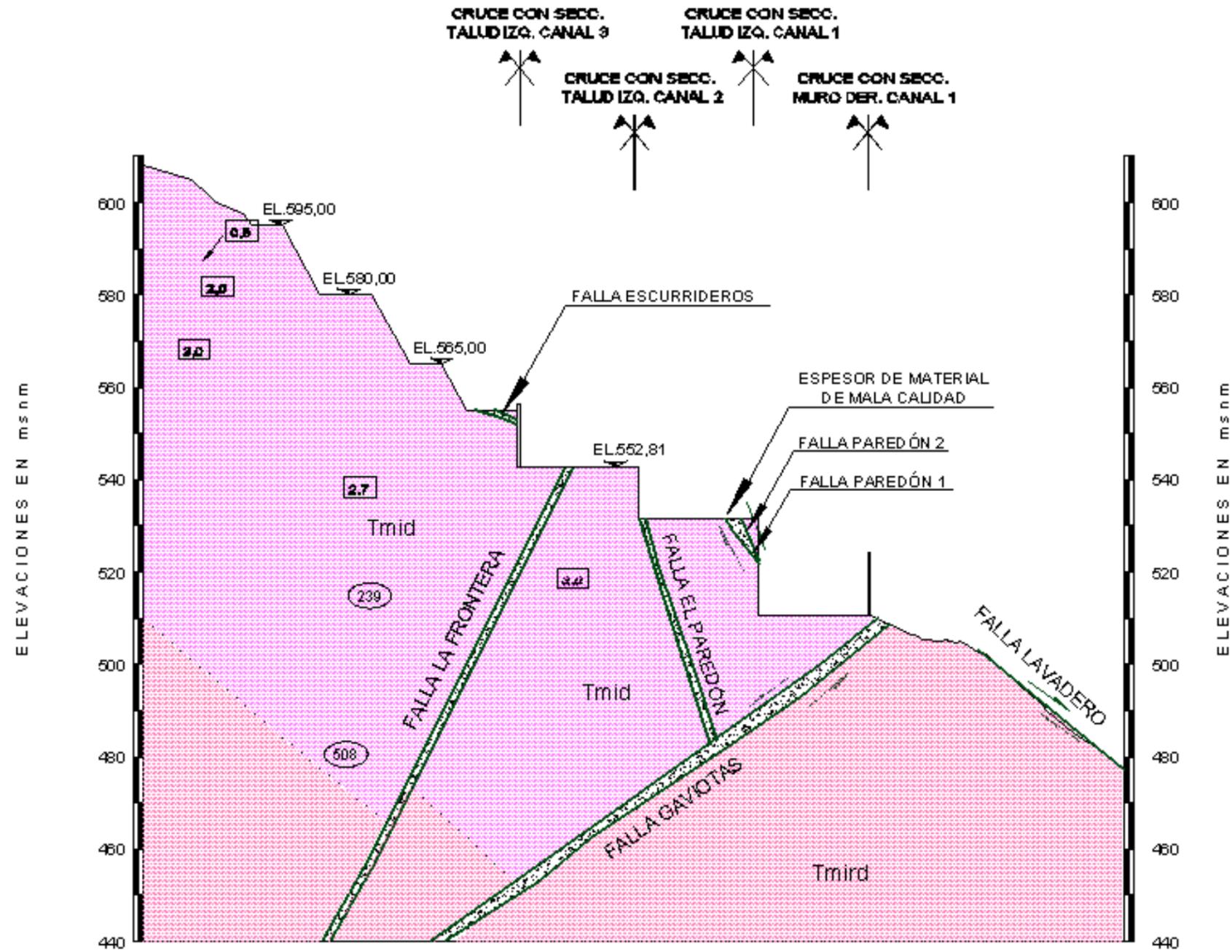


Figura III.4. Sección Geológica Transversal al Eje del Vertedor (Cadenamiento K0+270.00).

**SECCIÓN GEOLÓGICO TRANSVERSAL AL EJE DEL VERTEDOR
 CADENAMIENTO K0+335.00**

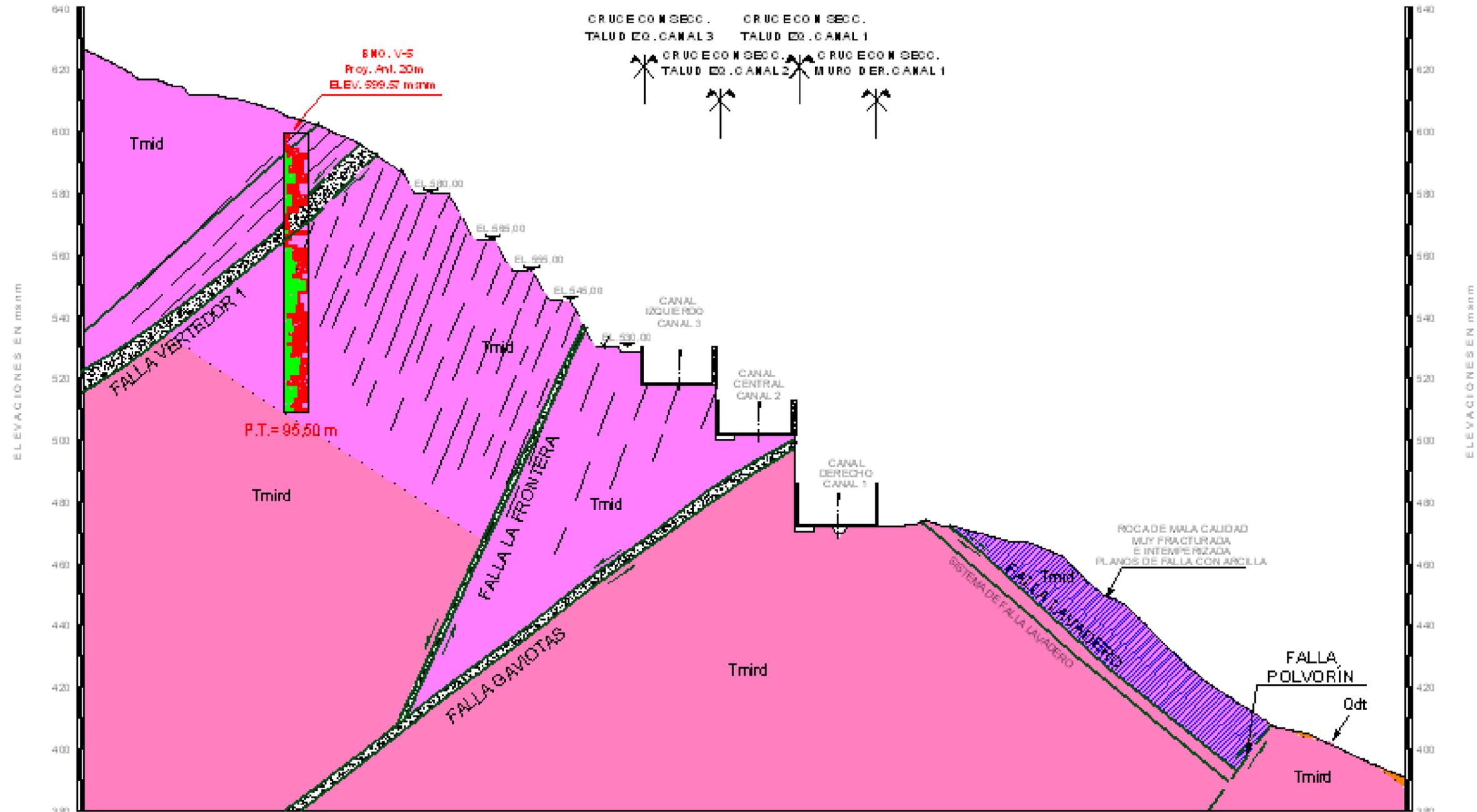
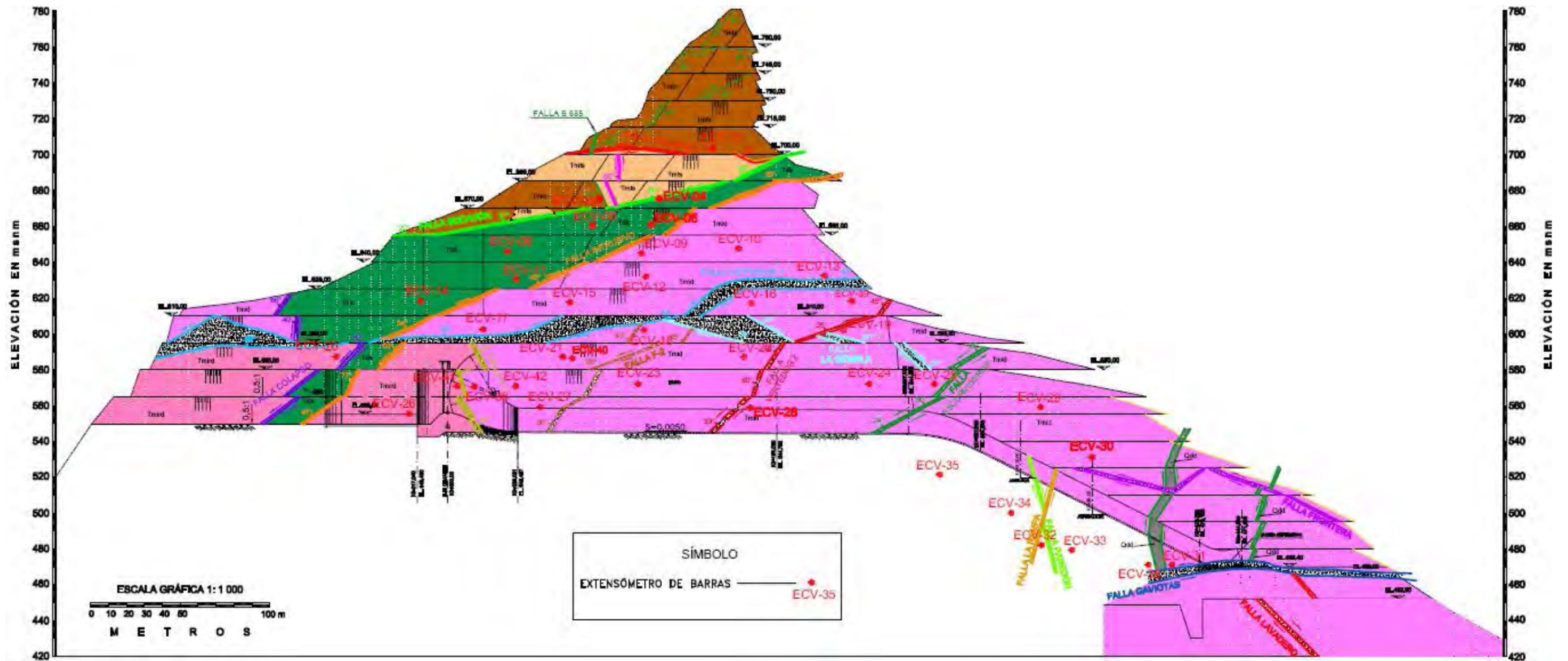


Figura III.5. Sección Geológica Transversal al Eje del Vertedor (Cadenamiento K0+335.00).

VISTA FRONTAL TALUD IZQUIERDO CANAL VERTEDOR - INSTRUMENTACIÓN



DESPLAZAMIENTOS REGISTRADOS POR LA INSTRUMENTACIÓN

Tabla V.1. Resumen de desplazamientos registrados por los extensómetros e inclinómetros instalada en obra.

Litología				Instrumento																					
Nombre	Nomenclatura	ROD (%)	RMR	ECV				Observaciones del Instrumento	Espesor fallas (cm)	Descripción de la litología de la Falla	Medición actual						Observaciones del Instrumento	Espesor fallas (cm)	Descripción de la litología de la Falla						
				No. De ECV	No. De barra	Desplazamiento barra (mm)					No. De ICV	Desplazamiento Eje "A" (cm)		Desplazamiento Eje "B" (cm)											
										Mínimo	Medio	Mínimo	Máximo	Medio	Mínimo										
Igámbrita Riotita Brechóide	Tmbe	< 25*	22* 30-40**	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----					
Toba Vírea	Tmts	< 6*	24* 30-40**	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----					
Igámbrita Dáctica Porfírica	Tmid	50-75* 75-90*	55/63* 40-60**	ECV-12	1	2.585																			
					2	14.148	Cruza una falla de orden principal	< 2																	
					3	0.957	Aparte de la falla anterior, también cruza otra falla del orden principal	< 2																	
					ECV-15	1	2.219																		
						2	1.181	Cruzan una Falla principal, y las barras 3 y 4 cruzan la Falla Intrusivo	Falla principal < 2																
						3	2.090																		
						4	22.004																		
					ECV-16	1	2.329																		
						2	4.873	Cruza la falla Vertedor 1	475																
						3	28.313																		
					ECV-19	1	2.418																		
						2	2.807	Su totalidad esta instalado en roca	----																
3	3.759																								
ECV-34	1	1.780	La barra 2 y 3 cruzan la falla Paredón-1, Paredón-2 y la falla del Sist. Gaviotas	2 < Falla Paredón-1 > 5 2 < Falla Paredón-2 > 5 Falla Sist. Gaviotas = 260																					
	2	4.470																							
	3	5.260																							
ECV-35	1	2.550	Cruza un sistema de fracturamiento y la barra 3 toca la falla Paredón	Falla Paredón = 100																					
	2	3.660																							
	3	5.640																							
ECV-40	1	0.479																							
	2	2.145	La barra 4 cruza la falla Vertedor-1	450 cm efectivos de los 1330 cm del espesor total																					
	3	1.928																							
	4	7.288																							
ECV-41	1	1.400	La barra 4 cruza una falla del orden principal	< 2																					
	2	0.700																							
	3	0.600																							
	4	1.100																							
ECV-42	1	1.273	La barra 3 y 4 cruzan una falla del orden principal	< 2																					
	2	-1.133																							
	3	0.099																							
	4	17.081																							
ECV-32	1	0.840	Cruza la falla Paredón-2	Falla Paredón-2 = 110																					
	2	0.480	Además de la anterior, también cruza la falla Gaviotas	Falla Gaviotas = 240																					
	3	2.300																							
ECV-33	1	3.230	Cruzan la falla La Rampa y la barra 4 cruzan la falla Gaviotas	Falla La Rampa = 150 Falla Gaviotas = 145																					
	2	0.940																							
	3	-0.140																							
	4	2.440																							
Dique Diabásico	Qdd	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----						
Porfírido Andesítico	Tda	----	30-40* 30-40**	ECV 8	1	10.798	Cruza una falla del orden principal	< 2																	
					2	4.290																			
					3	0.274																			
					3	2.090	Cruza la falla Intrusivo	Falla Intrusivo = 100																	
ECV-15	4	22.004	Además de la anterior, también cruza una falla del orden principal	Falla principal < 2																					
Depósitos Lacustres y Pumiceíticos	Qlp	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----						
Igámbrita Riocita Fluidal	Tmid	50-75* 75-90*	65*	ECV-5	1	0.0471	Cruza dos fallas del orden principal y la falla Vertedor-1	Falla Principal 1 = 210 Falla Principal 2 < 5 Falla Vertedor-1 = 560																	
					2	0.1667	Cruza una falla del orden principal, la falla Intrusivo y la falla Vertedor-1	Falla Principal < 5 Falla Intrusivo = 160 Falla Vertedor-1 = 940																	
					3	0.5727	Cruza la falla Vertedor-1 y una falla de orden principal paralela a la FV-1	Falla Principal = 285 Falla Principal = 170																	
					4	1.2077																			
					ECV-8	1	3.0946	Cruza la falla Socavón-1	275																
						2	2.6946	Cruza la falla Socavón, la falla Intrusivo y una falla del orden principal	Falla Socavón = 80 Falla Intrusivo = 120 Falla Principal = 100																
						3	0.8389	Cruza la falla Vertedor-1	710																
						4	-0.1001	Cruza la falla Socavón	220																
					ECV-5	1	-0.2072	Cruza dos fallas del orden principal y la falla Vertedor-1	Falla Principal 1 = 210 Falla Principal 2 < 5 Falla Vertedor-1 = 560																
						2	1.9799	Cruza una falla principal, la falla Intrusivo y la falla Vertedor-1	Falla Principal < 5 Falla Intrusivo = 160 Falla Vertedor-1 = 940																
						3	0.4756	Cruza la falla Socavón	220																
						4	0.4756																		

* Valores obtenidos a partir de los estudios de campo
** Valores obtenidos a partir del levantamiento en campo

SECCIONES GEOLÓGICAS A TRAVÉS DE LOS INCLINÓMETROS

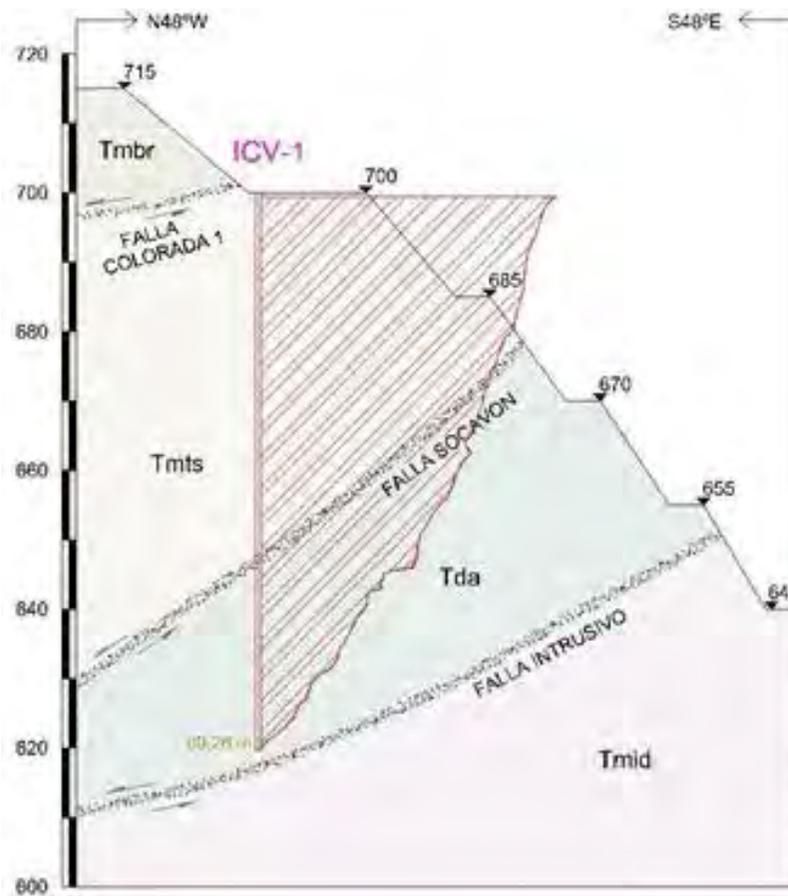


Figura VI.1. Sección geológica a través del ICV-1.

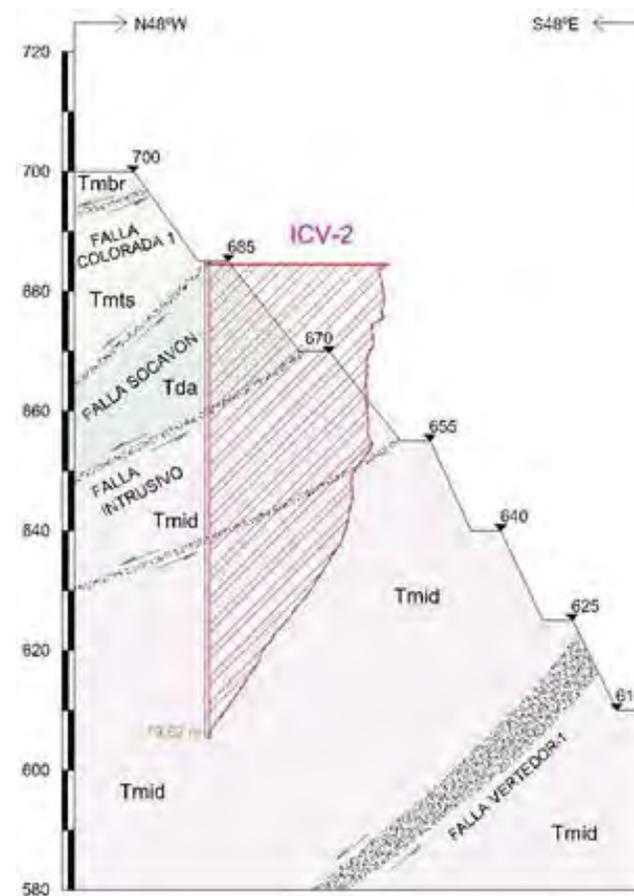


Figura VI.2. Sección geológica a través del ICV-2.

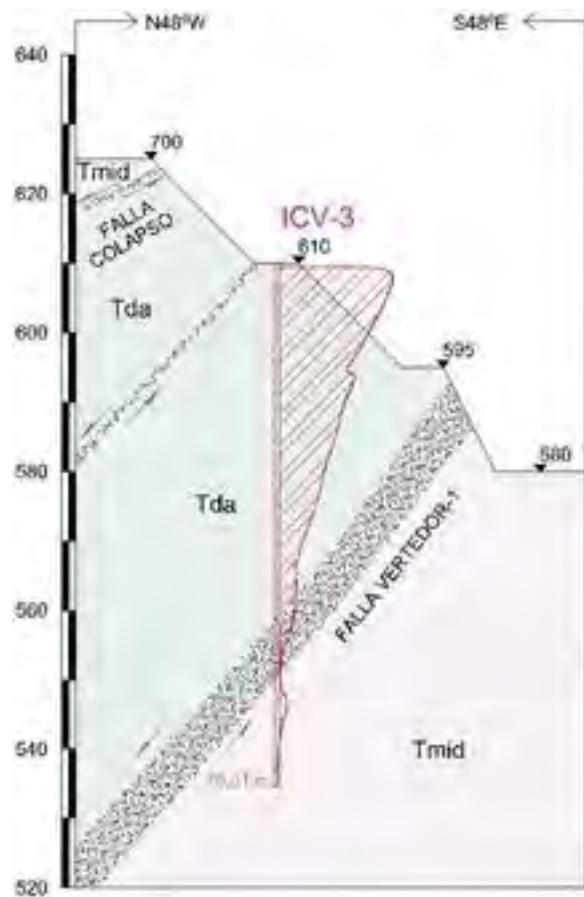


Figura VI.3. Sección geológica a través del ICV-3.

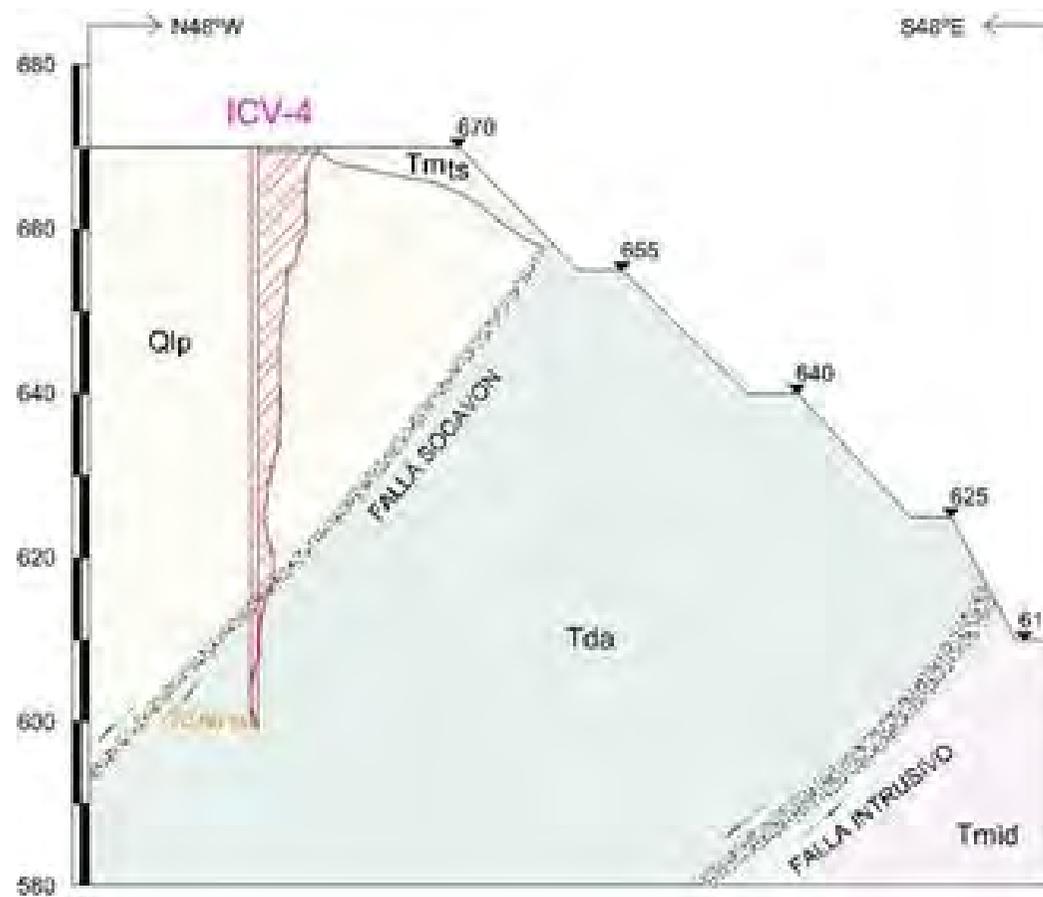


Figura VI.4. Sección geológica a través del ICV-4.

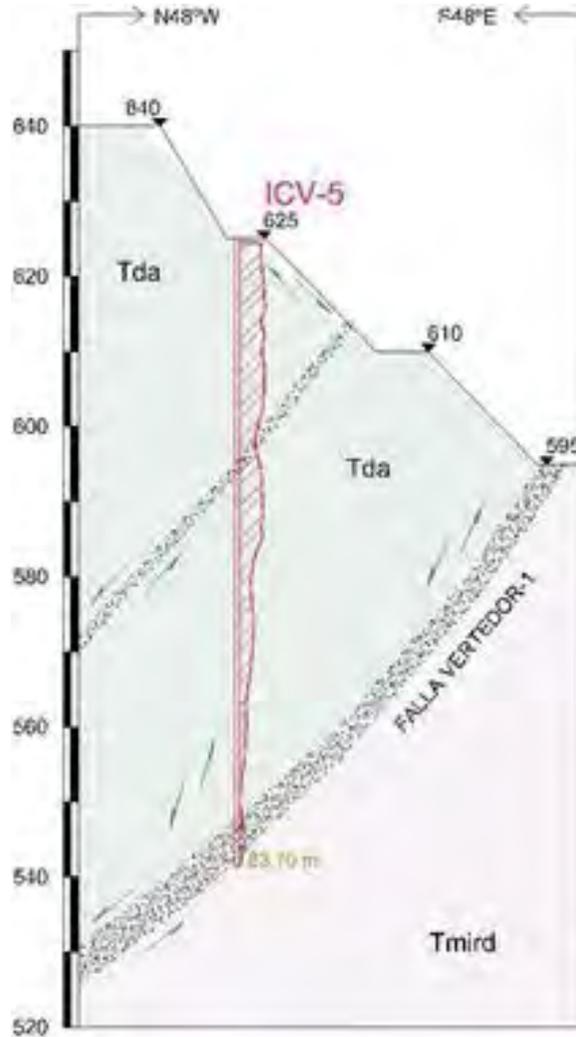


Figura VI.5. Sección geológica a través del ICV-5.

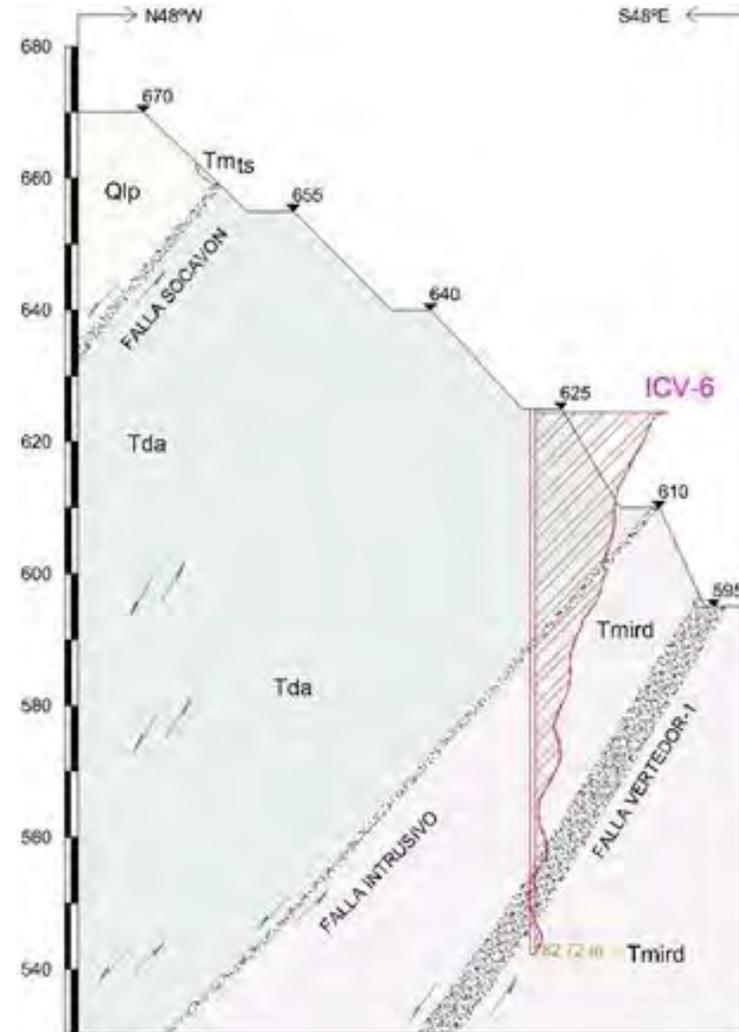


Figura VI.6. Sección geológica a través del ICV-6.

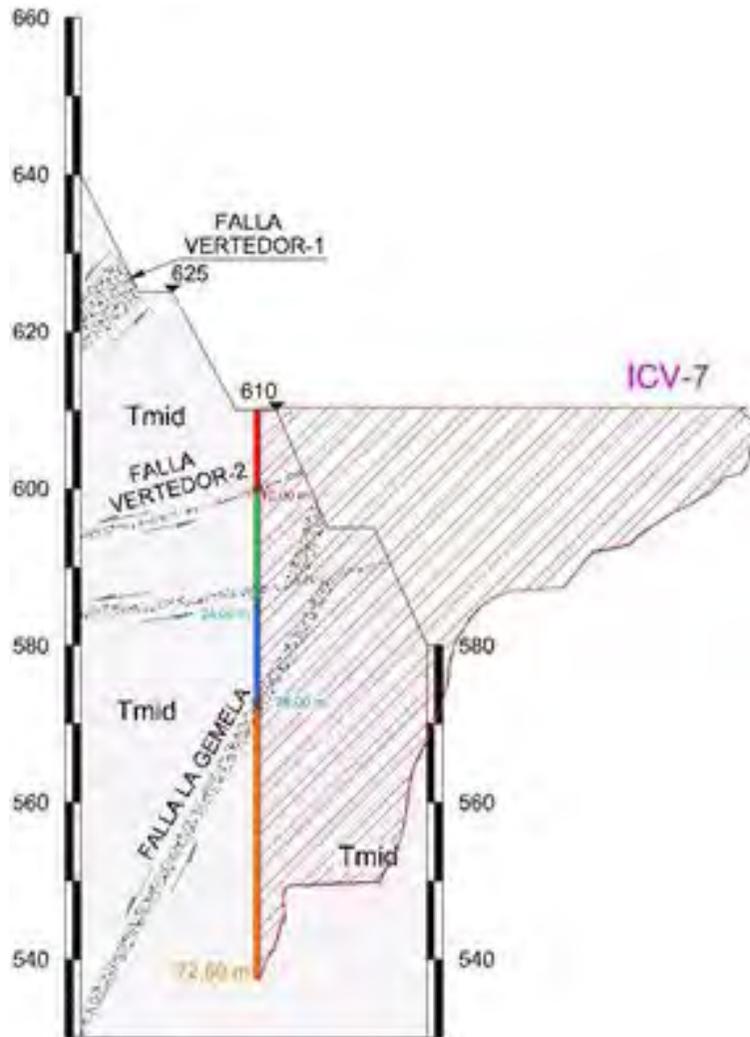


Figura VI.7. Sección geológica a través del ICV-7.



Figura VI.8. Sección geológica a través del ICV-8.

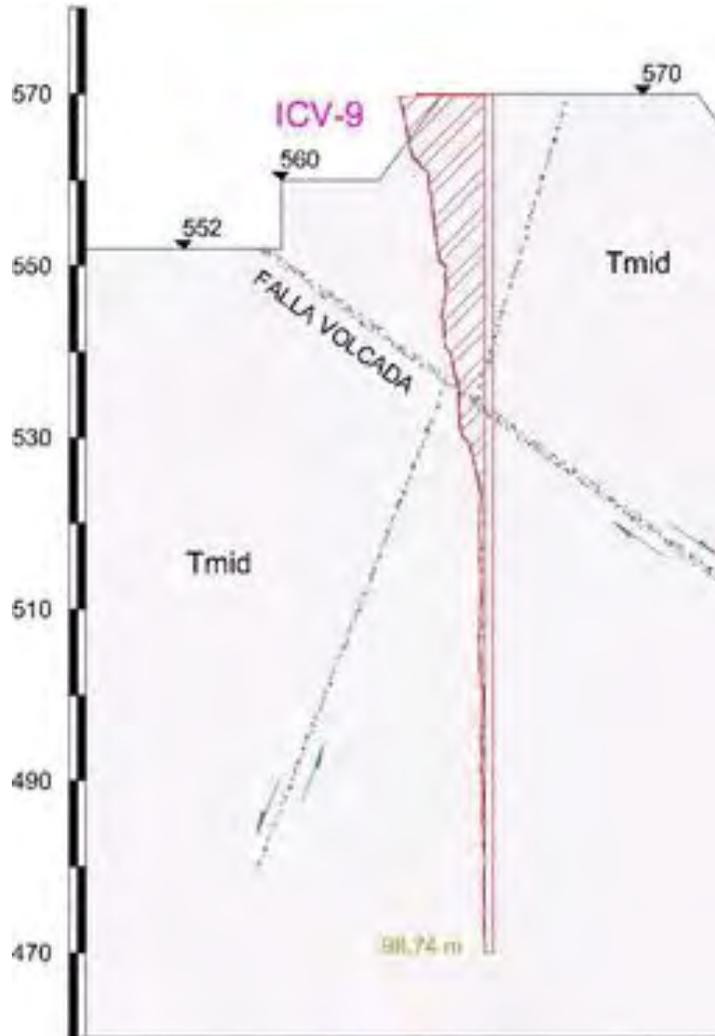


Figura VI.9. Sección geológica a través del ICV-9.

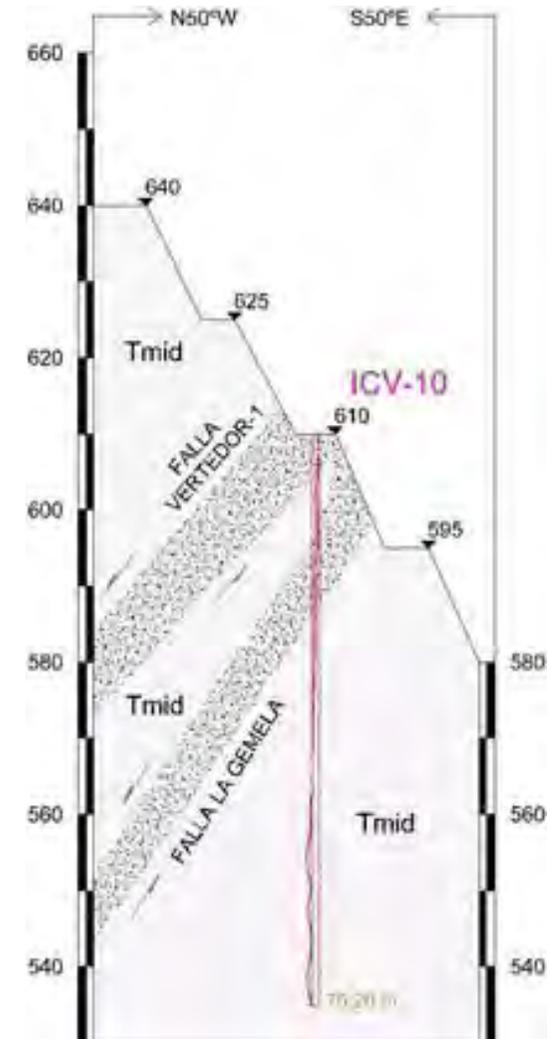


Figura VI.10. Sección geológica a través del ICV-10.

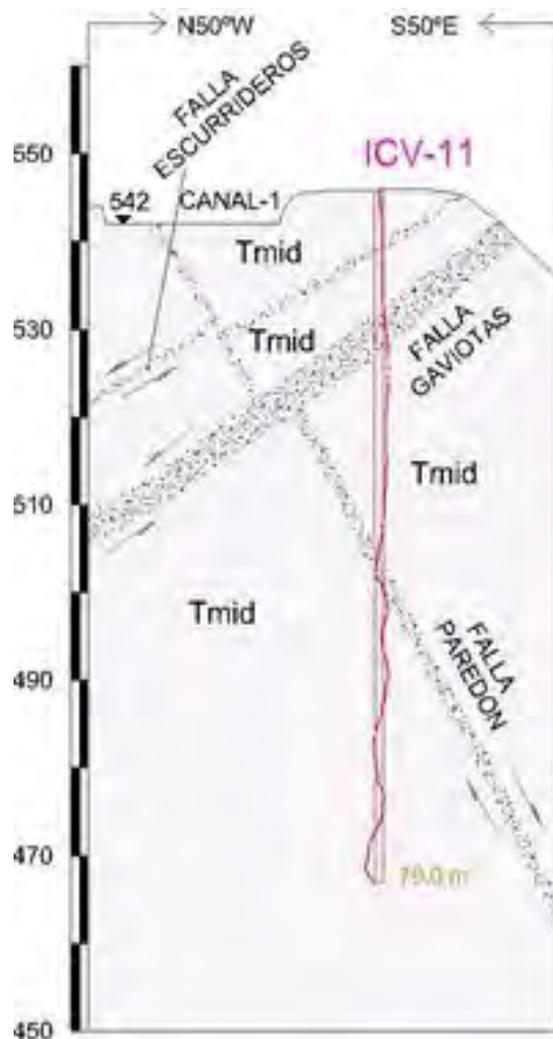


Figura VI.11. Sección geológica a través del ICV-11.

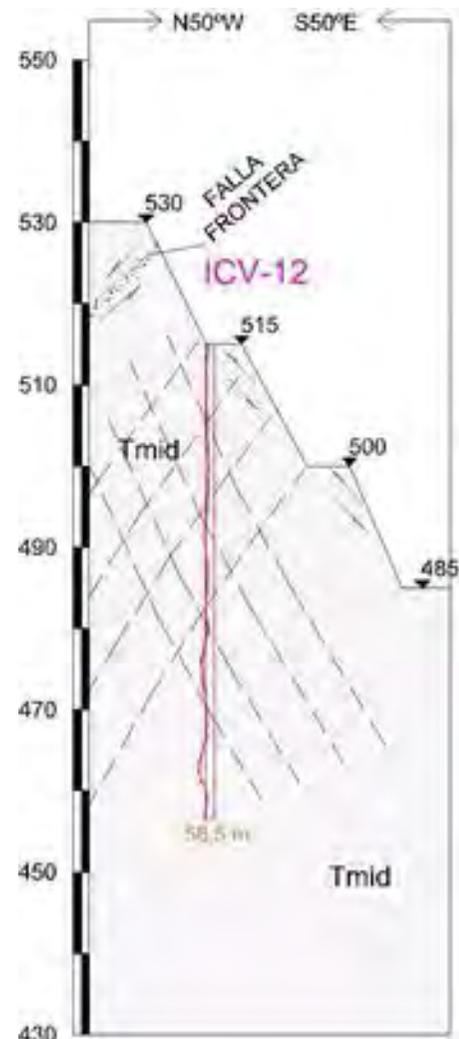


Figura VI.12. Sección geológica a través del ICV-12.

CURVAS DE IGUAL DESPLAZAMIENTO – PLANTA

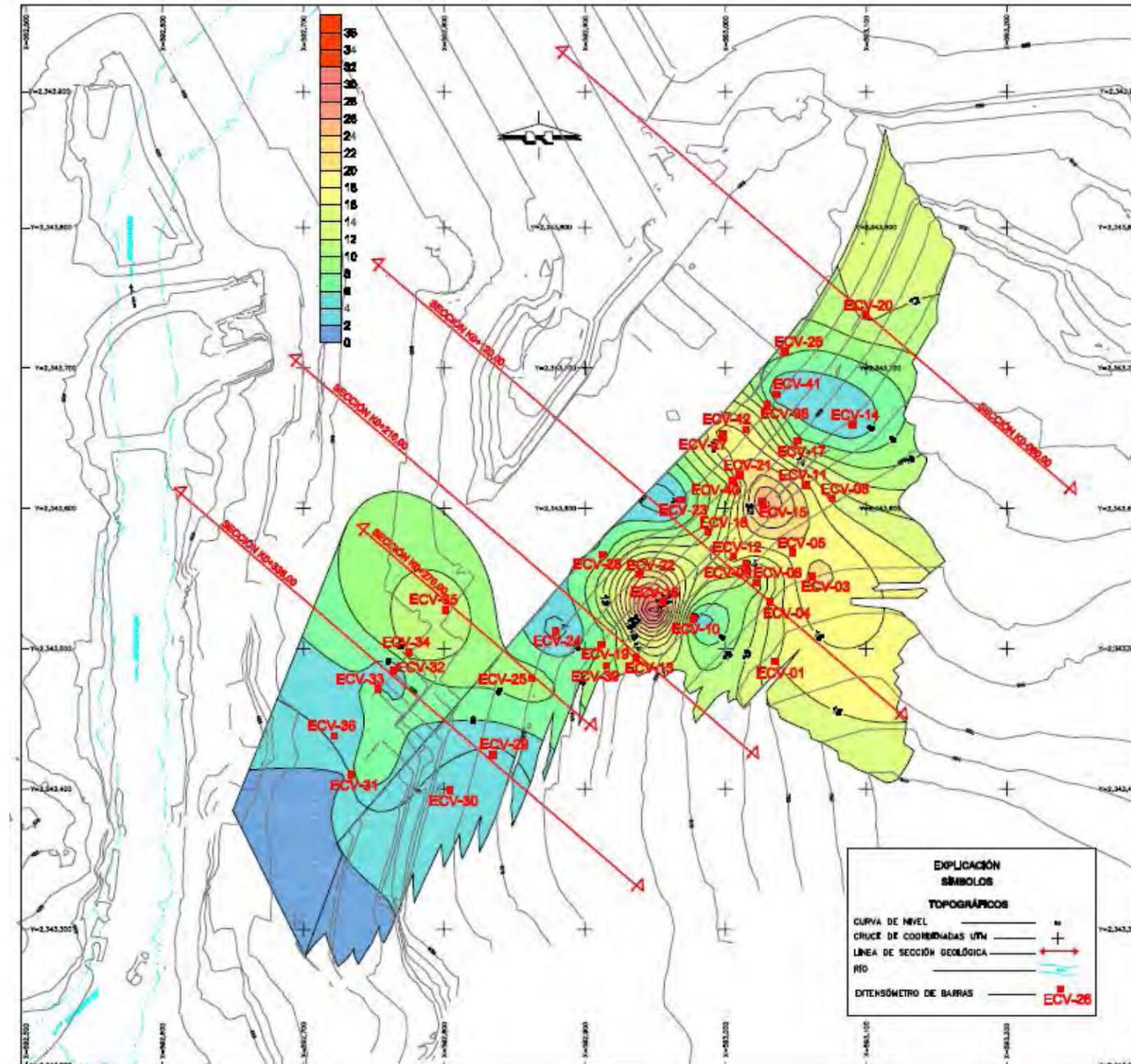


Figura VIII.1. Curvas de igual desplazamiento – Planta.

CURVAS DE IGUAL DESPLAZAMIENTO
VISTA FRONTAL

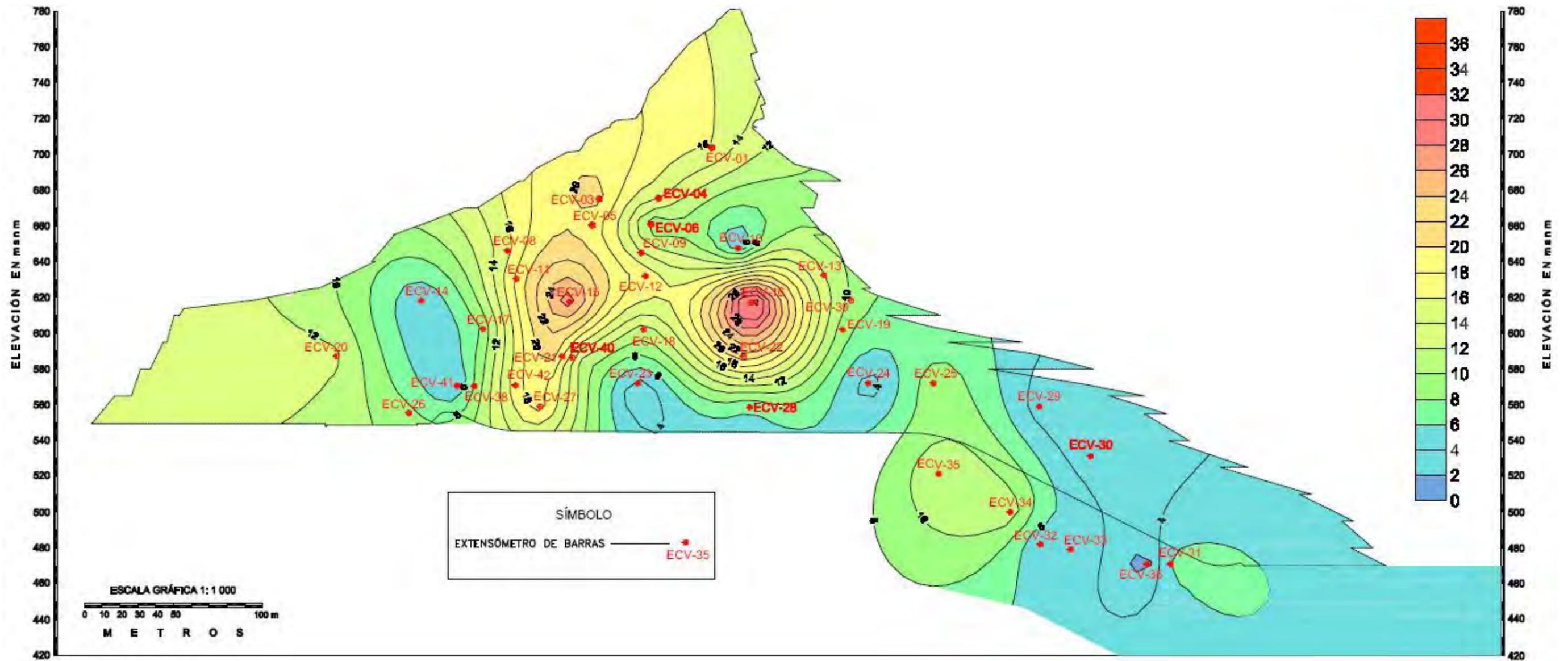


Figura VIII.1. Curvas de igual desplazamiento – Vista frontal.

ANEXO IX

METODOLOGÍA PARA LA ESTIMACIÓN DE PARÁMETROS DEL DIQUE DIABÁSICO (Qdd)

1. Selección del esfuerzo a compresión de la roca intacta.

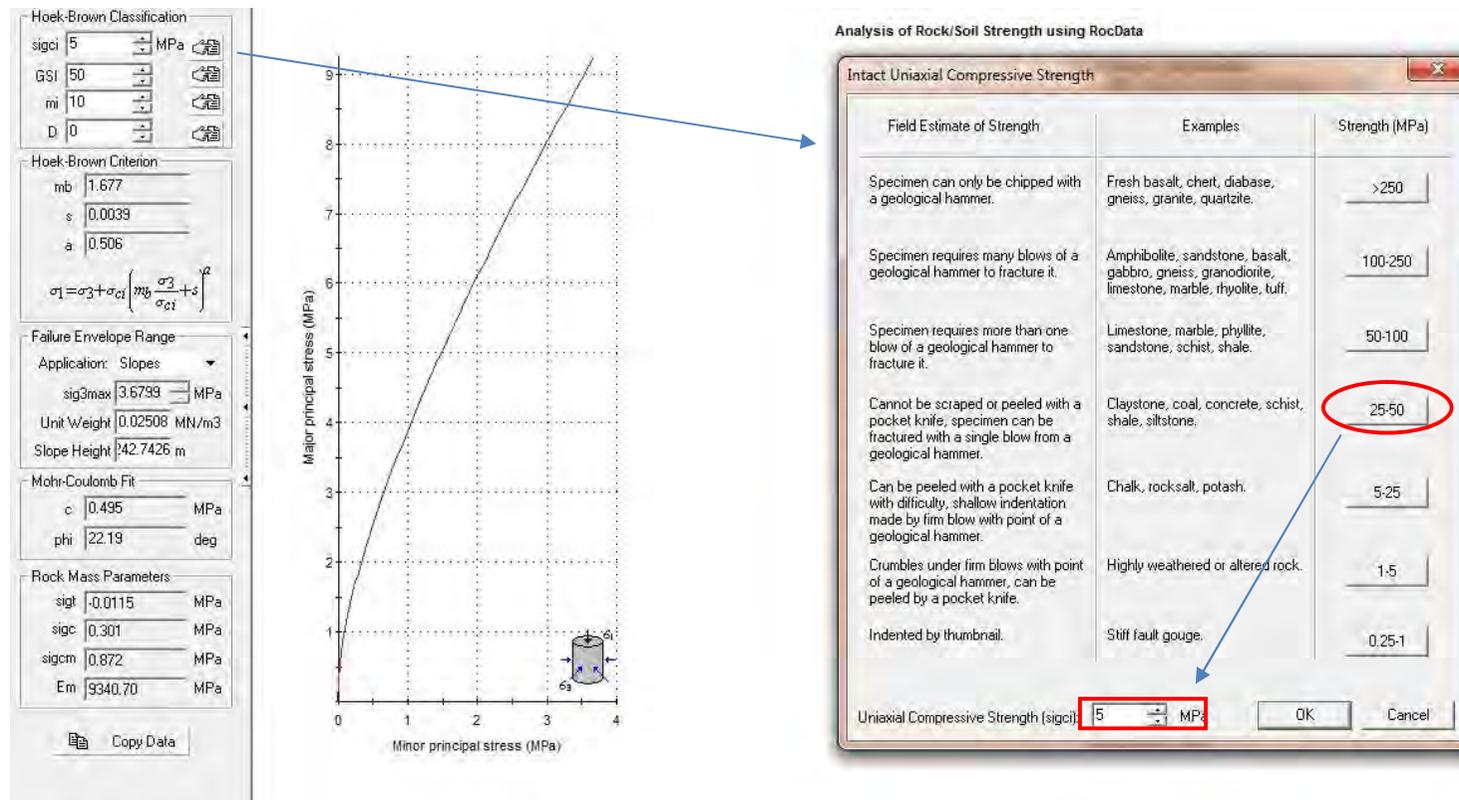


Figura IX.1. Rangos de valores del esfuerzo a compresión según el tipo de material.

2. Selección del Geological Strength Index (GSI).

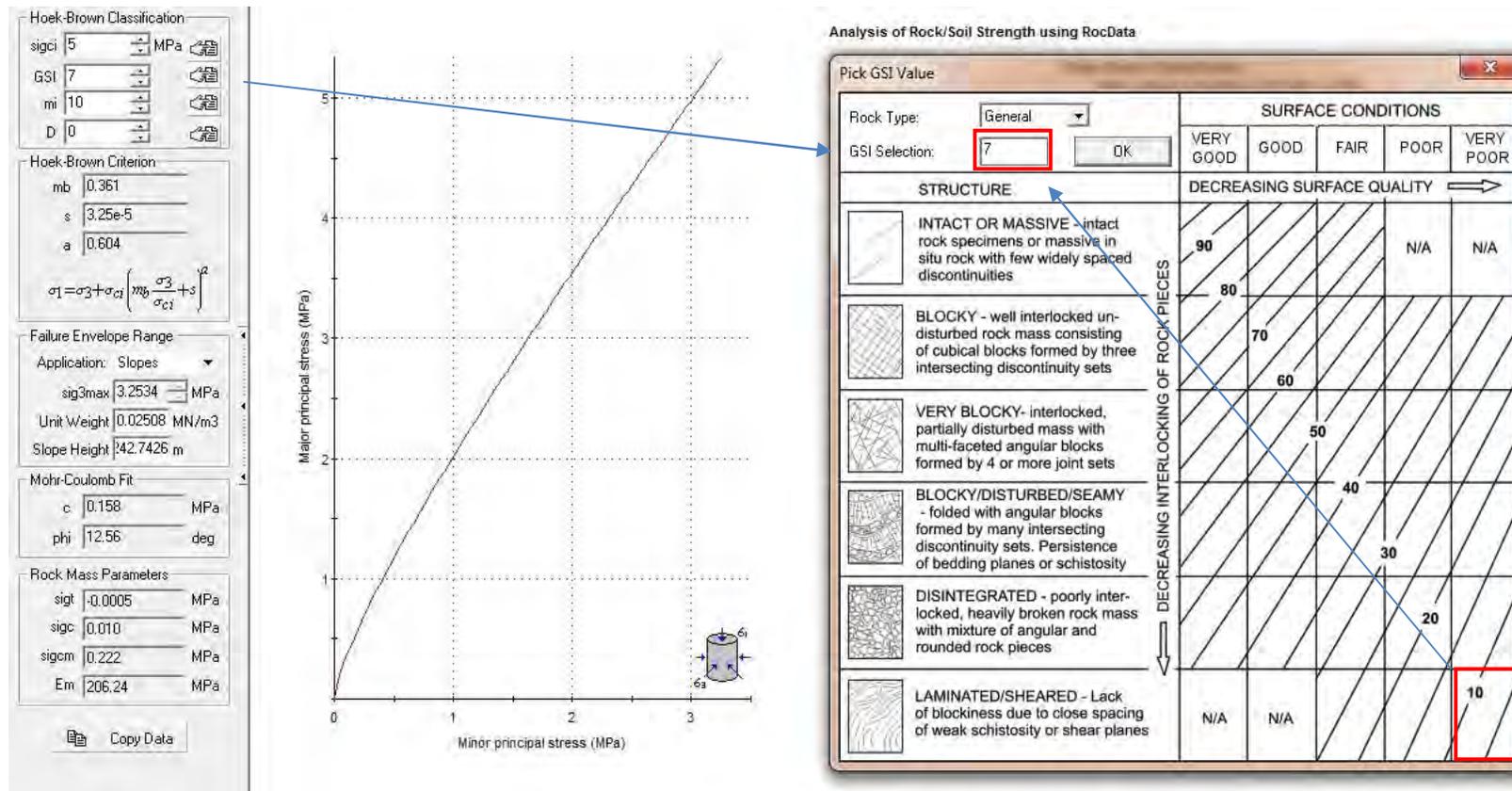


Figura IX.2. Geological Strength Index (GSI) basado en observaciones geológicas (Hoek et al., 2002).

3. Selección de la constante m_i .

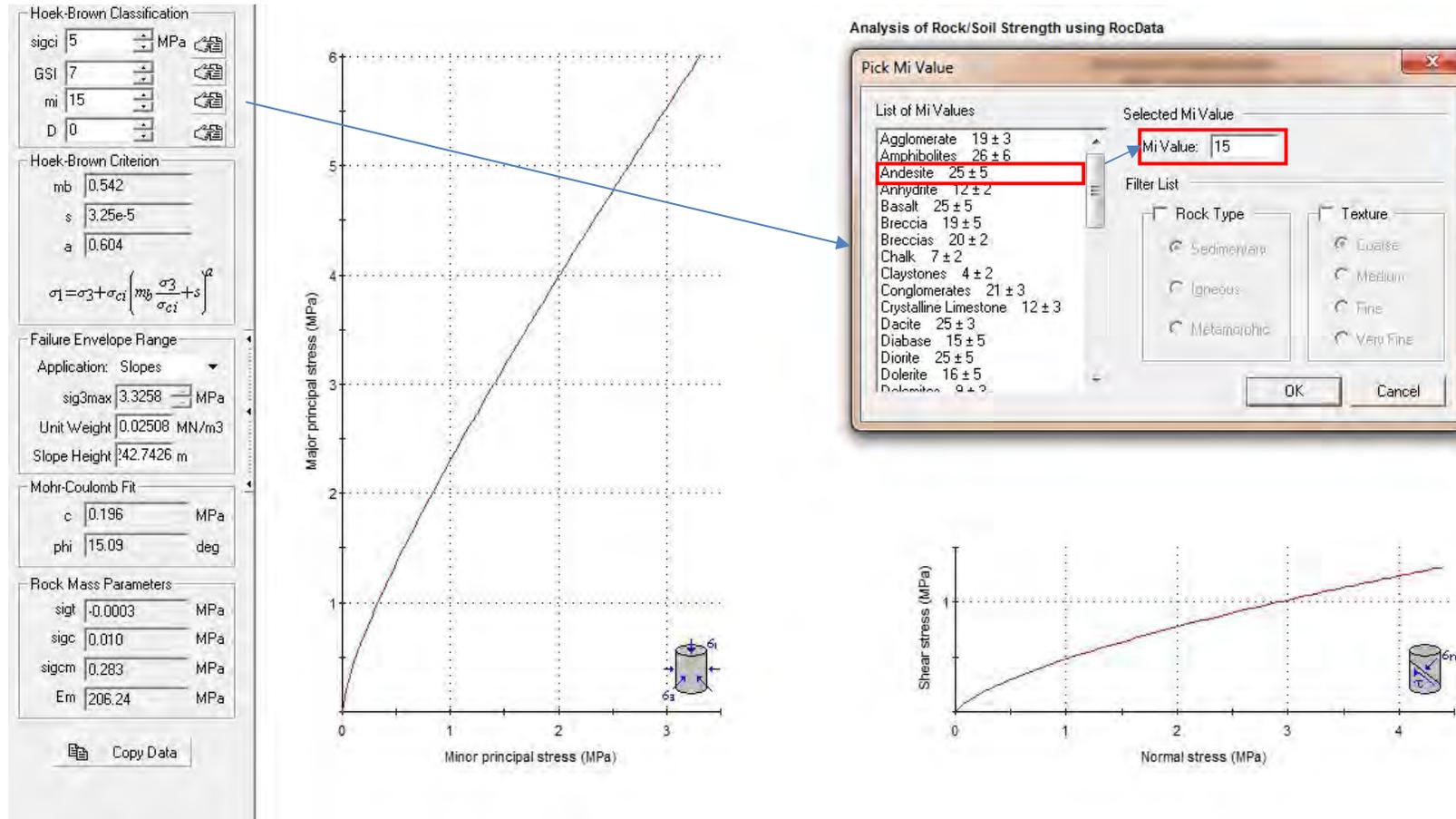


Figura IX.3. Lista de Valores m_i (RockData 3.0, Rocscience, Inc).

4. Selección del factor de alteración D .

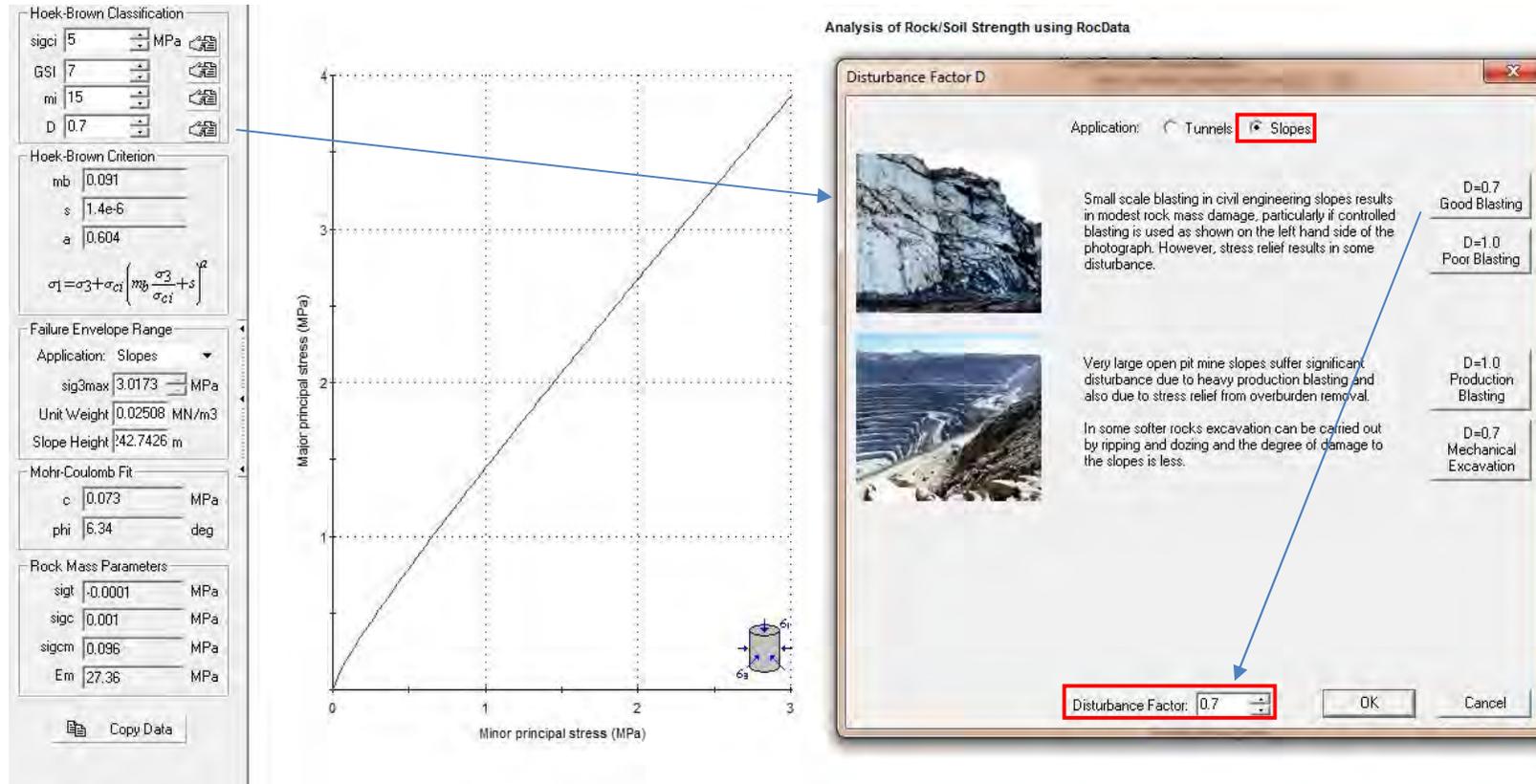


Figura IX.4. Factor de alteración D (RockData 3.0, Rocscience, Inc).

5. Parámetros de resistencia en base al criterio de Hoek-Brown.

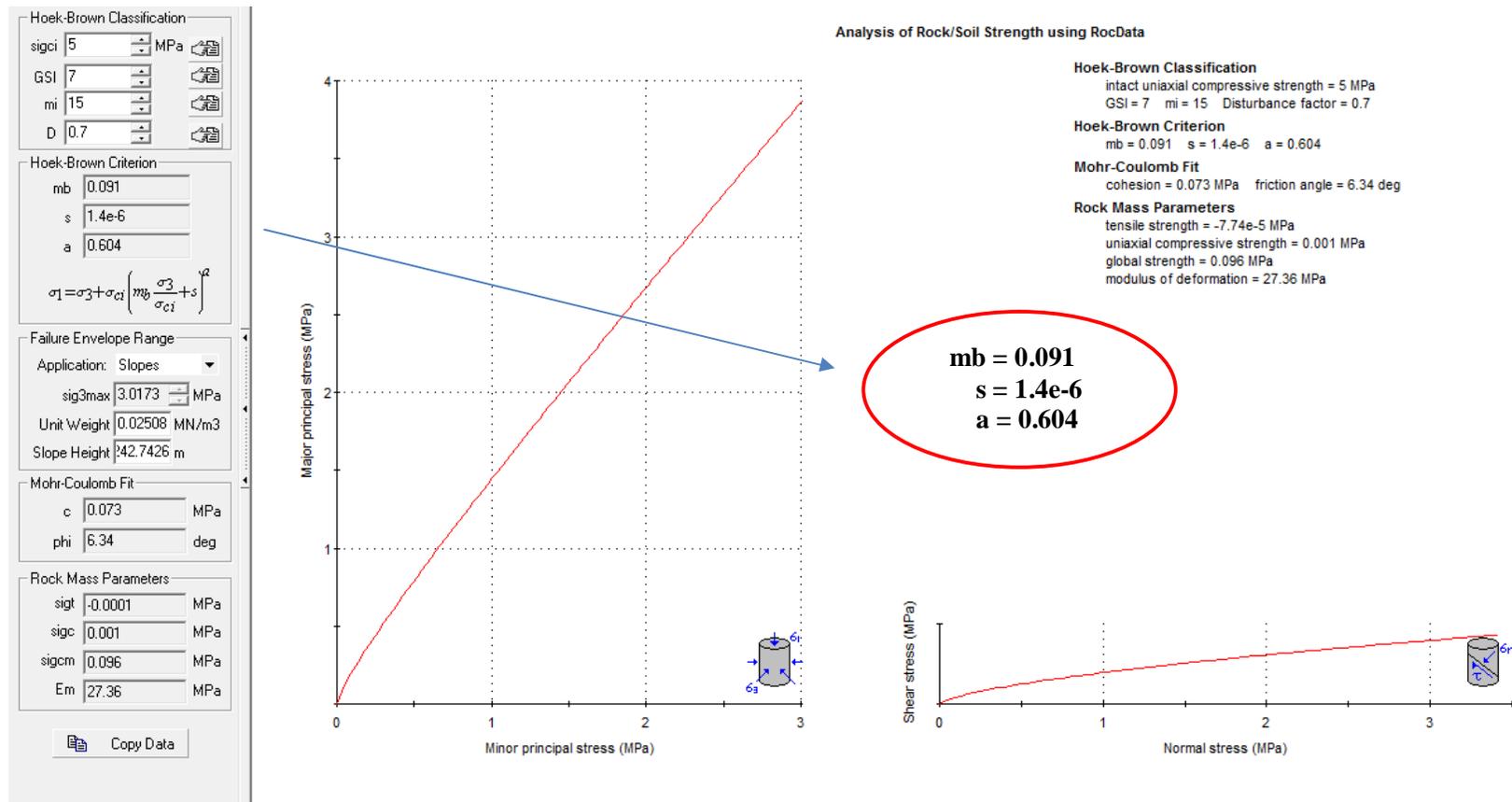
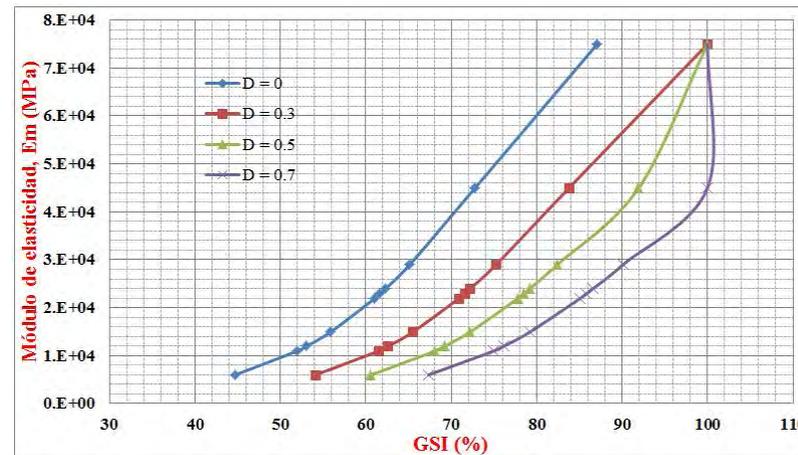


Figura IX.5. Parámetros de resistencia estimados en base al criterio de Hoek-Brown.

GEOLOGICAL STRENGTH INDEX (GSI) DE LAS UNIDADES LITOLÓGICAS

Tabla X.1. GSI correspondientes a la Dacita Fluidal (Tmird).

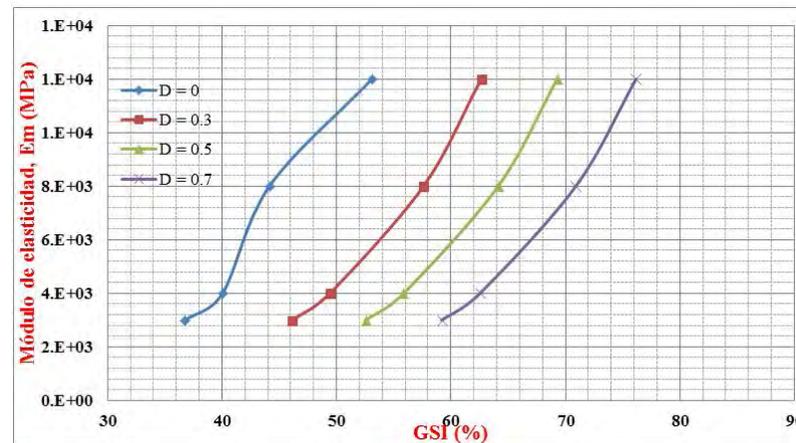
D	Sección K0 - 080.00		Sección K0 + 120.00		Sección K0 + 210.00		Sección K0 + 270.00		Sección K0 + 335.00	
	$E_{\min} = 11000$	$E_{\max} = 15000$	$E_{\min} = 23000$	$E_{\max} = 29000$	$E_{\min} = 22000$	$E_{\max} = 24000$	$E_{\min} = 6000$	$E_{\max} = 12000$	$E_{\min} = 45000$	$E_{\max} = 75000$
0.0	52.002	55.92	61.709	65.151	61.078	62.321	44.734	53.084	72.793	87.085
0.3	61.533	65.556	71.592	75.262	70.927	72.239	54.146	62.639	83.8	100
0.5	68.13	72.251	78.527	82.426	77.829	79.209	60.635	69.26	91.961	100
0.7	74.999	79.257	85.877	90.122	85.129	86.61	67.357	76.161	100	100



Gráfica X.1. Comportamiento del módulo de deformación de la Dacita Fluidal (Tmird) respecto al Geogical Strengh Index (GSI).

Tabla X.2. GSI correspondientes al Dique Andesítico (Tda).

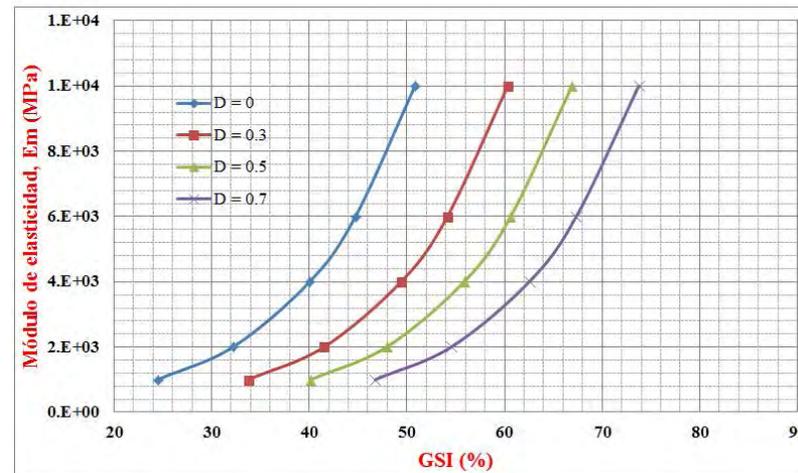
D	Sección K0 - 080.00		Sección K0 + 120.00	Sección K0 + 210.00	
	$E_{\text{mín}} = 3000$	$E_{\text{máx}} = 4000$	$E_{\text{máx}} = 12000$	$E_{\text{mín}} = 4000$	$E_{\text{máx}} = 8000$
0.0	36.763	40.042	53.084	40.042	48.135
0.3	46.111	49.411	62.639	49.411	57.592
0.5	52.542	55.86	69.26	55.86	64.123
0.7	59.187	62.53	76.161	62.53	70.9



Gráfica X.2. Comportamiento del módulo de deformación del Dique Andesítico (Tda) respecto al Geogical Strength Index (GSI).

Tabla X.3. GSI correspondientes a Zonas de Falla.

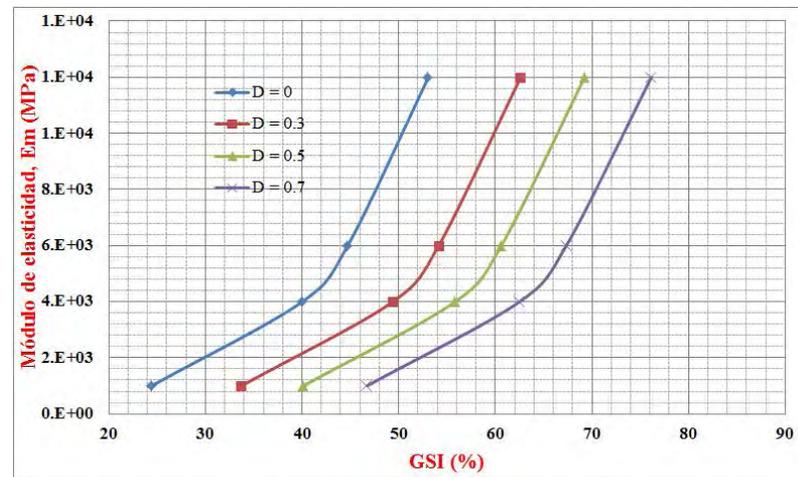
D	Sección K0 - 080.00		Sección K0 + 120.00		Sección K0 + 210.00		Sección K0 + 270.00		Sección K0 + 335.00	
	$E_{\min} = 1000$	$E_{\max} = 4000$	$E_{\min} = 6000$	$E_{\max} = 10000$	$E_{\min} = 2000$	$E_{\max} = 4000$	$E_{\min} = 2000$	$E_{\max} = 4000$	$E_{\min} = 1000$	$E_{\max} = 4000$
0.0	24.454	40.042	44.734	50.831	32.19	40.042	32.19	40.042	24.454	40.042
0.3	33.761	49.41	54.146	60.337	41.52	49.41	41.52	49.41	33.761	49.41
0.5	40.156	55.86	60.635	66.91	47.93	55.86	47.93	55.86	40.156	55.86
0.7	46.753	62.53	67.357	73.748	54.55	62.53	54.55	62.53	46.753	62.53



Gráfica X.3. Comportamiento del módulo de deformación de Zona de Falla respecto al Geogical Strength Index (GSI).

Tabla X.4. GSI correspondientes a la Dacita-Riolita Brechoide (Tmbr).

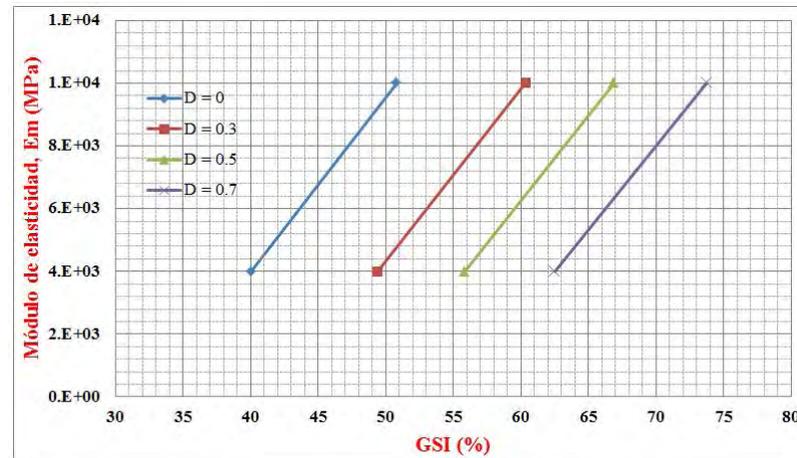
D	Sección K0 - 080.00		Sección K0 + 120.00		Sección K0 + 210.00	
	$E_{\min} = 1000$	$E_{\max} = 4000$	$E_{\min} = 4000$	$E_{\max} = 12000$	$E_{\min} = 4000$	$E_{\max} = 6000$
0.0	24.46	40.042	40.042	53.084	40.042	44.734
0.3	33.761	49.41	49.41	62.639	49.41	54.146
0.5	40.16	55.86	55.86	69.26	55.86	60.635
0.7	46.753	62.53	62.53	76.161	62.53	67.357



Gráfica X.4. Comportamiento del módulo de deformación de la Dacita-Riolita Brechoide (Tmbr) respecto al Geogical Strength Index (GSI).

Tabla X.5. GSI correspondientes a la Toba Vítreo (Tmts).

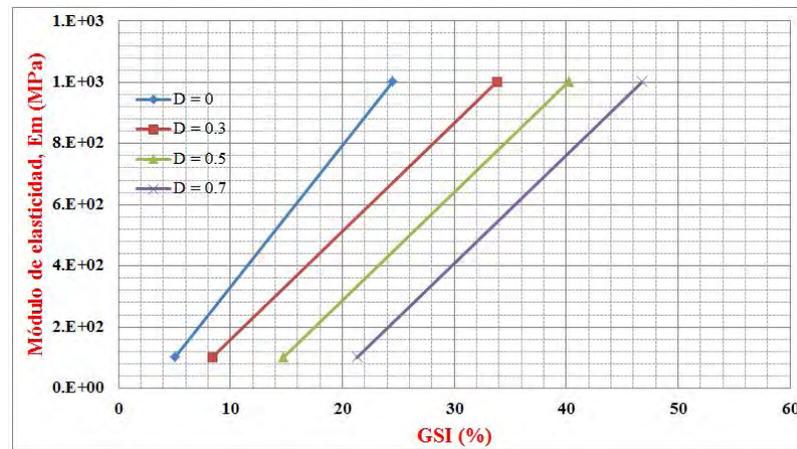
D	Sección K0 + 120.00	
	$E_{\text{mín}} = 4000$	$E_{\text{máx}} = 10000$
0.0	40.042	50.831
0.3	49.411	60.337
0.5	55.86	66.911
0.7	62.53	73.748



Gráfica X.5. Comportamiento del módulo de deformación de la Toba Vítreo (Tmts) respecto al Geogical Strength Index (GSI).

Tabla X.6. GSI correspondientes al Dique Diabásico (Qdd).

D	Sección K0 - 080.00	
	$E_{\text{mín}} = 100$	$E_{\text{máx}} = 1000$
0.0	5	24.454
0.3	8.315	33.762
0.5	14.694	40.156
0.7	21.27	46.753



Gráfica X.6. Comportamiento del módulo de deformación del Dique Diabásico (Qdd) respecto al Geogical Strength Index (GSI).

ANEXO XI

SUPERFICIES DE RUPTURAS, DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES Y TOTALES DE LAS SECCIONES EN ESTUDIO

En el siguiente anexo se presentan los resultados gráficos obtenidos (*Phase2 5.0*) de superficies de ruptura, desplazamientos horizontales y totales de las secciones en estudio con la combinación de valores mínimos de la sección.

• SECCIÓN K0+120.00

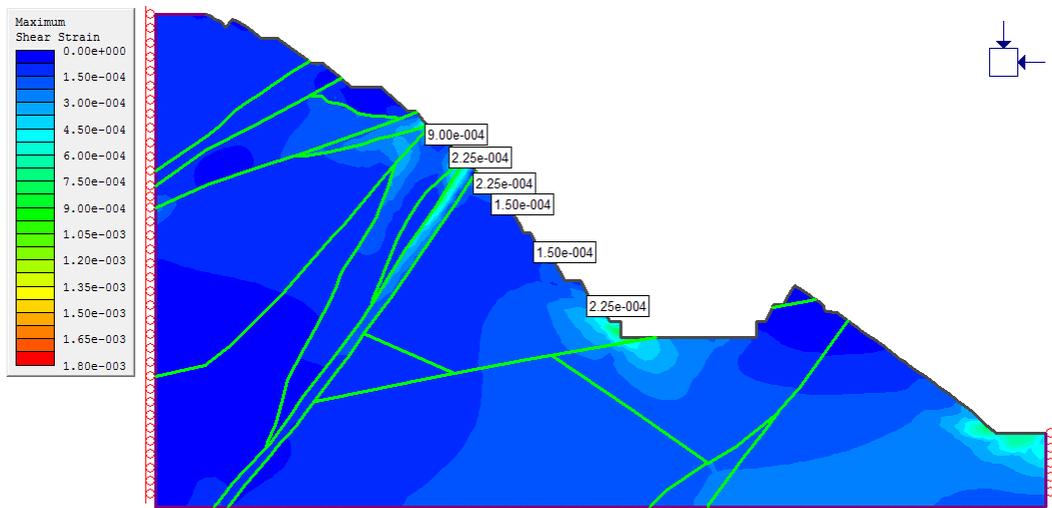


Figura XI.1. Deformación por cortante antes de la formación de la superficie de ruptura – Sección K0+120.00.

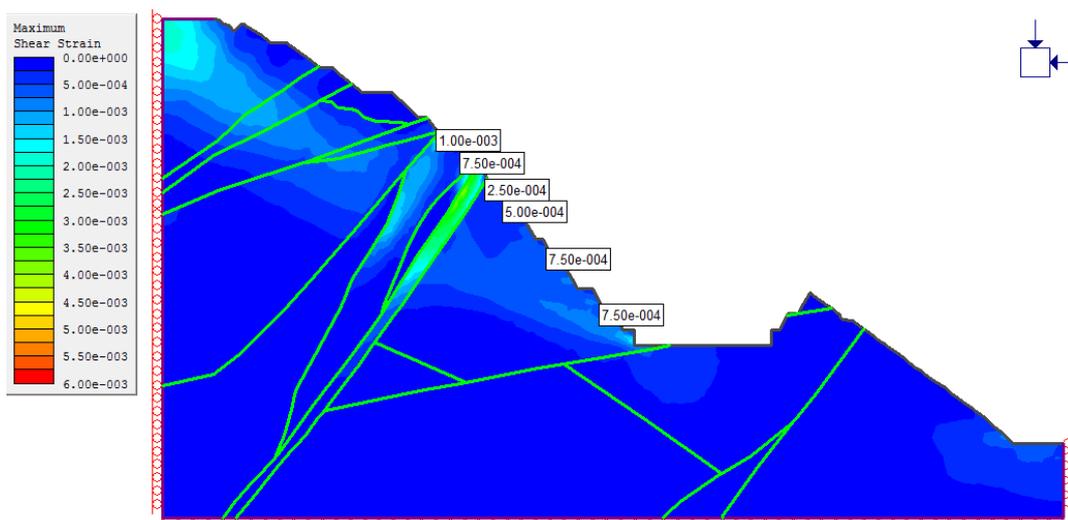


Figura XI.2. Deformación por cortante en la etapa de la formación de la superficie de ruptura – Sección K0+120.00.

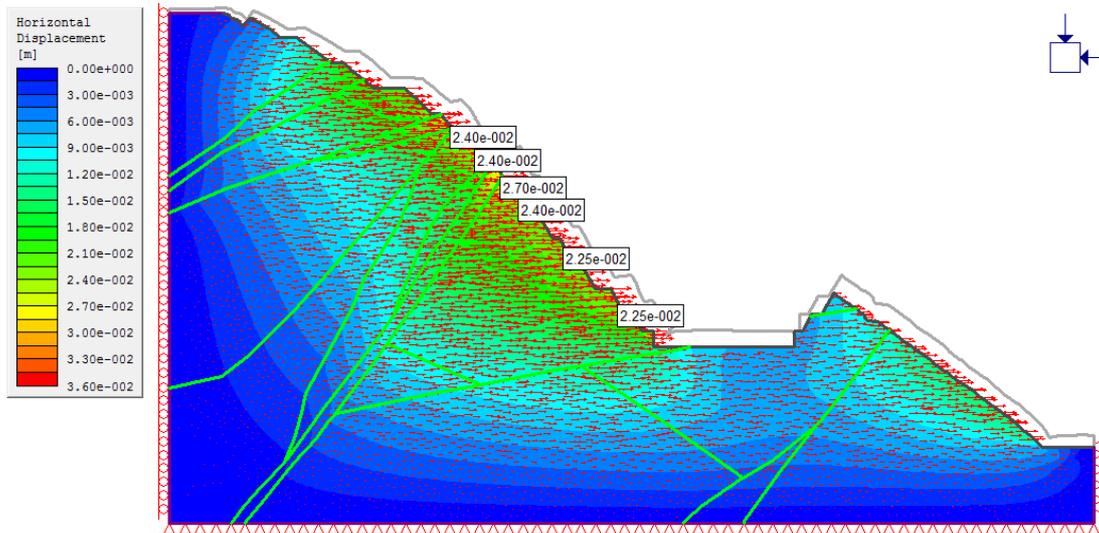


Figura XI.3. Desplazamientos horizontales antes de la formación de la superficie de ruptura – Sección K0+120.00.

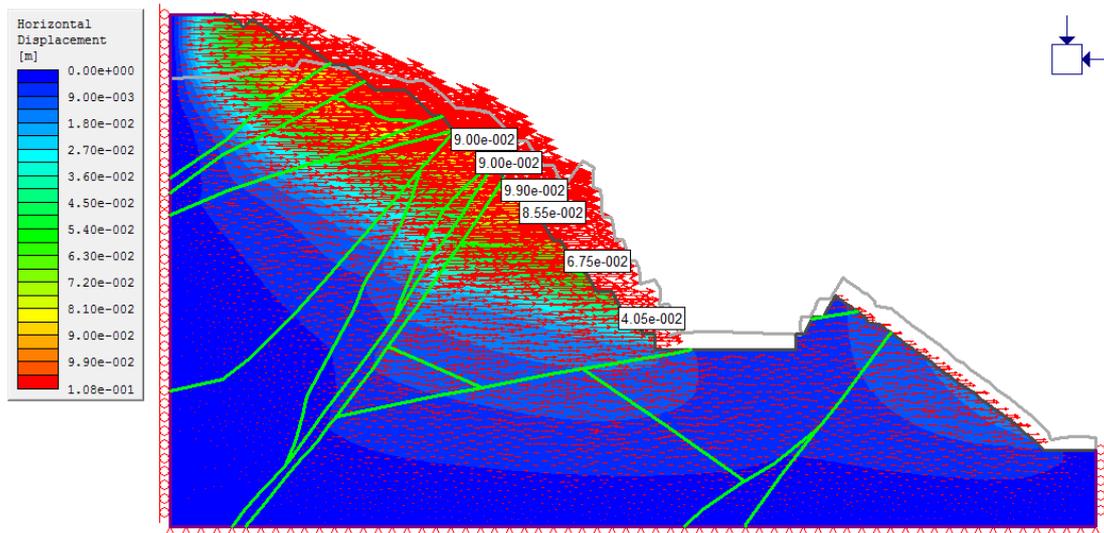
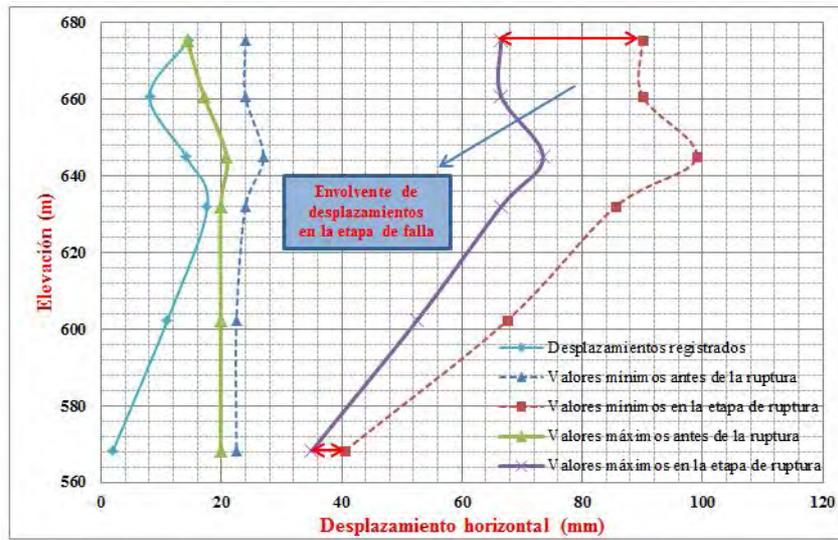


Figura XI.4. Desplazamientos horizontales en la etapa de la formación de la superficie de ruptura – Sección K0+120.00.



Gráfica XI.1. Envolvente de desplazamientos horizontales en la etapa de falla – Sección K0+120.00.

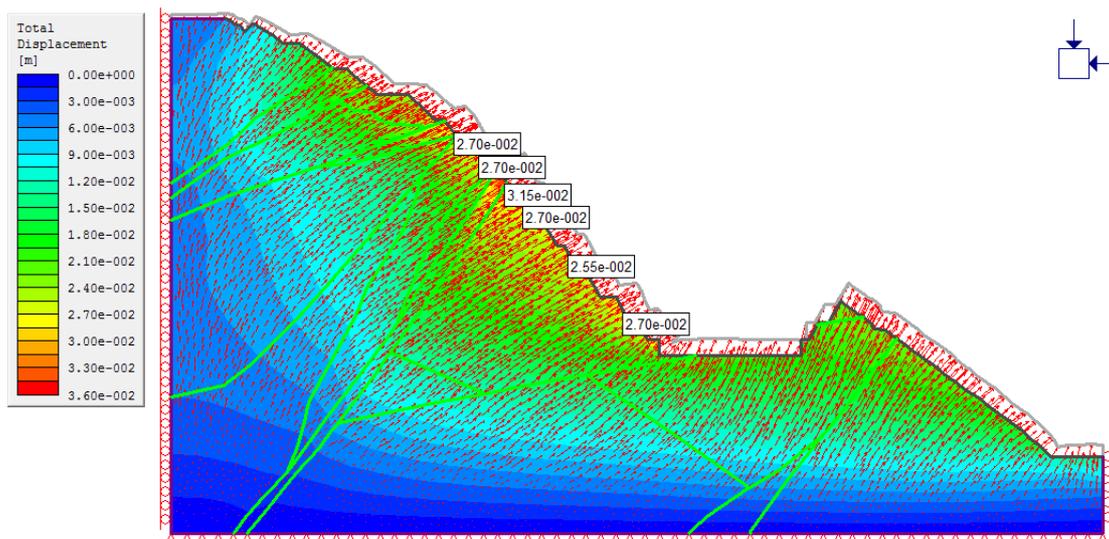


Figura XI.5. Desplazamientos totales en la etapa de la formación de la superficie de ruptura – Sección K0+120.00.

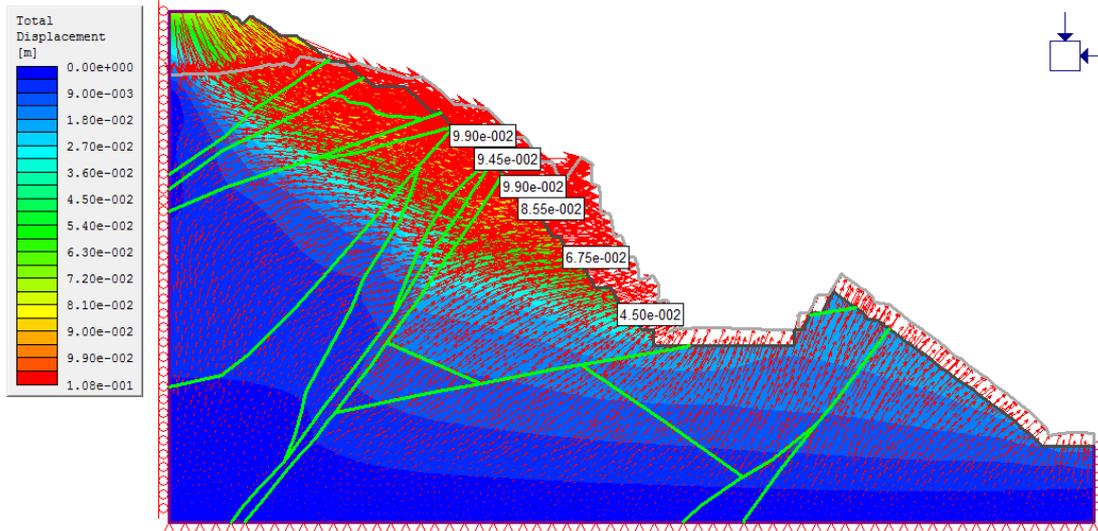
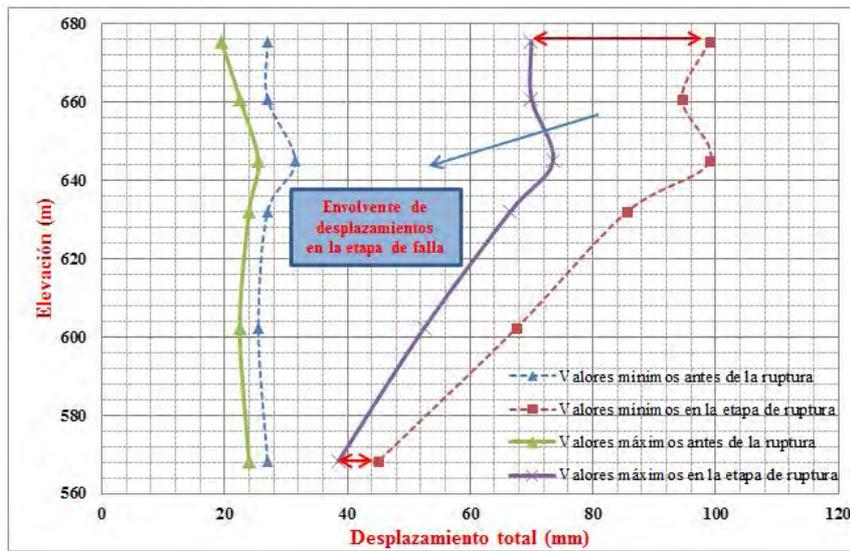


Figura XI.6. Desplazamientos totales en la etapa de la formación de la superficie de ruptura – Sección K0+120.00.



Gráfica XI.2. Envoltura de desplazamientos totales en la etapa de falla – Sección K0+120.00.

• **SECCIÓN K0+210.00**

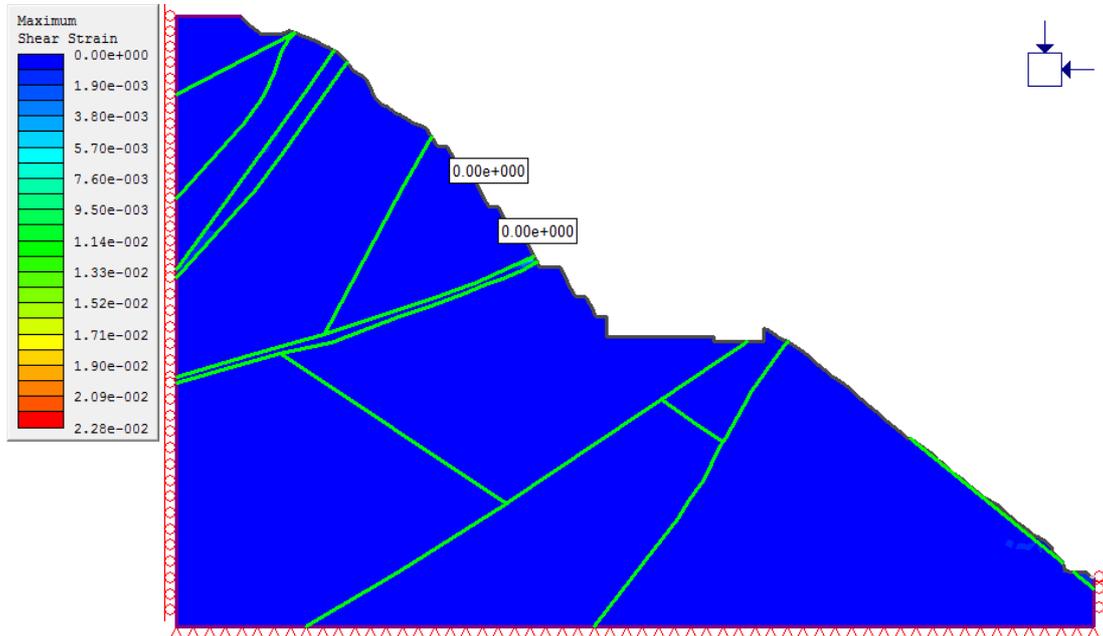


Figura XI.7. Deformación por cortante antes de la formación de la superficie de ruptura – Sección K0+210.00.

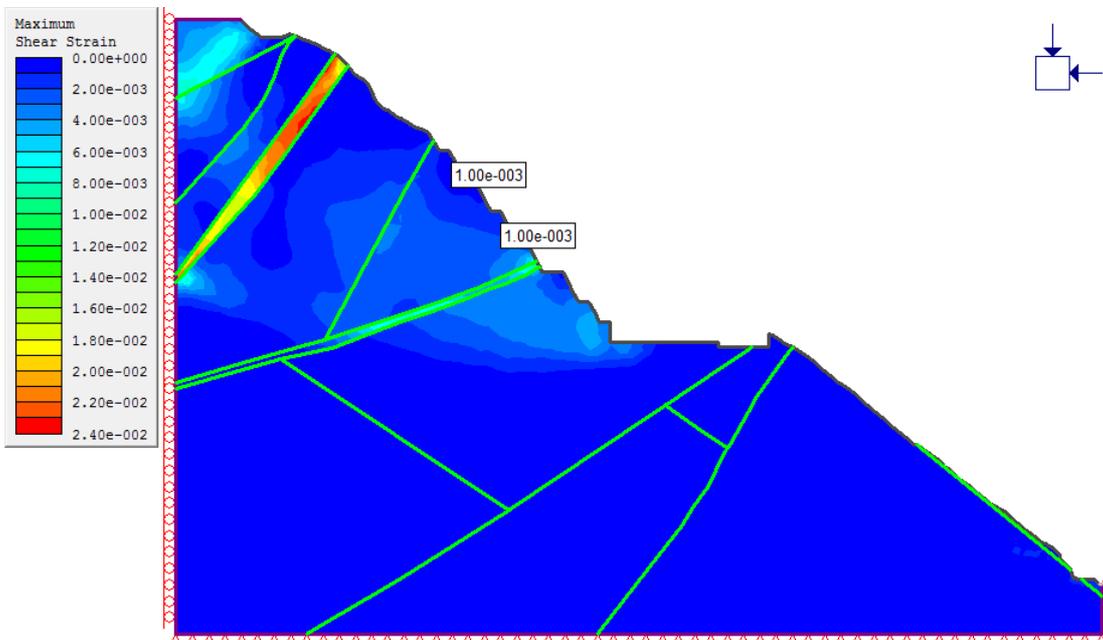


Figura XI.8. Deformación por cortante en la etapa de la formación de la superficie de ruptura – Sección K0+210.00.

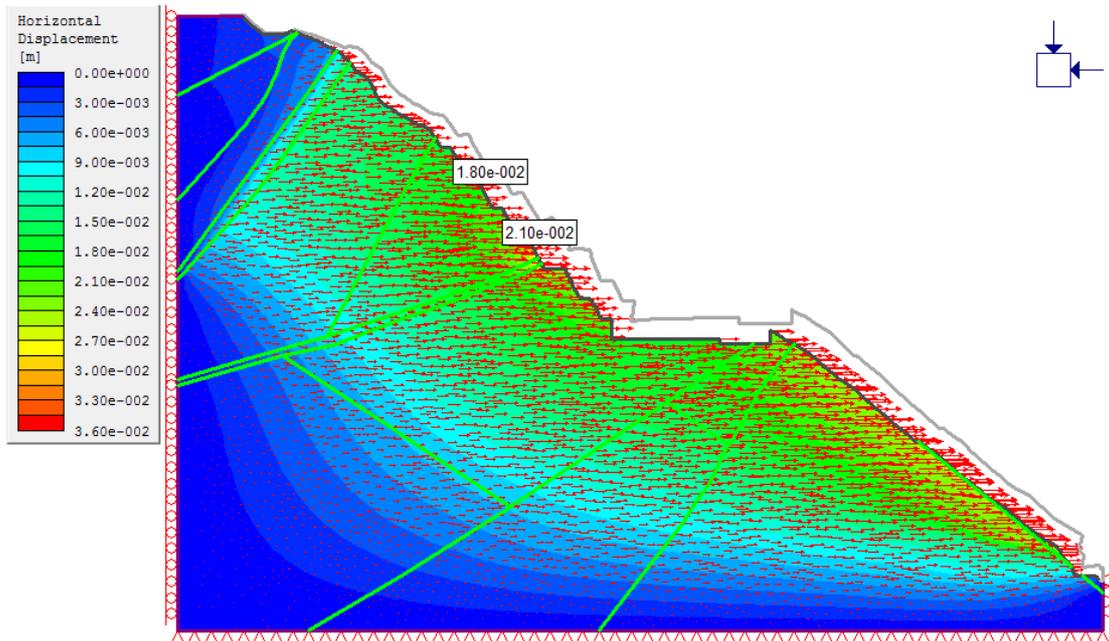


Figura XI.9. Desplazamientos horizontales antes de la formación de la superficie de ruptura – Sección K0+210.00.

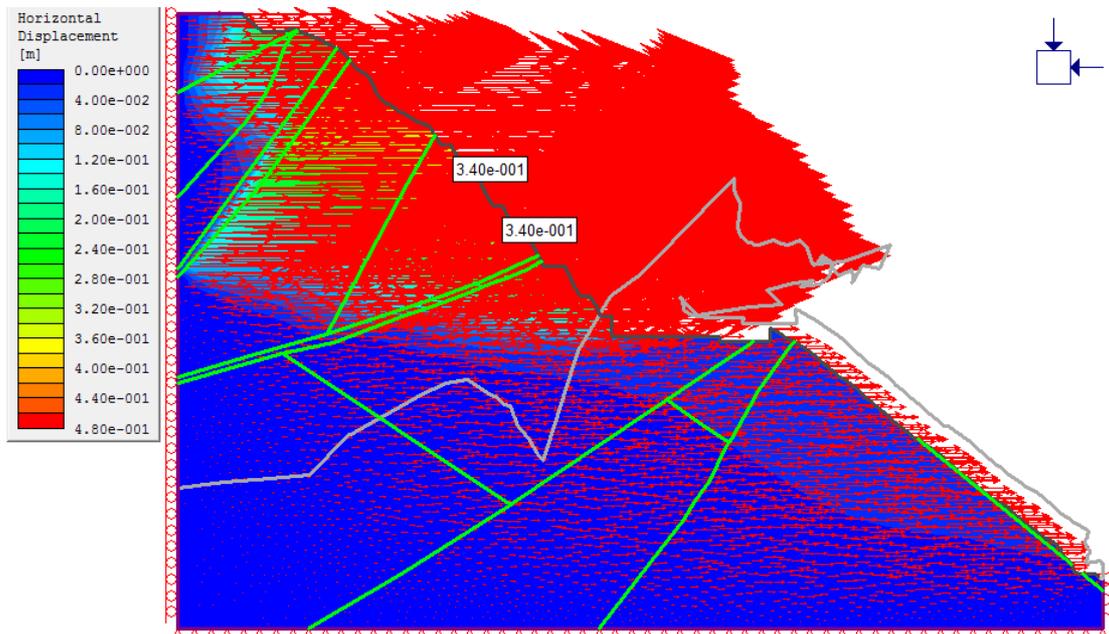
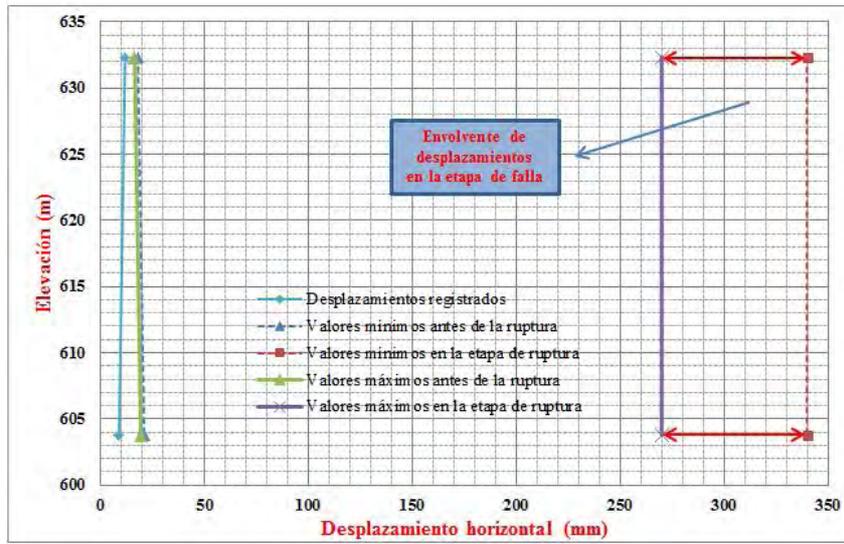


Figura XI.10. Desplazamientos horizontales en la etapa de la formación de la superficie de ruptura – Sección K0+210.00.



Gráfica XI.3. Envolvente de desplazamientos horizontales en la etapa de falla – Sección K0+210.00.

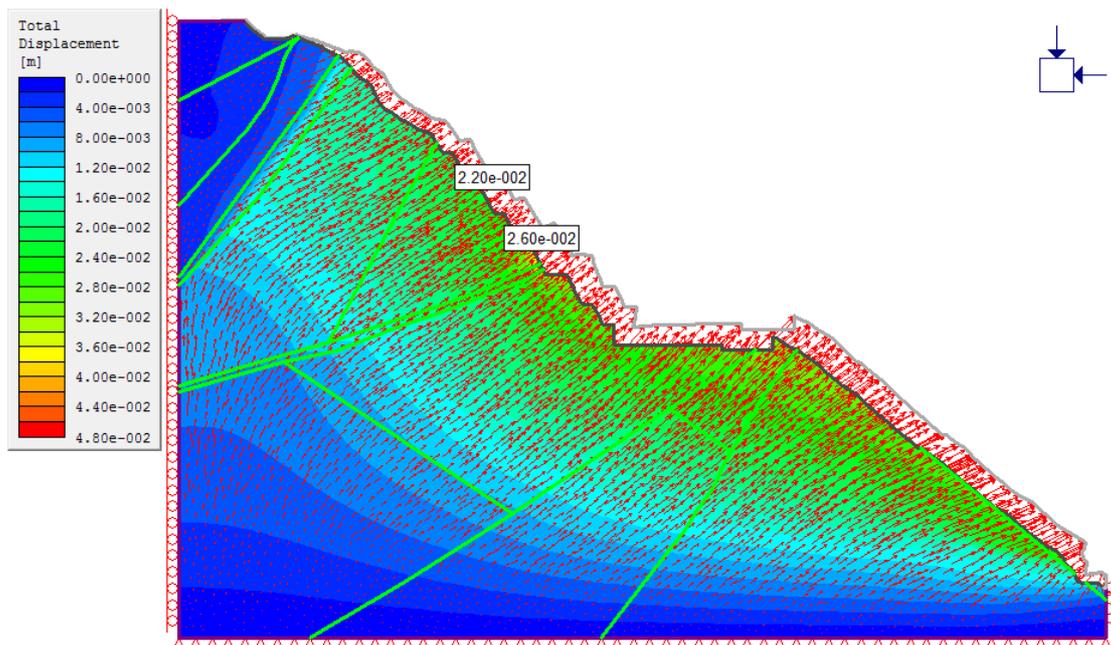


Figura XI.11. Desplazamientos totales en la etapa de la formación de la superficie de ruptura – Sección K0+210.00.

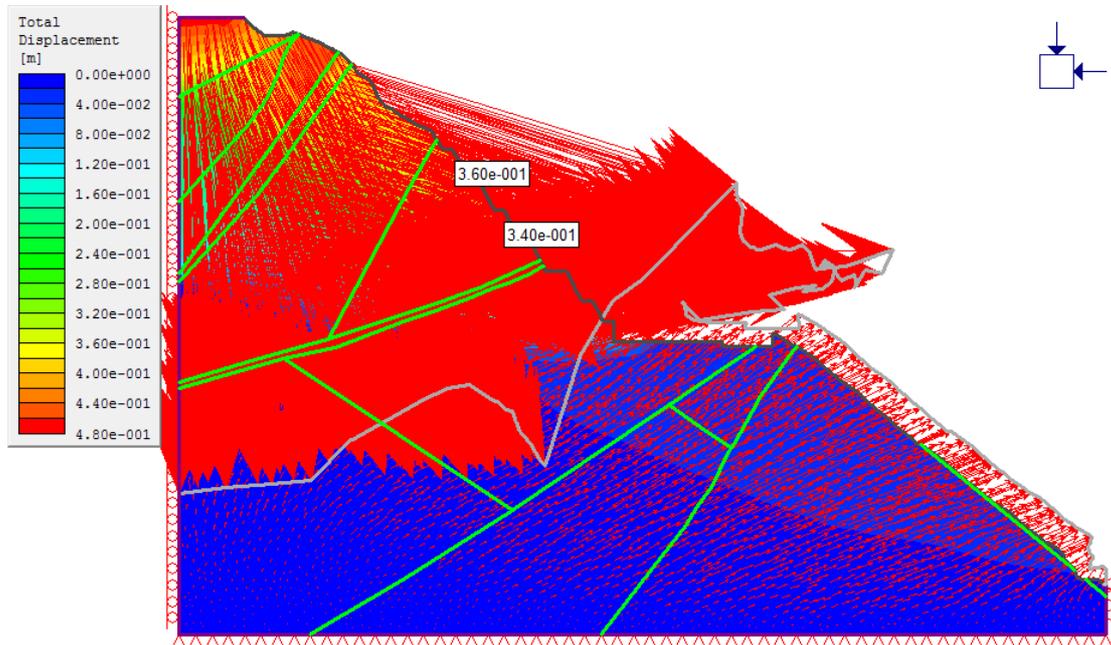
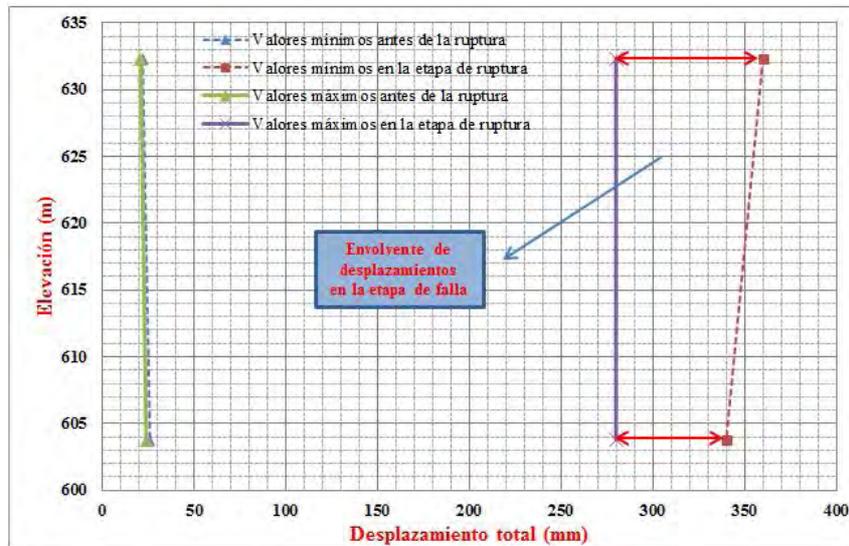


Figura XI.12. Desplazamientos totales en la etapa de la formación de la superficie de ruptura – Sección K0+210.00.



Gráfica XI.4. Envoltura de desplazamientos totales en la etapa de falla – Sección K0+210.00.

• SECCIÓN K0+270.00

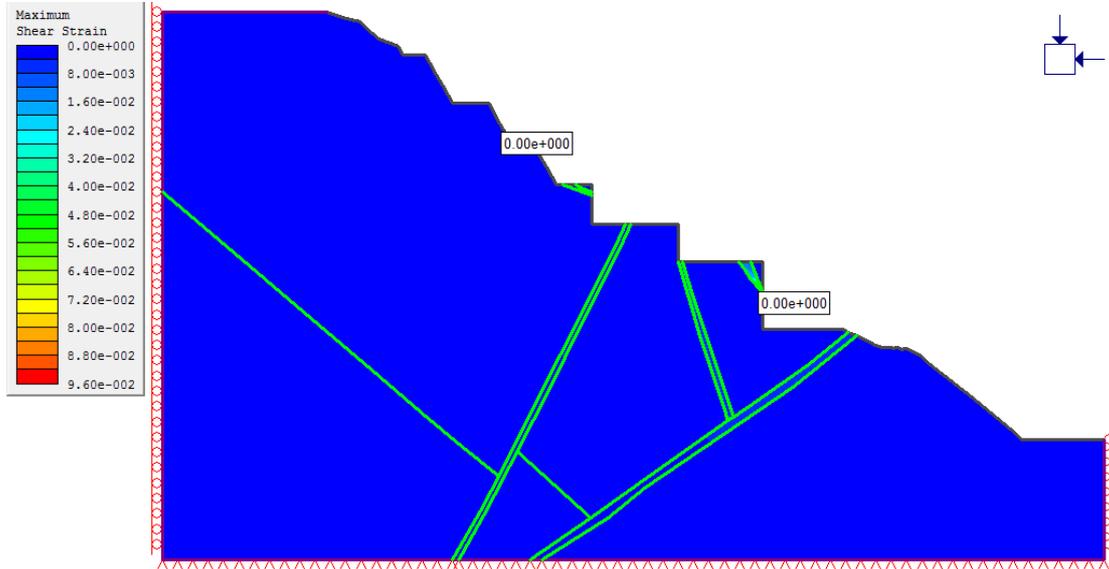


Figura XI.13. Deformación por cortante antes de la formación de la superficie de ruptura – Sección K0+270.00.

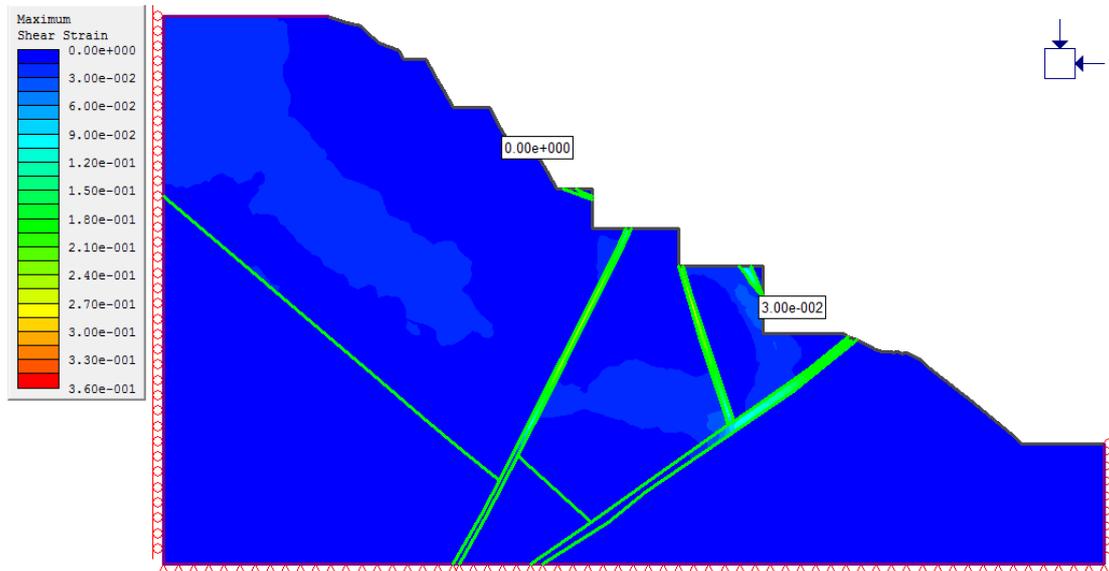


Figura XI.14. Deformación por cortante en la etapa de la formación de la superficie de ruptura – Sección K0+270.00.

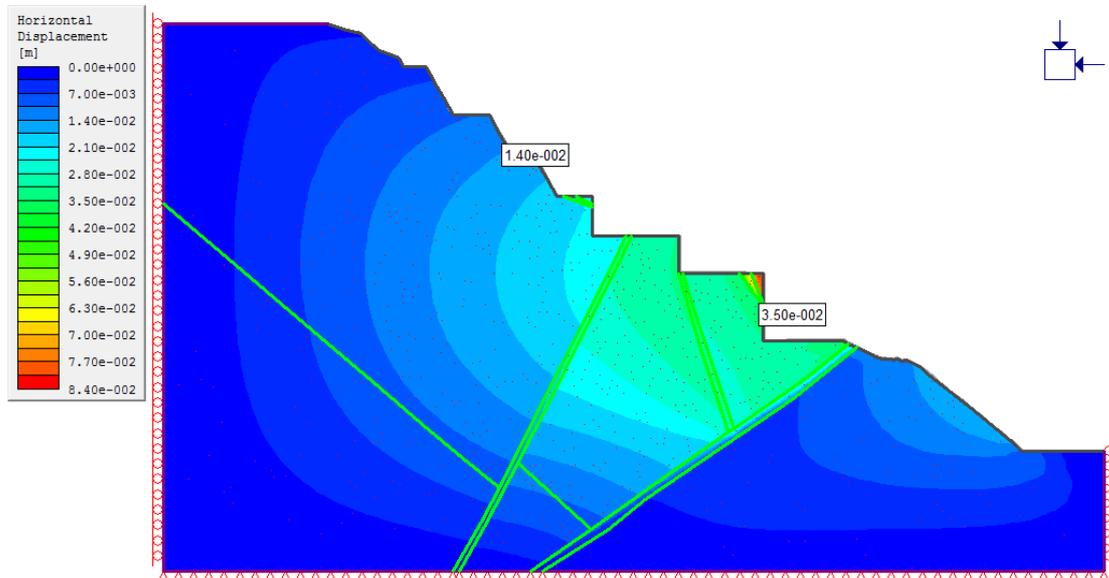


Figura XI.15. Desplazamientos horizontales antes de la formación de la superficie de ruptura – Sección K0+270.00.

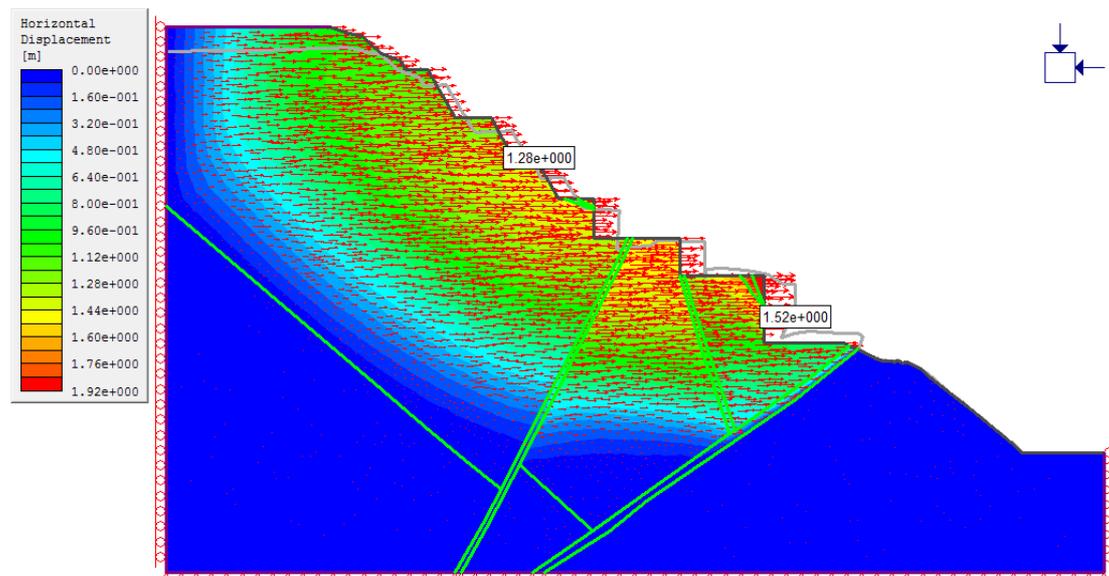
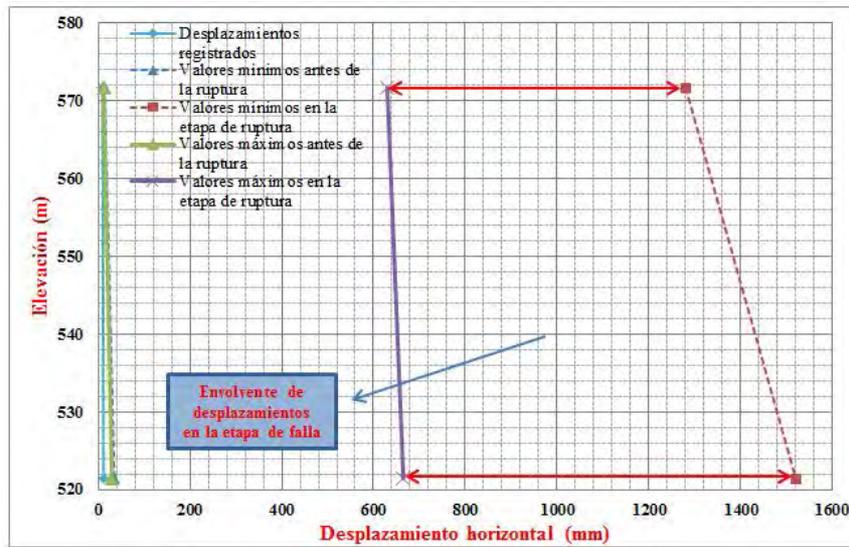


Figura XI.16. Desplazamientos horizontales en la etapa de la formación de la superficie de ruptura – Sección K0+270.00.



Gráfica XI.5. Envolvente de desplazamientos horizontales en la etapa de falla – Sección K0+270.00.

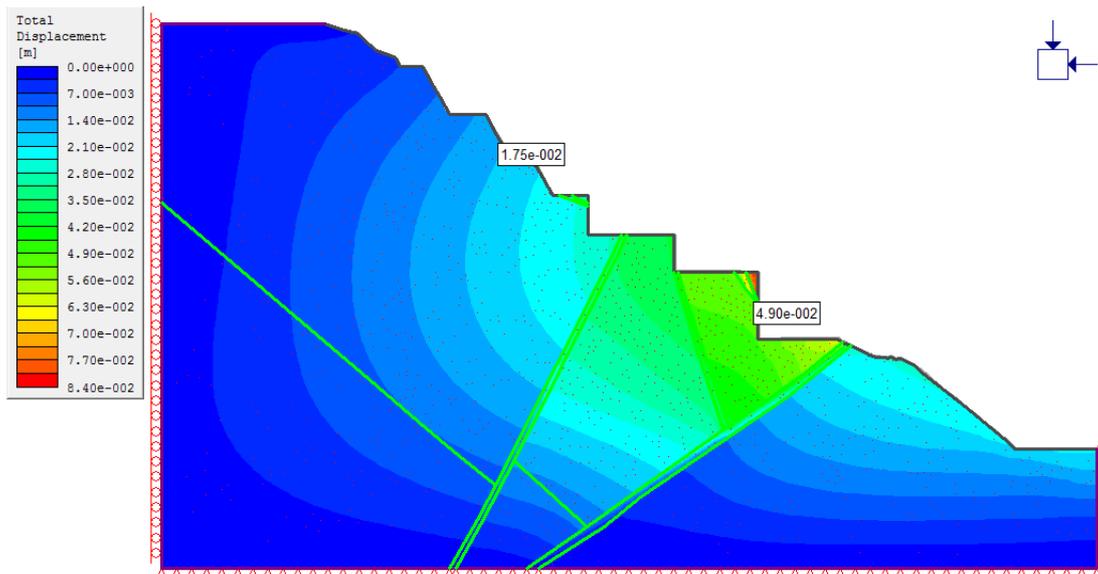


Figura XI.17. Desplazamientos totales en la etapa de la formación de la superficie de ruptura – Sección K0+270.00.

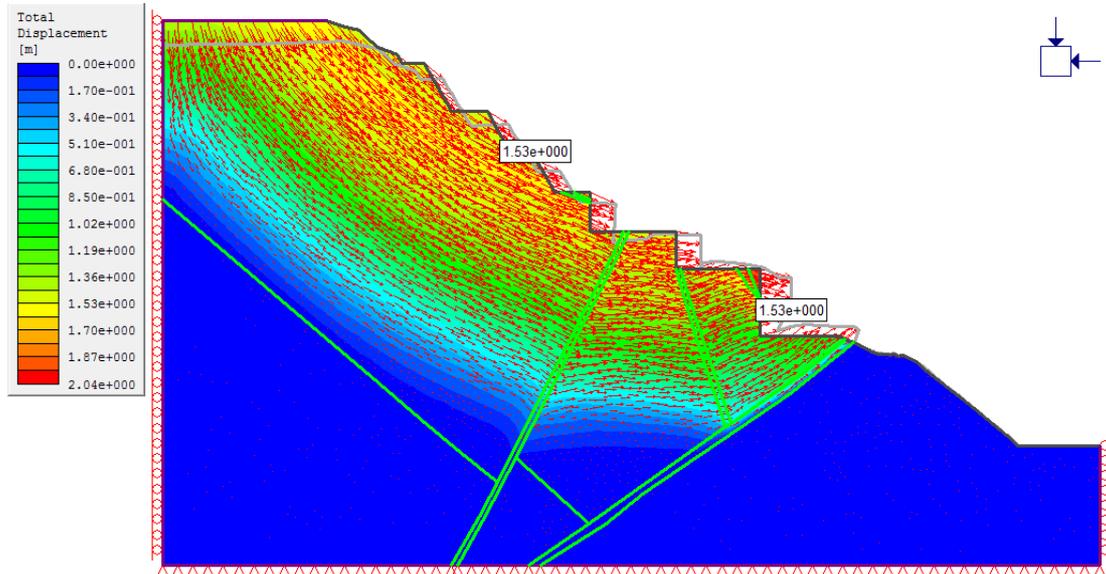
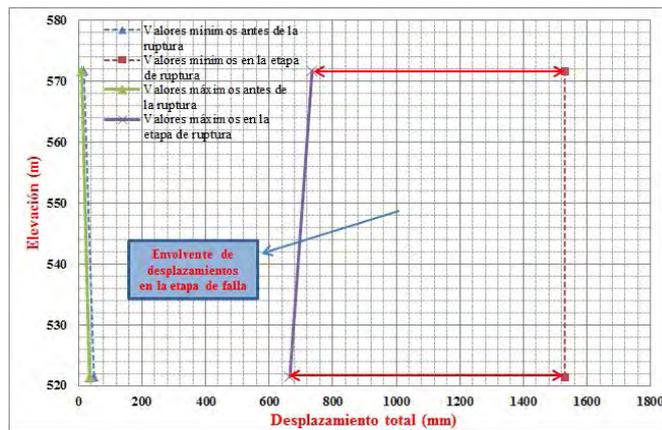


Figura XI.18. Desplazamientos totales en la etapa de la formación de la superficie de ruptura – Sección K0+270.00.



Gráfica XI.6. Envolvente de desplazamientos horizontales en la etapa de falla – Sección K0+270.00.

• SECCIÓN K0+335.00

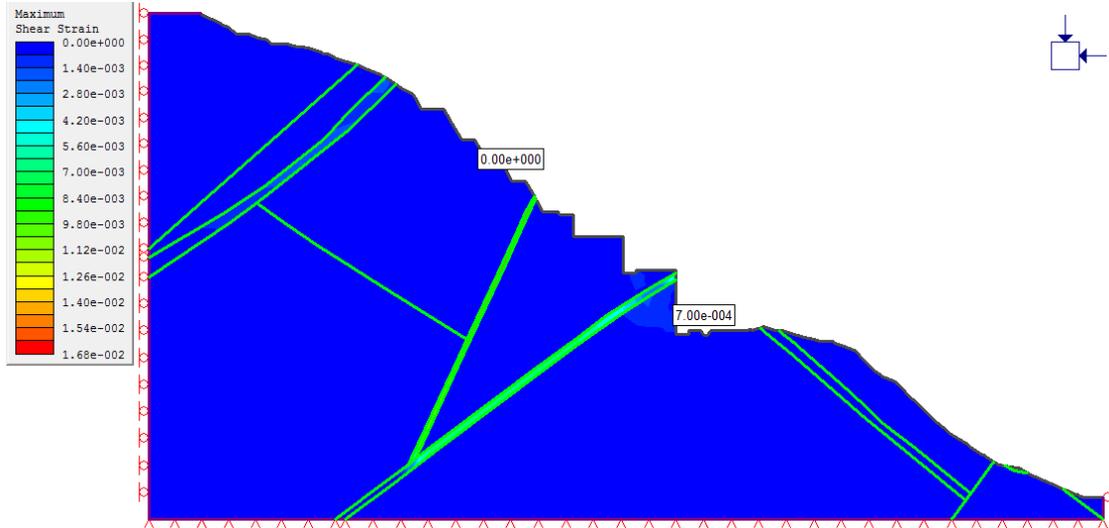


Figura XI.19. Deformación por cortante antes de la formación de la superficie de ruptura – Sección K0+335.00.

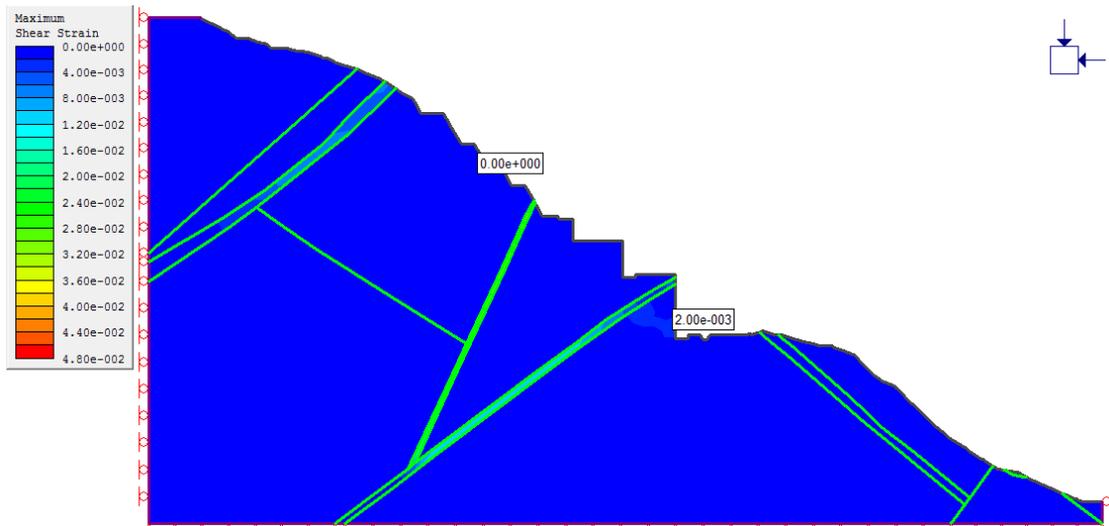


Figura XI.20. Deformación por cortante en la etapa de la formación de la superficie de ruptura – Sección K0+335.00.

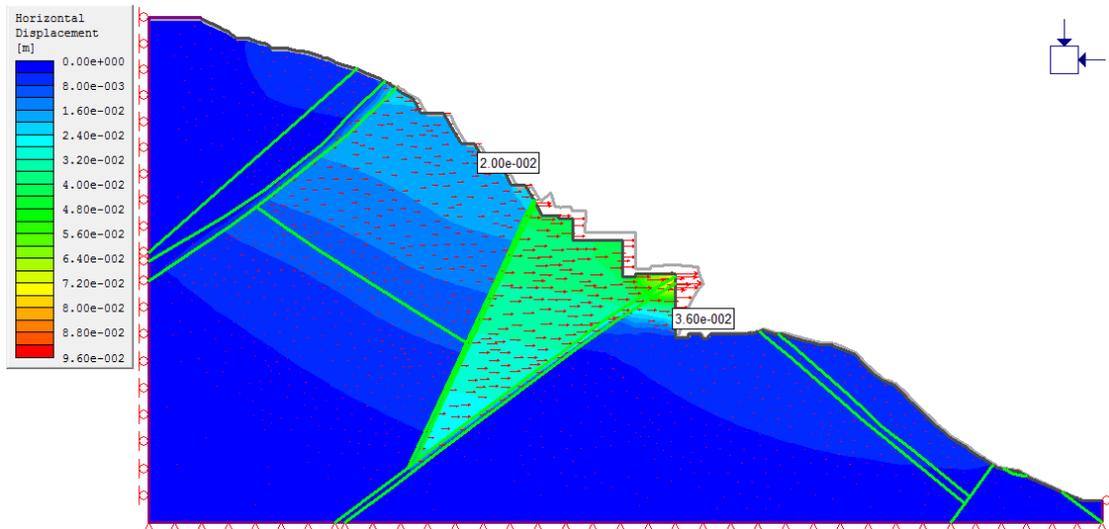


Figura XI.21. Desplazamientos horizontales antes de la formación de la superficie de ruptura – Sección K0+335.00.

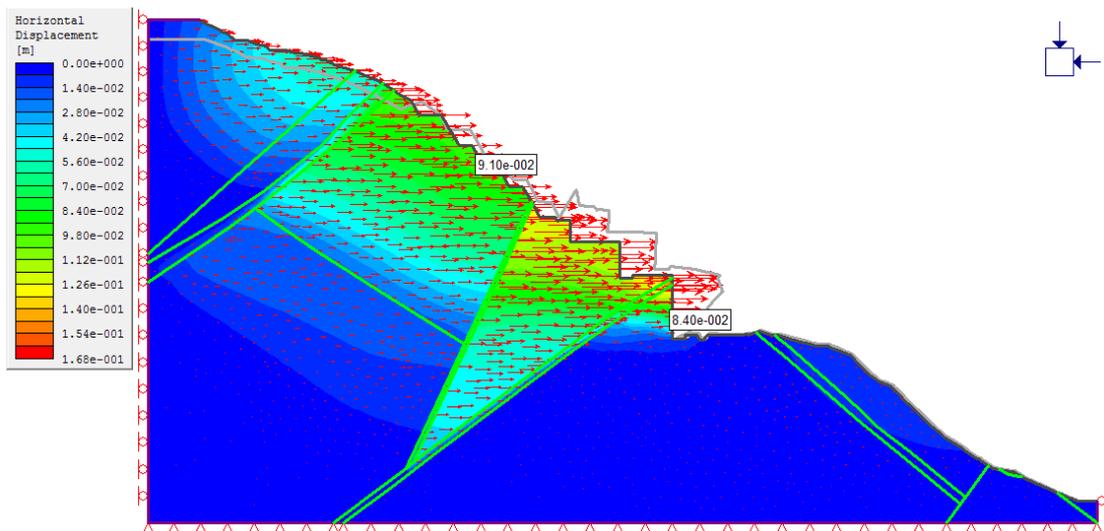
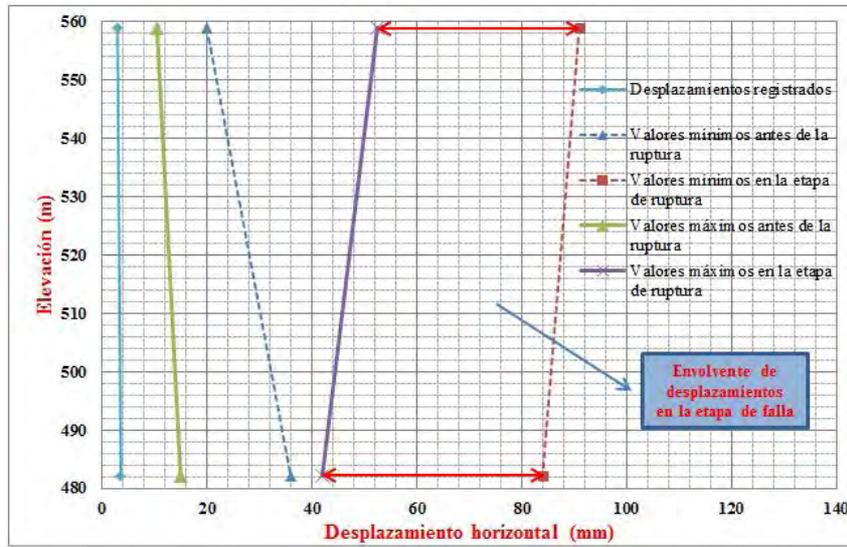


Figura XI.22. Desplazamientos horizontales en la etapa de la formación de la superficie de ruptura – Sección K0+335.00.



Gráfica XI.7. Envoltorio de desplazamientos horizontales en la etapa de falla – Sección K0+335.00.

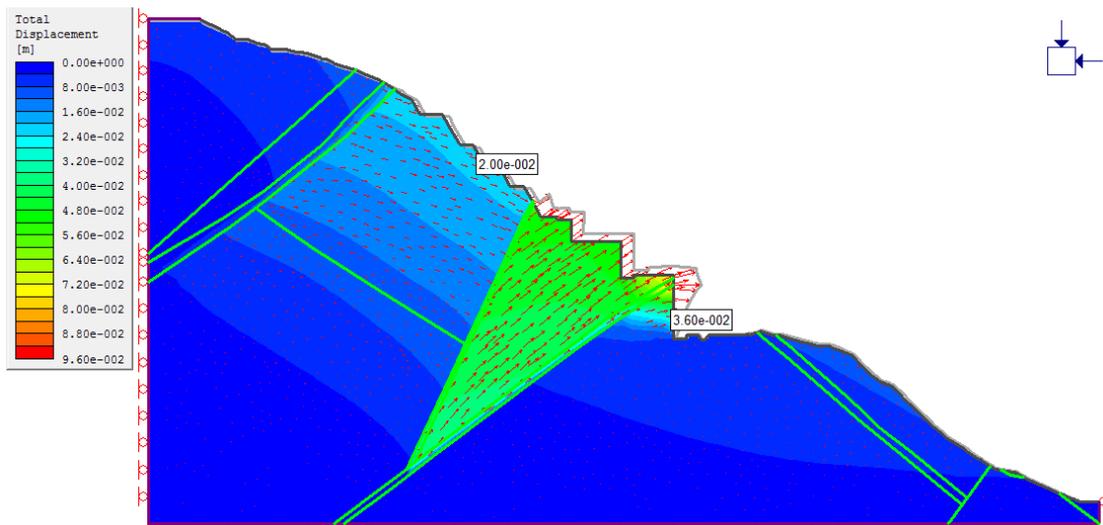


Figura XI.23. Desplazamientos totales en la etapa de la formación de la superficie de ruptura – Sección K0+335.00.

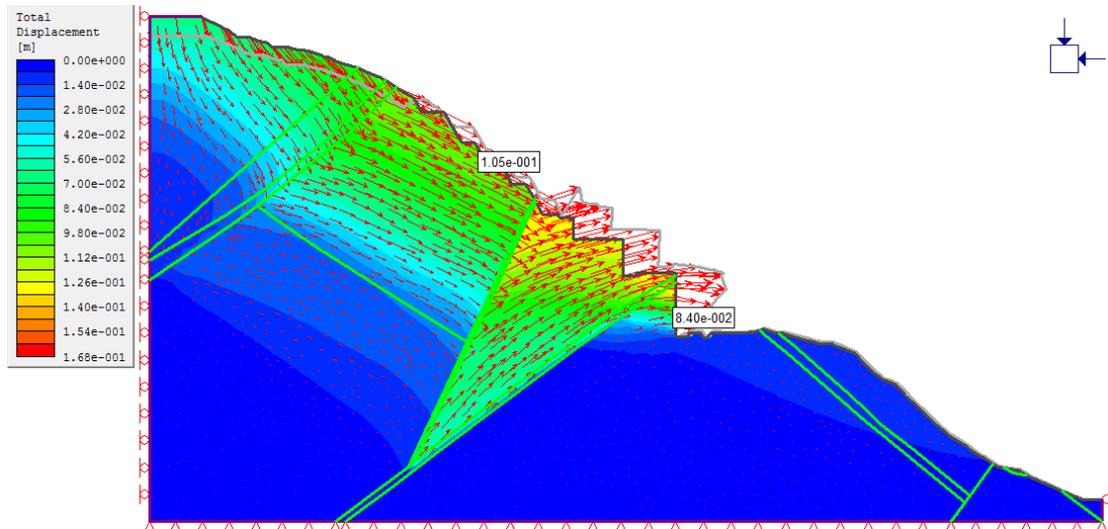
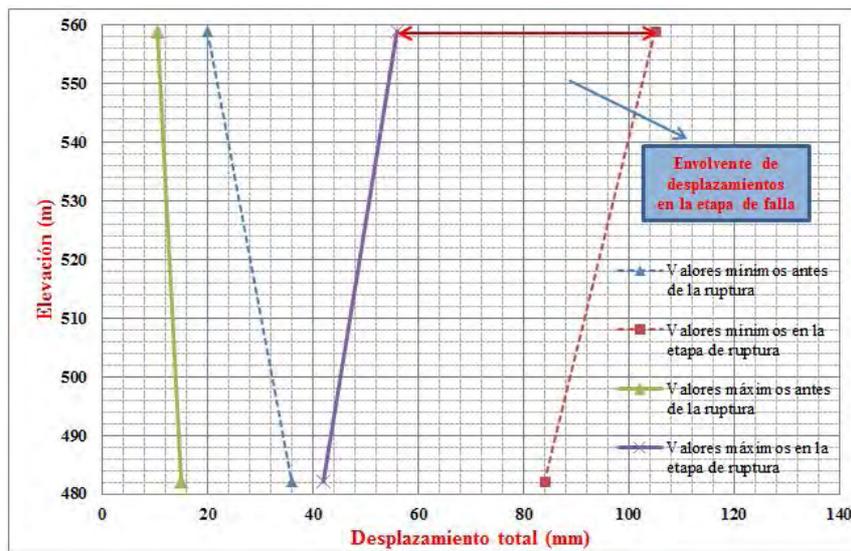


Figura XI.24. Desplazamientos totales en la etapa de la formación de la superficie de ruptura – Sección K0+335.00.



Gráfica XI.8. Envoltura de desplazamientos horizontales en la etapa de falla – Sección K0+335.00.

LISTA DE FIGURAS

✘ Capítulo 3

- Figura 3.1. Curvas esfuerzo-deformación, σ - ϵ_{ax} y ϵ_{ax} - ϵ_t , obtenidas del ensayo de compresión simple (González de Vallejo, 2002).
- Figura 3.2. Variación de la resistencia a la compresión en función de la forma y tamaño de la probeta (González de Vallejo, 2002).
- Figura 3.3. Representación gráfica de criterios de ruptura lineal y no lineal.
- Figura 3.4. Envolventes de ruptura del criterio de Hoek y Brown en función de los esfuerzos principales (a) y de los esfuerzos normal y tangencial (b). Representación de las diferentes condiciones de esfuerzo para ruptura de la matriz rocosa (González de Vallejo, 2002).

✘ Capítulo 4

- Figura 4.1. Esquema de los componentes y principio de medición de un inclinómetro.
- Figura 4.2. Esquema de un banco de nivel superficial.
- Figura 4.3. Esquema de un banco de nivel profundo.
- Figura 4.4. Piezómetro tipo Casagrande.

✘ Capítulo 5

- Figura 5.1. Localización del P.H. La Yesca.
- Figura 5.2. Provincias geológicas (Ortega, et al. 1992).
- Figura 5.3. Marco tectónico de la zona de subducción de la placa Farallón (EMG & VPJ, 2011).
- Figura 5.4. Marco tectónico actual del occidente de México. BNF.- Falla de Barra de Navidad, TZR.- Graben Tepic-Zacoalco, CR.- Graben de Colima, MG.- Graben de Manzanillo y CHG.- Graben de Chapala.
- Figura 5.5. Columna estratigráfica de la zona del embalse del P.H. La Yesca.
- Figura 5.6. Estereograma de la zona 1 donde se muestran las principales discontinuidades.
- Figura 5.7. Estereograma de la zona 2 ubicado en el pórfido andesítico Tda.
- Figura 5.8. Estereograma de la zona 3 muestra la formación de cuñas con salida del corte.
- Figura 5.9. Estereograma de la zona 4 discontinuidades al bajo de la falla Vertedor-1.
- Figura 5.10. Estereograma de la zona 5 predominan falla y diques con orientación E-W.
- Figura 5.11. Sismicidad registrada dentro de un radio de 60 Km con centro en el P.H. la Yesca, el círculo es el sismo de 1875 con magnitud estimada de 7.8° Richter.
- Figura 5.12. Ubicación general de los inclinómetros instalados en la obra de excedencias (GEIC, Octubre 2012).
- Figura 5.13. Ubicación general de las referencias superficiales instaladas en la obra de excedencias (GEIC, Octubre 2012).
- Figura 5.14. Ubicación de piezómetros abiertos instalados en la obra de excedencias (GEIC, Octubre 2012).

✘ Capítulo 6

- Figura 6.1. Sección geológica por el extensómetro ECV-8.
- Figura 6.2. Sección geológica por el extensómetro ECV-15.
- Figura 6.3. Sección geológica por el extensómetro ECV-32.
- Figura 6.4. Sección geológica por el extensómetro ECV-33.

- Figura 6.5. Sección geológica por el extensómetro ECV-12.
- Figura 6.6. Sección geológica por el extensómetro ECV-16.
- Figura 6.7. Sección geológica por el extensómetro ECV-19.
- Figura 6.8. Sección geológica por el extensómetro ECV-34.
- Figura 6.9. Sección geológica por el extensómetro ECV-35.
- Figura 6.10. Sección geológica por el extensómetro ECV-40.
- Figura 6.11. Sección geológica por el extensómetro ECV-41.
- Figura 6.12. Sección geológica por el extensómetro ECV-42.
- Figura 6.13. Malla correspondiente a la Sección K0-080.00, utilizada en la estimación del módulo de elasticidad.
- Figura 6.14. Detalle de la malla en la zona de los puntos de interés de la Sección K0-080.00.
- Figura 6.15. Propiedades de esfuerzos de campo.
- Figura 6.16. Asignación de materiales.
- Figura 6.17. Malla Sección K0-080.00 con propiedades de un solo material.
- Figura 6.18. Desplazamientos horizontales de la Sección K0-080.00 con propiedades de un solo material.
- Figura 6.19. Malla Sección K0-080.00 con propiedades de dos materiales.
- Figura 6.20. Desplazamientos horizontales de la Sección K0-080.00 con propiedades de dos materiales.
- Figura 6.21. Malla Sección K0-080.00 con propiedades de tres materiales.
- Figura 6.22. Desplazamientos horizontales de la Sección K0-080.00 con propiedades de tres materiales.
- Figura 6.23. Malla Sección K0-080.00 con propiedades de cuatro materiales.
- Figura 6.24. Desplazamientos horizontales de la Sección K0-080.00 con propiedades de cuatro materiales.
- Figura 6.25. Malla Sección K0-080.00 con propiedades de cinco materiales.
- Figura 6.26. Desplazamientos horizontales de la Sección K0-080.00 con propiedades de cinco materiales.
- Figura 6.27. Malla Sección K0-080.00 con propiedades de seis materiales.
- Figura 6.28. Desplazamientos horizontales de la Sección K0-080.00 con propiedades de seis materiales.
- Figura 6.29. Valor de GSI correspondiente al valor de E_m mínimo de la T_{mid} de la Sección K0-080.00.
- Figura 6.30. Valor de GSI correspondiente al valor de E_m máximo de la T_{mid} de la Sección K0-080.00.

✘ Capítulo 7

- Figura 7.1. Reducción de parámetros de la ignimbrita dacítica porfírica (T_{mid}).
- Figura 7.2. Deformación por cortante antes de la formación de la superficie de ruptura.
- Figura 7.3. Deformación por cortante en la etapa de la formación de la superficie de ruptura.
- Figura 7.4. Detalle de la formación de la superficie de ruptura.
- Figura 7.5. Desplazamientos horizontales antes de la formación de la superficie de ruptura.
- Figura 7.6. Desplazamientos horizontales en la etapa de la formación de la superficie de ruptura.
- Figura 7.7. Desplazamientos totales en la etapa de la formación de la superficie de ruptura.
- Figura 7.8. Desplazamientos totales en la etapa de la formación de la superficie de ruptura.

✘ Anexo II

- Figura II.1. Planta geológica de la zona del Vertedor – Instrumentación instalada.

✘ Anexo III

- Figura III.1. Sección Geológico-Geofísica Transversal al Eje del Vertedor (Cadenamiento K0-080.00)
- Figura III.2. Sección Geológica Transversal al Eje del Vertedor (Cadenamiento K0+120.00)
- Figura III.3. Sección Geológica Transversal al Eje del Vertedor (Cadenamiento K0+210.00).
- Figura III.4. Sección Geológica Transversal al Eje del Vertedor (Cadenamiento K0+270.00).
- Figura III.5. Sección Geológica Transversal al Eje del Vertedor (Cadenamiento K0+335.00).

✘ Anexo IV

- Figura IV.1. Vista frontal del talud izquierdo del canal Vertedor – Instrumentación instalada.

✘ Anexo VI

- Figura VI.1. Sección geológica a través del ICV-1.
- Figura VI.2. Sección geológica a través del ICV-2.
- Figura VI.3. Sección geológica a través del ICV-3.
- Figura VI.4. Sección geológica a través del ICV-4.
- Figura VI.5. Sección geológica a través del ICV-5.
- Figura VI.6. Sección geológica a través del ICV-6.
- Figura VI.7. Sección geológica a través del ICV-7.
- Figura VI.8. Sección geológica a través del ICV-8.
- Figura VI.9. Sección geológica a través del ICV-9.
- Figura VI.10. Sección geológica a través del ICV-10.
- Figura VI.11. Sección geológica a través del ICV-11.
- Figura VI.12. Sección geológica a través del ICV-12.

✘ Anexo VII

- Figura VII.1. Curvas de igual desplazamiento – Planta.

✘ Anexo VIII

- Figura VIII.1. Curvas de igual desplazamiento – Vista frontal.

✘ Anexo IX

- Figura IX.1. Rangos de valores del esfuerzo a compresión según el tipo de material.
- Figura IX.2. Geological Strength Index (GSI) basado en observaciones geológicas (*Hoek et al., 2002*).
- Figura IX.3. Lista de Valores m_i (*RockData 3.0, Rocscience, Inc*).
- Figura IX.4. Factor de alteración D (*RockData 3.0, Rocscience, Inc*).
- Figura IX.5. Parámetros de resistencia estimados en base al criterio de Hoek-Brown.

✘ Anexo XI

- Figura XI.1. Deformación por cortante antes de la formación de la superficie de ruptura – Sección K0+120.00.
- Figura XI.2. Deformación por cortante en la etapa de la formación de la superficie de ruptura – Sección K0+120.00.
- Figura XI.3. Desplazamientos horizontales antes de la formación de la superficie de ruptura – Sección K0+120.00.
- Figura XI.4. Desplazamientos horizontales en la etapa de la formación de la superficie de ruptura – Sección K0+120.00.
- Figura XI.5. Desplazamientos totales en la etapa de la formación de la superficie de ruptura – Sección K0+120.00.
- Figura XI.6. Desplazamientos totales en la etapa de la formación de la superficie de ruptura – Sección K0+120.00.
- Figura XI.7. Deformación por cortante antes de la formación de la superficie de ruptura – Sección K0+210.00.
- Figura XI.8. Deformación por cortante en la etapa de la formación de la superficie de ruptura – Sección K0+210.00.
- Figura XI.9. Desplazamientos horizontales antes de la formación de la superficie de ruptura – Sección K0+210.00.
- Figura XI.10. Desplazamientos horizontales en la etapa de la formación de la superficie de ruptura – Sección K0+210.00.
- Figura XI.11. Desplazamientos totales en la etapa de la formación de la superficie de ruptura – Sección K0+210.00.
- Figura XI.12. Desplazamientos totales en la etapa de la formación de la superficie de ruptura – Sección K0+210.00.
- Figura XI.13. Deformación por cortante antes de la formación de la superficie de ruptura – Sección K0+270.00.
- Figura XI.14. Deformación por cortante en la etapa de la formación de la superficie de ruptura – Sección K0+270.00.
- Figura XI.15. Desplazamientos horizontales antes de la formación de la superficie de ruptura – Sección K0+270.00.
- Figura XI.16. Desplazamientos horizontales en la etapa de la formación de la superficie de ruptura – Sección K0+270.00.
- Figura XI.17. Desplazamientos totales en la etapa de la formación de la superficie de ruptura – Sección K0+270.00.
- Figura XI.18. Desplazamientos totales en la etapa de la formación de la superficie de ruptura – Sección K0+270.00.
- Figura XI.19. Deformación por cortante antes de la formación de la superficie de ruptura – Sección K0+335.00.
- Figura XI.20. Deformación por cortante en la etapa de la formación de la superficie de ruptura – Sección K0+335.00.
- Figura XI.21. Desplazamientos horizontales antes de la formación de la superficie de ruptura – Sección K0+335.00.
- Figura XI.22. Desplazamientos horizontales en la etapa de la formación de la superficie de ruptura – Sección K0+335.00.
- Figura XI.23. Desplazamientos totales en la etapa de la formación de la superficie de ruptura – Sección K0+335.00.
- Figura XI.24. Desplazamientos totales en la etapa de la formación de la superficie de ruptura – Sección K0+335.00.

LISTA DE FOTOGRAFÍAS

✘ Capítulo 4

- Fotografía 4.1. Extensómetro de barra.
- Fotografía 4.2. Cabezal de extensómetro de barras.
- Fotografía 4.3. Colocación de cabezal y anclas de sujeción. Arriba cabezal terminado, abajo taquetes de acero (*EMG- GEIC, Mayo 2010*).
- Fotografía 4.4. Colocación de cimbra, arriba izquierda corte de cimbra en sitio, abajo izquierda medición de distancias regulares, derecha cimbra diagonal (*EMG-GEIC, Mayo 2010*).
- Fotografía 4.5. Equipos utilizados en mediciones de inclinometría.
- Fotografía 4.6. Medición de juntas tridimensionales.
- Fotografía 4.7. Ejes de referencia X, Y y Z del medidor de juntas tridimensionales.

LISTA DE TABLAS

✘ Capítulo 3

- Tabla 3.1. Valores de calidad de roca en relación con el RQD.
- Tabla 3.2. Valores máximos correspondientes a los parámetros geotécnicos.
- Tabla 3.3. Clasificación de RMR de la calidad de roca.
- Tabla 3.4. Correlación entre módulo de deformabilidad y calidad de roca.
- Tabla 3.5. Guía para la estimación del factor de alteración del criterio de Hoek y Brown, D (*Hoek et al., 2002*).
- Tabla 3.6. Estimación del GSI, basado en observaciones geológicas (*Hoek et al., 2002*).

✘ Capítulo 5

- Tabla 5.1. Unidades geotécnicas de la Margen Izquierda del P. H. La Yesca Jal.-Nay.
- Tabla 5.2. Valores promedios de la unidad Tmid, Dacita Porfídica.
- Tabla 5.3. Valores promedios de la unidad Tmird, Dacita Fluidal.
- Tabla 5.4. Clasificación ingenieril de la roca intacta de la margen izquierda.
- Tabla 5.5. Parámetros de resistencia de discontinuidades a nivel superficial de la margen izquierda.
- Tabla 5.6. Valores de RQD de la Margen Izquierda del P. H. La Yesca Jal.-Nay
- Tabla 5.7. Resumen de clasificación geomecánica de las unidades de la margen izquierda (previo a la construcción).
- Tabla 5.8. Resumen parámetros de resistencia Vertedor P. H. La Yesca.
- Tabla 5.9. Plan y avance del sistema de auscultación al 01 de Octubre del 2012 en Obras de Excedencias.
- Tabla 5.10. Desplazamientos de los extensómetros de barras instalados en la Obra de Excedencias.
- Tabla 5.11. Desplazamientos de los inclinómetros instalados en la Obra de Excedencias.

✘ Capítulo 6

- Tabla 6.1. Parámetros de resistencia de las distintas unidades litológicas.
- Tabla 6.2. Valores de las estimaciones de los módulos de deformabilidad.
- Tabla 6.3. GSI correspondientes a la Dacita Porfídica (Tmid).

✘ Capítulo 7

- Tabla 7.1. Zonificación de los módulos de deformabilidad con rango de valores similares.
- Tabla 7.2. Rango de desplazamientos horizontales y totales permisibles con las distintas permutaciones.

✘ Anexo I

- Tabla I.1. RMR correspondiente a la Riolita Brechoide Decomprimida.

✘ Anexo V

- Tabla V.1. Resumen de desplazamientos registrados por los extensómetros e inclinómetros instalada en obra.

✘ Anexo X

- Tabla X.1. GSI correspondientes a la Dacita Fluidal (Tmird).
- Tabla X.2. GSI correspondientes al Dique Andesítico (Tda).
- Tabla X.3. GSI correspondientes a Zonas de Falla.
- Tabla X.4. GSI correspondientes a la Dacita-Riolita Brechoide (Tmbr).
- Tabla X.5. GSI correspondientes a la Toba Vítreo (Tmts).
- Tabla X.6. GSI correspondientes al Dique Diabásico (Qdd).

LISTA DE GRÁFICOS

✘ Capítulo 3

- Gráfica 3.1. Correlación entre la calidad RMR y el módulo de deformabilidad del macizo (*Sánchez Fermín, 2012*).
- Gráfica 3.2. Ecuación simplificada de Hoek-Diederichs para la estimación empírica del módulo de deformación de la masa de roca entorno al Geogical Strength Index (GSI).
- Gráfica 3.3. Ecuación de Hoek-Diederichs para la estimación empírica del módulo de deformación de la masa de roca entorno al Geogical Strength Index (GSI) y el módulo de roca intacta (E_i).

✘ Capítulo 6

- Gráfica 6.1. Desplazamiento del extensómetro de barras ECV-8.
- Gráfica 6.2. Desplazamiento del extensómetro de barras ECV-15.
- Gráfica 6.3. Desplazamiento del extensómetro de barras ECV-32.
- Gráfica 6.4. Desplazamiento del extensómetro de barras ECV-33.
- Gráfica 6.5. Desplazamiento del extensómetro de barras ECV-12.
- Gráfica 6.6. Desplazamiento del extensómetro de barras ECV-16.
- Gráfica 6.7. Desplazamiento del extensómetro de barras ECV-19.
- Gráfica 6.8. Desplazamiento del extensómetro de barras ECV-34.
- Gráfica 6.9. Desplazamiento del extensómetro de barras ECV-35.
- Gráfica 6.10. Desplazamiento del extensómetro de barras ECV-40.
- Gráfica 6.11. Desplazamiento del extensómetro de barras ECV-41 (Barra más profunda).
- Gráfica 6.12. Desplazamiento del extensómetro de barras ECV-42.
- Gráfico 6.13. Desplazamiento horizontal de las unidades Tda, Tmird y Tmid.
- Gráfico 6.14. Tendencia de comportamiento de los desplazamientos obtenidos (un material).
- Gráfico 6.15. Tendencia de comportamiento de los desplazamientos obtenidos (dos materiales).
- Gráfico 6.16. Tendencia de comportamiento de los desplazamientos obtenidos (tres materiales).
- Gráfico 6.17. Tendencia de comportamiento de los desplazamientos obtenidos (cuatro materiales).
- Gráfico 6.18. Tendencia de comportamiento de los desplazamientos obtenidos (cinco materiales).
- Gráfico 6.19. Tendencia de comportamiento de los desplazamientos obtenidos (seis materiales).
- Gráfica 6.20. Comportamiento del módulo de deformación de la Dacita Porfídica (Tmid) entorno al Geogical Strength Index (GSI).

✘ Capítulo 7

- Gráfica 7.1. Envoltente de desplazamientos horizontales en la etapa de falla.
- Gráfica 7.2. Envoltente de desplazamientos totales en la etapa de falla.

✘ Anexo X

- Gráfica X.1. Comportamiento del módulo de deformación de la Dacita Fluidal (Tmrid) entorno al Geogical Strength Index (GSI).
- Gráfica X.2. Comportamiento del módulo de deformación del Dique Andesítico (Tda) entorno al Geogical Strength Index (GSI).
- Gráfica X.3. Comportamiento del módulo de deformación de Zona de Falla entorno al Geogical Strength Index (GSI).
- Gráfica X.4. Comportamiento del módulo de deformación de la Dacita-Riolita Brechoide (Tmbr) entorno al Geogical Strength Index (GSI).
- Gráfica X.5. Comportamiento del módulo de deformación de la Toba Vítreo (Tmts) entorno al Geogical Strength Index (GSI).
- Gráfica X.6. Comportamiento del módulo de deformación del Dique Diabásico (Qdd) entorno al Geogical Strength Index (GSI).

✘ Anexo XI

- Gráfica XI.1. Envoltente de desplazamientos horizontales en la etapa de falla – Sección K0+120.00.
- Gráfica XI.2. Envoltente de desplazamientos totales en la etapa de falla – Sección K0+120.00.
- Gráfica XI.3. Envoltente de desplazamientos horizontales en la etapa de falla – Sección K0+210.00.
- Gráfica XI.4. Envoltente de desplazamientos totales en la etapa de falla – Sección K0+210.00.
- Gráfica XI.5. Envoltente de desplazamientos horizontales en la etapa de falla – Sección K0+270.00.
- Gráfica XI.6. Envoltente de desplazamientos horizontales en la etapa de falla – Sección K0+270.00.
- Gráfica XI.7. Envoltente de desplazamientos horizontales en la etapa de falla – Sección K0+335.00.
- Gráfica XI.8. Envoltente de desplazamientos horizontales en la etapa de falla – Sección K0+335.00.