



FACULTAD DE INGENIERIA

**ANALISIS DE ESTABILIDAD DEL EMPOTRAMIENTO IZQUIERDO DEL
VERTEDOR P.H. EL CAJON, NAYARIT MEDIANTE LA TECNICA DEL
ELEMENTO FINITO.**

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A N :

CAROLINA RUIZ ESPINOZA

Y

CESAR RAMIREZ RAMIREZ

DIRECTOR DE TESIS: M. I. Reginaldo Hernández Romero.





Universidad Nacional
Autónoma de México



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 Dios:

*Por haberme permitido llegar a culminar una de mis metas
y poder compartirla con mis seres queridos.*

A mis padres: Guadalupe e Higinio

*Por haberme brindado su amor, apoyo y comprensión en todos estos años,
porque sin sus consejos, no hubiera sido posible realizar mis sueños,
porque sin ustedes no estaría en donde hoy me encuentro.*

A mis hermanos: Shofas, Marco, Pita y Paty

Por su apoyo y cariño.

A mi hija: Carito

*Porque ella fue mi más grande incentivo,
y seguirá siendo la luz de mi vida.*

A mis bebés: Cesar Alejandro y Diego Emmanuel

Por haber llegado a mi vida.

A César Ramírez Ramírez

*Por su apoyo en las buenas
y malas, pero sobre todo por su confianza.*

A mi asesor de tesis: M. I. Reginaldo Hernández Romero

Por su tiempo invertido en mí y el apoyo para culminar este proyecto.

A la UNAM:

*Que fue quien me dio mi formación profesional y a quien espero retribuir
todo lo que me ha dado, esperando siempre poner en alto su nombre.*

A mis amigos y familiares

A todas las personas que estuvieron cerca de mí y me brindaron su confianza y apoyo.

Atte. Carolina Ruiz Espinoza.

Agradecimientos

Agradezco a Dios

Por darme la vida, la salud y las fuerzas necesarias para salir adelante en esta empresa personal la cual no ha sido fácil pero que ya culmina.

A mis padres Pedro y Manuela

Porque a pesar de la distancia que nos separa se que siempre estuvieron al pendiente de mi y me demostraron siempre que algo que se empieza se debe tener la convicción personal para terminarlo.

A mis hermanos Alfredo, Hugo, Argelia

Por estar conmigo apoyándome y siempre interesados en mis progresos escolares, les agradezco su ejemplo de dedicación al estudio

A Carito tigrito a Cesarin Chapulín y a Dieguito Borreguito

Por ser la luz de mi vida y el motor mas grande para progresar, gracias mis niños por ese impulso de vida que me dan.

A la familia Ruiz Espinoza

Por apoyarme en todos los sentidos, y hacerme sentir parte de uno de ustedes

A Carolina Ruiz Espinoza

Porque culminamos esta meta, y espero que sean muchas mas de aquí para adelante, gracias por estar conmigo

Al M. I. Reginaldo Hernández Romero

Por sus valiosas aportaciones en el desarrollo de la presente tesis

A la UNAM

Por el apoyo brindado en mi formación profesional la cual es una gran herramienta en estos tiempos tan competitivos

Y a todos aquellos que nos ayudaron para lograr esta meta, gracias.

Atte. César Ramírez Ramírez.

Pensamiento.

En esta aventura de vida que iniciamos hace ya unos años ha habido de todo y más, y quiero decirte que nuestra experiencia mutua se ha enriquecido con nuestra propias vivencias, que han calado el alma y seguirán haciéndolo ya que de esto se trata la vida aun a costa de lo que queremos o sentimos, momentos duros y a veces mágicos han conformado nuestra historia.

Te pido me des tu mano y afrontemos juntos el futuro que trazamos en el presente.....vivamos la vida en toda su extensión.

Te amo Caro.

S.S.

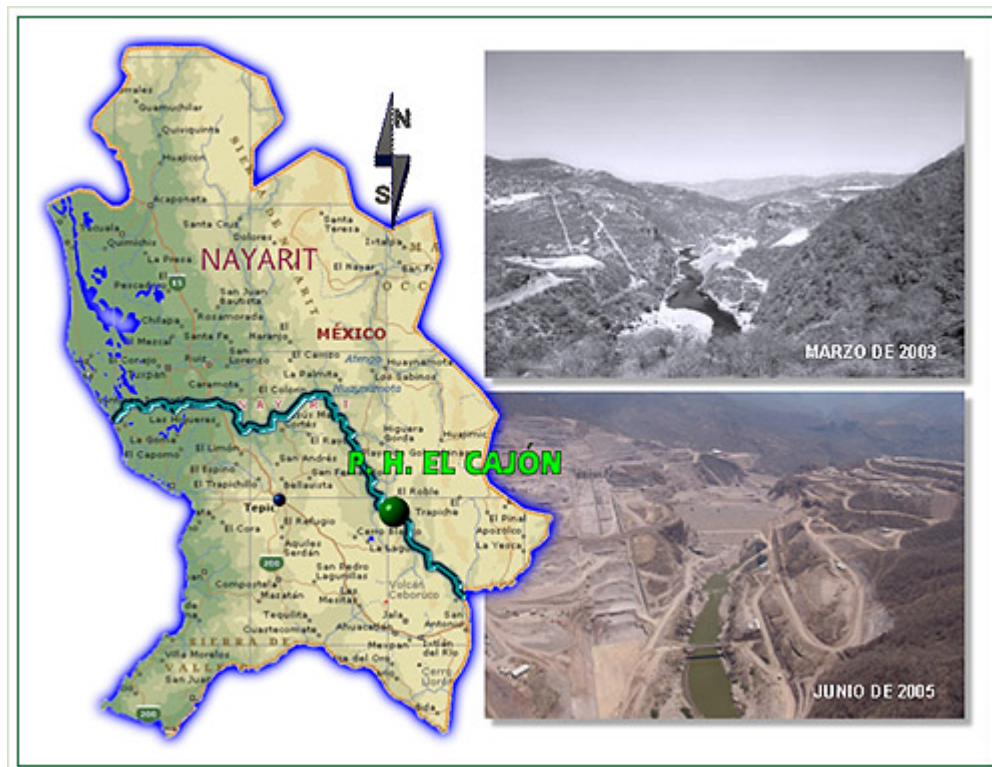
INTRODUCCION	2
I.- ANTECEDENTES	9
I.1 INFORMACION GENERAL	9
I.1.1 NATURALEZA DEL PROYECTO	9
I.2 IMPORTANCIA DE LA HIDROELECTRICIDAD EN EL SISTEMA ELECTRICO NACIONAL	9
I.3 EVOLUCION DE LA OFERTA Y LA DEMANDA DE ENERGIA ELECTRICA	10
I.4 OBJETIVOS	12
II.- GENERALIDADES DEL PROYECTO	14
II.1 UBICACIÓN	14
II.2 GEOLOGIA	14
II.2.1 OBJETIVO Y ALCANCE DE LOS ESTUDIOS.	15
II.2.2 GEOLOGÍA DEL SITIO.	17
II.2.3 LITOLOGÍA.	18
II.2.4 PRINCIPALES DISCONTINUIDADES.	20
II.2.4.1 FALLAS.	21
II.2.4.2 DIQUES.	29
II.2.4.3 FRACTURAS.	30
II.2.5. SEUDOESTRATIFICACION.	31
II.3 CARACTERISTICAS PARTICULARES DEL PROYECTO	31
II.4 DESCRIPCION DE OBRAS Y ACTIVIDADES PRINCIPALES	32
II.4.1 OBRAS DE DESVIO	33
II.4.2 OBRAS DE CONTENCION	34
II.4.3 OBRAS DE EXCEDENCIAS	36
II.4.4 OBRAS DE GENERACION	36
III EXCAVACION DEL VERTEDOR DE EXCEDENCIAS	40
III.1 PROGRAMA DE EXCAVACION DEL VERTEDOR	40
III.1.1 EXCAVACION A CIELO ABIERTO SIN USO DE EXPLOSIVOS	41
III.1.2 EXCAVACION CON USO DE EXPLOSIVOS	41
III.1.3 ACTIVIDADES INCLUIDAS EN LA EXCAVACION	42
III.2 DISEÑO DE VOLADURAS.	43
III.2.1 GENERALIDADES DE EXPLOSIVOS	45
III.2.2 VOLADURAS A CIELO ABIERTO	48
III.2.3 DISEÑO Y CALCULO DE VOLADURAS A CIELO ABIERTO	49
III.2.4 MUESTRA DE UN MAL DISEÑO DE VOLADURA	58
IV. ANALISIS DE LA INESTABILIDAD DEL EMPOTRAMIENTO IZQUIERDO DEL VERTEDOR.	60
IV.1 EFECTO DE LAS VOLADURAS EN LA INESTABILIDAD DEL EMPOTRAMIENTO	60
IV.2 MEDICIONES DE DESPLAZAMIENTOS (INCLINAMIENTOS)	68
IV.3 ANALISIS DE INESTABILIDAD MEDIANTE EL ELEMENTO FINITO	72
IV.4 TRABAJOS DE ESTABILIZACION	82
V. CONCLUSIONES.	93

INTRODUCCION

En Nayarit la Sierra Madre Occidental adopta formas insólitas, se eleva en cumbres y picachos y se precipita en barrancas y cañones como los que forma el río Santiago, una de las arterias fluviales más importantes del país. Este río generoso proviene de lago de Chapala, donde a su vez desagua el río Lerma que nace en el valle de Toluca y recorre todo el centro de México.

La cuenca del sistema Lerma-Chapala-Santiago cubre una superficie de 125,555 km², de los cuales 30 por ciento pertenecen al río Lerma, 8 por ciento al lago de Chapala y 62 por ciento al río Santiago, lo que representa 6.4 por ciento del territorio nacional. La orografía de la zona hace al río Santiago depositario de los escurrimientos de toda la sierra que, aun captados para su uso agrícola y urbano, son suficientes para generar energía eléctrica. Esto hace del río Santiago una fuente de energía inagotable para México. No en balde alimenta las hidroeléctricas de Santa Rosa, en Jalisco, y Aguamilpa en el mismo Nayarit.

El Proyecto Hidroeléctrico El Cajón forma parte del Sistema Hidrológico Santiago, el cual comprende 27 proyectos con un potencial hidroenergético de 4 mil 300 MW. De este sistema, sólo se ha desarrollado 32%, representado por la construcción de seis centrales. El Cajón ocupa el segundo lugar en potencia y generación, después de la Central de Aguamilpa-Solidaridad.



Los estudios básicos en el sitio demostraron la factibilidad del proyecto y condujeron a la realización de estudios específicos para precisar el conocimiento topográfico, geológico, geotécnico, social y ambiental del área.

Su embalse contribuye a regular los escurrimientos de su cuenca y beneficia a la Central Aguamilpa, ya que al recibir su vaso las aportaciones reguladas del río, incrementa su generación firme y se reducen las probabilidades de derrama por el vertedor.

El aprovechamiento permite la generación de energía eléctrica mediante dos unidades de 375 MW cada una, por lo que se tiene prevista una generación media anual de 1 228,64 GWh.



Dada la dimensión (alrededor de cinco mil hombres) y la dinámica de la fuerza laboral dentro y fuera de la zona de obras de El Cajón, se requirió de una planeación organizacional y de un sistema de funcionamiento que permitiera el trabajo en equipo y la realización de los objetivos.

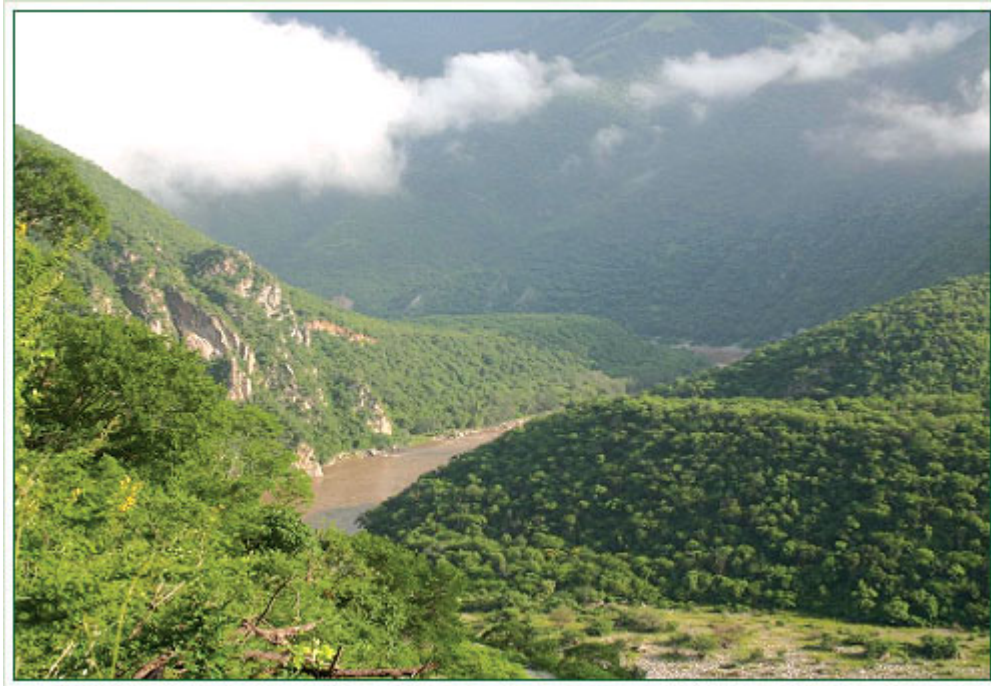
Este principio de planeación y organización se sustentó en el sistema de gestión de calidad basado en las normas ISO (International Standardization Organization), que la Comisión Federal de Electricidad aplica con extremo rigor en todas las obras que realiza.

Los sistemas de gestión se dividen fundamentalmente en tres áreas: control de calidad de procesos, de medio ambiente y de seguridad y salud en el trabajo. Estos sistemas norman las actividades en el interior de la obra para garantizar los resultados en las tres áreas durante toda la construcción.

Control de calidad de procesos

El control de calidad de procesos se rigió según la norma internacional ISO 9001, con base en la cual se efectuó un monitoreo sistemático y correctivo para

mantener el orden en la ejecución de los procesos evitando al máximo la improvisación



En el Cañón del Río Santiago predomina la Selva Baja Caducifolia. Con los programas ambientales implementados se buscó identificar el impacto ambiental y resarcir el daño al medio ambiente mediante la reforestación y rescate de la flora y fauna locales.

Para cumplir con el objetivo de satisfacer la demanda de energía que requiere nuestro país para el crecimiento económico y mejorar las condiciones de vida de la población, es necesario el desarrollo de nuevos proyectos como es el caso del proyecto hidroeléctrico El Cajón.

Sin embargo, en ningún momento el desarrollo de los nuevos proyectos puede resultar en un deterioro de la calidad ambiental o de las condiciones de vida en el área donde se ejecuta. Es por ello que todas las obras se realizaron con apego total a la legislación ambiental, buscando que el suministro de energía armonice con la conservación del suelo, el agua, la calidad del aire y la biodiversidad, además de respetar nuestros valores culturales. Este compromiso se refleja claramente en la política ambiental de la Coordinación de Proyectos Hidroeléctricos.

Cumplimiento legal.

Para el diseño y la planeación del proyecto hidroeléctrico El Cajón se considero toda la normativa ambiental aplicable, tanto en materia de descarga de aguas residuales, como de emisiones a la atmósfera y disposición y manejo de residuos sólidos, peligrosos o no peligrosos, pero sobre todo la referente a impacto ambiental. Se realizaron los estudios ambientales previos necesarios para prever y evitar o mitigar las posibles modificaciones que puede ocasionar El Cajón y durante la construcción se incorporaron los equipos y sistemas necesarios para asegurar la calidad y el manejo adecuado de todos los materiales y los residuos que se utilizan y

generan en las instalaciones. Se desarrollaron todas las actividades con el cuidado de evitar afectaciones relevantes a los organismos vivos y a los ecosistemas en general.

Autorización en materia de impacto ambiental.

Para poder iniciar la construcción del proyecto hidroeléctrico El Cajón se obtuvo la autorización de impacto ambiental que otorga la Secretaría del Medio Ambiente y Recursos Naturales (SEMARNAT), para lo cual fue necesario realizar diversos estudios ambientales que se incluyeron en la Manifestación de Impacto Ambiental (MIA) del Proyecto, mediante el cual se demostró que la ejecución de EL Cajón era ambientalmente viable. La MIA fue entregada a la SEMARNAT el 26 de Marzo de 2002 y autorizada el 27 de agosto de 2002.

Autorización para el cambio de uso del suelo de terrenos forestales.

Para el desarrollo de la obra también se obtuvo la Autorización para el Cambio de Uso del Suelo de Terrenos Forestales, para lo cual se preparo el Estudio Técnico Justificativo correspondiente y se entrego a la SEMARNAT.

Manejo de residuos líquidos y sólidos.

Desde el inicio de su construcción el proyecto hidroeléctrico El Cajón se contó con los equipos y los sistemas adecuados para el manejo de las aguas residuales y los residuos sólidos. Se tratan las aguas residuales para garantizar que cumplan con los parámetros de calidad que establece la legislación vigente. Para el manejo de los residuos sólidos, con apego a la normativa ambiental, se construyeron los almacenes y sitios de depósito adecuados, con lo que se asegura no deteriorar la calidad de los suelos y el agua.

Supervisión y monitoreo: conciencia ambiental.

En el proyecto hidroeléctrico El Cajón se contó con un equipo de profesionales especializados en el área socio-ambiental los cuales son responsables formales de vigilar el cumplimiento de la normativa ambiental y de las condiciones impuestas por la autoridad y para ello se vigilaron permanentemente los diferentes frentes de trabajo. Pero, en realidad todos los trabajadores de la presa eran responsables directos de que las actividades de construcción se realizaran con un respeto total del ambiente. Para ello se tenía un programa permanente para elevar la conciencia ambiental de todos los que laboraban en la construcción de El Cajón.

Programas de protección ambiental.

Como parte de los compromisos ambientales que se tenían, en El Cajón, se desarrollaron diferentes programas para la protección de la flora y la fauna silvestre, la conservación de los suelos y el control de la erosión, y la restitución de áreas ocupadas temporalmente durante la construcción. También se llevaron a cabo los estudios para elaborar el Ordenamiento Ecológico del área circunvecina al embalse. Para el desarrollo de estos programas se contó con la colaboración del Instituto de Ecología A. C., así como la participación de personal de las Universidades Autónoma de Nayarit y Autónoma de Querétaro.

La protección de nuestro patrimonio cultural es un compromiso institucional, que en el proyecto hidroeléctrico El Cajón se asumió plenamente y con acciones concretas. El Cañón del Río Santiago es un área que hasta antes de la construcción de nuestro proyecto había sido poco estudiada. Por esta razón, antes de iniciar las obras de El Cajón, en coordinación con personal del Instituto Nacional de Antropología e Historia se realizó un trabajo de reconocimiento de toda el área que será ocupada por el embalse, mediante el cual se determinó que no había ningún elemento monumental y se identificaron diversas áreas con evidencias de la presencia de asentamientos humanos prehispánicos y algunas zonas con vestigios de ocupaciones posteriores.

Los trabajos realizados dieron como resultado el registro 69 nuevos sitios arqueológicos, destacando las excavaciones que se realizaron en un cementerio prehispánico de las denominadas Culturas de Occidente. El apoyo y la participación han contribuido a conocer más acerca de la cultura de nuestros antepasados, en un área que sin su interés seguiría siendo fundamentalmente un enigma. Este trabajo, desarrollado por el INAH y la CFE, ha sido objeto de un reconocimiento, la Medalla Nayarit a la Investigación Científica y Tecnológica, en el ramo de las Ciencias Sociales y Económicas, el cual otorga el Consejo de Ciencia y Tecnología del Estado de Nayarit (COCYTEN) en coordinación con el Honorable Congreso del Estado y el Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACYT).



Vista parcial del área que abarca la presa El Cajón antes de ser construida.

El canal de llamada, la zona de control, el canal de descarga, la cubeta deflectora y el canal de salida, ubicados en la margen derecha del río Santiago, se conocen en conjunto como obras de excedencias. Se excavaron con explosivos a cielo abierto y se construyeron con concreto armado. La excavación tenía que llegar hasta el nivel de desplante de las estructuras de concreto en la zona de control. El material aprovechable de la excavación se envió para su colocación en la cortina y el no aprovechable a la zona de desperdicio, que quedará inundada. En general, el

procedimiento utilizado para la excavación de estas estructuras también se usó para la obra de toma y para la zona de la subestación de las obras de generación.

Para transportar el concreto al sitio de colado se utilizaron ollas revolventoras montadas sobre camiones. Antes de iniciar el revestimiento de concreto de cada una de las estructuras de la obra de excedencias, se comprobaron los niveles, se retiró todo el material suelto por medio de un equipo neumático y posteriormente se procedió al armado del acero de refuerzo. Para colocar el concreto se utilizaron los métodos de tiro directo efectuado por las mismas ollas revolventoras, y por medio de bandas transportadoras se bombeó el concreto a través de unas tuberías de aluminio conectadas entre sí por medio de abrazaderas y mediante un tramo de manguera flexible al final de dicha tubería con la finalidad de facilitar su colocación.

Para compactar el concreto se utilizaron vibradores neumáticos, eléctricos y de combustión, con un diámetro acorde al tipo de armado. También se usaron vibradores de contacto para las zonas de difícil acceso y para los acabados aparentes. Cuando el concreto adquirió la resistencia requerida se procedió a realizar el descimbrado e, inmediatamente, se aplicó la membrana de curado para proteger dichas estructuras de concreto. Al mismo tiempo se preparaba la junta de construcción para el siguiente colado. Así se retiraron todos los restos de lechada para dejar el agregado vivo e iniciar el siguiente colado. Para ello se aplicó un aditivo que permitió la liga o adherencia entre el concreto viejo y el concreto nuevo.

Estructuras de control.

Diseñadas para el caso de que las aguas del embalse subieran más allá del límite permisible debido a las lluvias o a una avenida del río Santiago. De las estructuras de control primero se construyeron las pilas intermedias, inmensos muros de 30 metros de altura, utilizando cimbra deslizante de caras paralelas a partir del eje del cimacio en la base de las pilas, y cimbra convencional en el eje del cimacio, en la zona de cambio de sección de las pilas. Entre colado y colado se prepararon las juntas de construcción para dejar el agregado expuesto y se aplicó el aditivo de adherencia antes del siguiente colado.

Cimacio.

Inmediatamente después de la construcción de las pilas, se iniciaron los colados masivos en el cimacio. Esta estructura curva sirve para frenar la velocidad del agua y permitir que escurra con menos ímpetu por los canales del vertedor. Los colados se efectuaron en diversas etapas, incluido el dentellón del atraque. Una vez terminados se pudo armar y cimbrar la galería de inspección que pasa por el eje del cimacio, utilizando una cimbra convencional. Luego siguieron los colados por bombeo y a tiro directo, de acuerdo con las elevaciones del cimacio.

Canales de descarga, muro divisorio y muros laterales.

Antes de colar las losas del piso de los canales vertedores, se instaló una malla formada con tubos de concreto perforados y empacados en un filtro de grava-arena, con el objeto de lograr el drenaje de la estructura. Esta tubería se distribuye en líneas espaciadas cada 10 metros, en sentido transversal y longitudinal. Los canales de descarga se construyeron colando losas de 10 x 9.40 metros. Al mismo tiempo que se

colaban las losas se levantaban el muro divisorio y los muros laterales. De esta manera, siempre se conservaba un avance de 80 metros en las losas, ya que los colados se iban alternando. Para colar estos canales se utilizaron los tipos de cimbra fija, deslizante y jumbo metálico. Para la colocación del concreto se utilizaron los métodos normales de tiro directo, canalón, bombeado y con banda.

La obra de excedencias esta diseñada para un gasto máximo de $14\ 864\ \text{m}^3/\text{s}$ e inicia en el canal de llamada excavado a cielo abierto.

La zona de control está formada por el cimacio (moldura cóncava y convexa en forma de "s") y pilas de concreto reforzado para conformar seis vanos, estos espacios huecos están equipados con compuertas radiales operadas por servomotores para el manejo del agua que, por demasías, llegue al embalse de la presa.

El canal de descarga de 91 m de ancho es de sección rectangular revestido con concreto reforzado, cuenta con seis aereadores en el piso y está dividido por un muro longitudinal rematando en una cubeta deflectora (de desvío de la corriente).

Este trabajo se realizó a raíz después de haber realizado las prácticas profesionales en la Presa "El Cajón", en el estado de Tepic, Nayarit. Durante la estancia, septiembre del 2004, se generó el problema en el muro alabeado del lado izquierdo del vertedor, por tanto se tomó la decisión de estudiar el problema y establecer alguna alternativa de solución.

En el presente trabajo se dejan el testimonio de que las constantes voladuras y la geología estructural favorecieron el deslizamiento potencial de una gran masa de roca.

Así pues ésta Tesis muestra parte de los estudios geológicos, la ubicación del lugar, la naturaleza del proyecto así como las características del mismo, la realización de las voladuras y su diseño, y principalmente el estudio de la problemática y la alternativa de solución.

I.- ANTECEDENTES

I.1 INFORMACION GENERAL

El P. H. El Cajón, en el estado de Nayarit, es el proyecto que actualmente encabeza la cartera de proyectos hidroeléctricos de Comisión Federal de Electricidad. De acuerdo con el programa de obra, la construcción de las estructuras principales debía iniciar en enero de 2003 y estar en condiciones de generar energía eléctrica a mediados del 2007. Para que esto fuera posible, se licitó su construcción en el año 2002.

I.1.1 NATURALEZA DEL PROYECTO

El P. H. El Cajón forma parte del sistema hidrológico del río Santiago que comprende una serie de proyectos con un potencial hidroeléctrico de 4300 MW, del cual se ha desarrollado el 32%. El Cajón ocupa el segundo lugar en potencia y generación dentro del sistema y está concebido como planta de generación para picos de consumo de energía eléctrica, con una potencia total instalada de 750 MW con dos unidades generadoras y una generación total anual de 1318.38 GWh.

Su embalse contribuirá a regular los escurrimientos de su cuenca y beneficiará a la central Aguamilpa, ya que al recibir el vaso de esta última las aportaciones reguladas del río, incrementará su generación firme y se reducirán las probabilidades de derrama por el vertedor.

Por el tipo de obra de que se trata, el proyecto involucra áreas para la instalación de infraestructura, estructuras principales, reacomodo de poblados y formación del embalse, por lo que paralelamente al estudio de impacto ambiental se realizan actividades para obtener autorizaciones de cambio de uso de suelo de áreas forestales, uso del agua, aprovechamiento de materiales pétreos y ocupación y expropiación de tierras.

En la región donde se localiza el proyecto no existen áreas protegidas, de reserva o análogas que pudieran afectarse.

I.2 IMPORTANCIA DE LA HIDROELECTRICIDAD EN EL SISTEMA ELECTRICO NACIONAL

La hidroelectricidad como fuente de energía en nuestro país ha constituido un elemento clave para el funcionamiento del Sistema Eléctrico Nacional. Aunque su participación relativa con respecto a las centrales térmicas ha disminuido en los años recientes, pasando de 37.6% en 1981 a 26.0% en 2001; en la figura I.1 se indica la participación porcentual por tipo de generación que actualmente participa en el servicio.

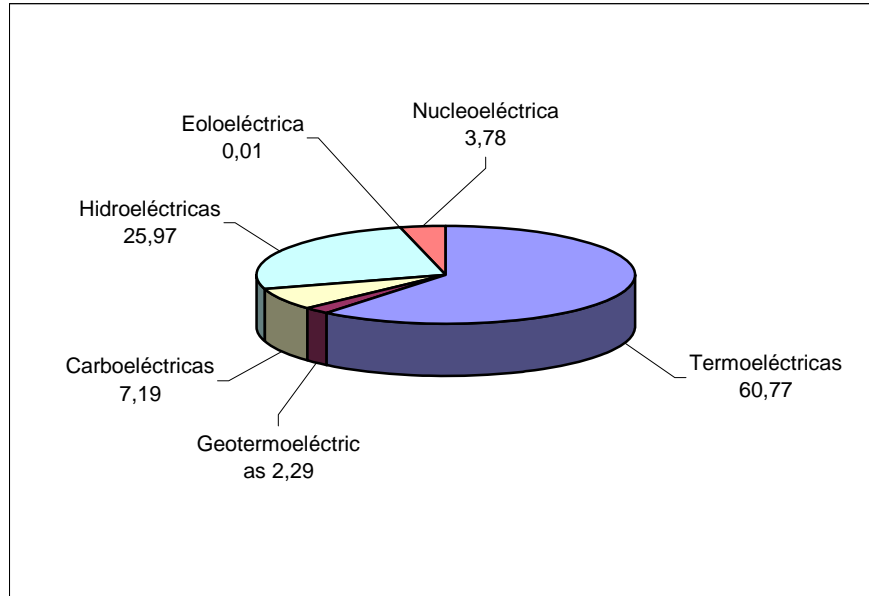


Figura I.1 Capacidad instalada por tipo de generación

La importancia de las centrales hidroeléctricas se puede expresar por las razones siguientes:

- Contribuyen eficientemente a satisfacer la demanda de electricidad en la hora pico (cuatro horas al día en promedio), dada su facilidad de entrar y salir de operación en tan solo unos pocos minutos. Además cubren eficientemente las fallas de centrales termoeléctricas, evitando interrupciones de energía en el sistema, lo cual provocaría grandes pérdidas económicas al país.
- Disminuyen sustancialmente los costos de operación del sistema eléctrico, ya que no consumen combustibles fósiles, los cuales son la base para la operación de centrales térmicas.
- Tienen una participación muy destacada en la regulación del sistema eléctrico ya que pueden utilizarse como condensadores síncronos, regulando los efectos desfavorables del flujo de energía en las líneas de transmisión.
- Conceptualmente, representan grandes acumuladores al almacenar la energía potencial del agua en sus embalses; así, se puede adecuar su operación a las necesidades diarias, semanales o mensuales para satisfacer las demandas de los diferentes usuarios.
- Evita que el sistema eléctrico dependa excesivamente de los hidrocarburos, utilizados por la mayoría de las centrales térmicas.

I.3 EVOLUCION DE LA OFERTA Y LA DEMANDA DE ENERGIA ELECTRICA

Entre 1970 y 1996 la potencia instalada en nuestro país se incrementó en 583.1%, correspondiendo este crecimiento a una tasa media anual de 6.2%.

En algunos años el incremento fue mayor, principalmente en la década de los años 70, cuando el crecimiento anual era por arriba de los 10 puntos, llegando inclusive a alcanzar tasas anuales de 15% o más.

Sin embargo, en los últimos veinte años la dinámica cambió severamente reduciéndose las tasas de crecimiento en la década de los años 80 a 7.5 y 4.0% para el primero y segundo quinquenio, respectivamente. En la década más reciente, la industria pasó de crecer a 5.0% en el período de 1991-1995, y a tan solo 1.43% entre 1996 y 2000. (Ver tabla I.1)

Tabla I.1 Potencia instalada en México de 1970 a 2000

Año	Capacidad MW
1970	6068
1971	6489
1972	6913
1973	7726
1974	8371
1975	9830
1976	11460
1977	12092
1978	13992
1979	14298
1980	14625
1891	17396
1982	18390
1983	19004
1984	19360
1985	20807
1986	21266
1987	23145
1988	23554
1989	24439
1990	25293
1991	26797
1992	27068
1993	29204
1994	31648
1995	32166
1996	33920
1997	33944
1998	33384
1999	34839
2000	35385
2000*	35869

* No incluye Productor Externo de Energía

** Incluye Producto Externo de Energía, central ciclo combinado Mérida III con 484 MW, (a partir de junio de 2000).

Con base en las estadísticas de CFE, se calcula que en el periodo 1988-1993 la venta de electricidad en el país creció a una tasa media de 4.3% y el número de usuarios del servicio se incrementó a una tasa media de 4.8%, pasando la cobertura a poblaciones de 86% en 1988 a 93% en 1993. A partir de estas tendencias de crecimiento y con la finalidad de prepararse para satisfacer la demanda futura, como ya se mencionó, se requiere instalar del orden de 13000 MW en los próximos 6 años.

Las expectativas de crecimiento del sector eléctrico continúan basadas en el desarrollo de plantas térmicas e hidroeléctricas, tratando de conservar la actual participación relativa entre ambas. En otros países del mundo, principalmente los grandes poseedores de recursos hidráulicos, como Suecia, Islandia y Noruega, la hidroelectricidad constituye el principal componente del suministro eléctrico (Noruega 99.6%, Islandia 85%). En algunos países inclusive se ha aprovechado casi el total del potencial existente (Francia 85%, Alemania 68% e Italia 65%). En México este desarrollo ha sido mucho más reducido, solo se ha aprovechado del orden del 18% del potencial hidroeléctrico nacional.

En este marco, el P. H. El Cajón se ha incluido en el Programa de Obras e Inversiones del Sector Eléctrico (POISE). El proyecto se localiza en la Región Pacífico Norte. Fue elegido, después de: a) compararse con otros proyectos hidroeléctricos en la región Occidental, como La Yesca, San Francisco y Arroyo Hondo, todos sobre el cauce del río Santiago, y b) compararse con opciones de centrales térmicas.

Entre las razones que se consideraron para su elección se encuentran las siguientes:

- Su ubicación con respecto a los centros de demanda futura.
- La incorporación de la energía generada en esta central a las líneas de transmisión existentes en la zona requiere una baja inversión.
- Su reducido impacto social (solo se afectarán del orden de 210 habitantes)
- El impacto ambiental no es significativo, dado que en su embalse no existen condiciones únicas o excepcionales y el ecosistema está ampliamente representado fuera del embalse.

El P. H. El Cajón aportará un importante bloque de energía al Sistema Eléctrico Nacional, la cual es indispensable para el desarrollo económico de México. Ocupará el noveno lugar en generación en nuestro país y el segundo en el Sistema Hidroeléctrico del río Santiago, después de Aguamilpa. El proyecto representa aprovechar un poco más del 10% del potencial hidroeléctrico de este Sistema, que es uno de los más atractivos en cuanto a generación de energía hidroeléctrica en el país.

I.4 OBJETIVOS

El desarrollo del P. H. El Cajón permitirá cumplir con una serie de objetivos enunciados a continuación:

- Atender la directriz en materia de energía establecida en el Plan Nacional de Desarrollo, que señala un aumento en las inversiones para generar electricidad a fin de satisfacer la demanda nacional, de manera que las actividades económica y social no se vean afectadas por limitaciones en la oferta.
- Apoyar la expansión del sector conforme se expresa en el Programa de Obras del Sector Eléctrico.

- Contribuir a la diversificación de las fuentes de generación de energía eléctrica en el país.
- Continuar con el aprovechamiento del potencial hidroeléctrico del río Santiago, desarrollando proyectos en forma de cascada que permitan regular el escurrimiento del río y la transformación de la energía potencial del agua almacenada en energía eléctrica.
- Obtener los beneficios del aprovechamiento hidroeléctrico del río Santiago con el menor impacto ambiental.
- Suministrar energía eléctrica al Sistema Eléctrico Nacional Interconectado para coadyuvar a satisfacer las crecientes demandas regional y nacional.
- Apoyar los planes y programas de desarrollo municipales y estatales.

II.- GENERALIDADES DEL PROYECTO

II.1 UBICACIÓN

El cajón es un proyecto hidroeléctrico que forma parte del Sistema Hidrológico Santiago; este sistema comprende los ríos Santiago, Huaynamota, Bolaños, Juchipila, Verde y el Lago de Chapala; y contempla 27 proyectos con un potencial hidroenergético de 4300 MW, del cual sólo se ha desarrollado el 32% mediante la construcción de seis centrales. El Cajón ocupa el segundo lugar en potencia y generación dentro del sistema, después de la Central de Aguamilpa-Solidaridad.

El sitio previsto para la construcción de las obras del proyecto se encuentra a 47 km en línea recta de la ciudad de Tepic, en dirección sureste. En el estado de Nayarit al oriente de la ciudad de Tepic en los municipios de La Yesca y Santa María del Oro, en terrenos comunales del poblado Cantiles, sobre el río Santiago a 60 km aguas arriba de la C. H. Aguamilpa; sus coordenadas geográficas son 21° 25' 41" de latitud norte y 104° 27' 14" de longitud oeste. En la Fig. II.1 se muestra el croquis de localización del proyecto.



Figura II.1 Croquis de localización del proyecto.

II.2 GEOLOGIA

Existe un profundo conocimiento de la geología del sitio y de las discontinuidades estructurales existentes en el macizo rocoso. Han sido abundantes los trabajos geofísicos, geológicos, de perforación, permeabilidad y piezometría. Se han excavado cuatro socavones y varias trincheras en las márgenes como apoyo a los estudios.

Adicionalmente, se han llevado a cabo amplios estudios en los bancos de materiales (aluvión del río y enrocamiento) y realizado una extensa campaña de investigaciones geotécnicas para definir los parámetros de resistencia, deformación y permeabilidad del macizo rocoso.

En la actualidad existen suficientes estudios y análisis geológico – geotécnicos que han permitido prediseñar las obras civiles estimando las cantidades de obra y costo de las mismas con mayor certidumbre.

La obra de excedencias se ubica en la margen derecha y consiste en un canal de 800 m de longitud y 90 m de ancho; en estudios previos se consideró que su ubicación en la margen izquierda implicaría mayores problemas de estabilidad debido a que los cortes de talud involucraban a roca de mala calidad de las tobas de la secuencia vulcanosedimentaria (Tvs).

A fines del 2000 la Gerencia de Estudios de Ingeniería Civil elaboró el programa de actividades complementarias para la etapa de diseño del proyecto, solicitado por la Gerencia Técnica de Proyectos Hidroeléctricos.

En adelante se describen los resultados de los trabajos y estudios de la exploración para la Obra de Excedencias. Inicialmente se trata la geología del área involucrada e incluye la descripción de las discontinuidades más importantes que afectan las diferentes excavaciones de esta obra. Posteriormente se continúa con los resultados de la perforación e integración geológico-geofísica y por último se aborda la descripción geológica más a detalle, apoyada con la información de la exploración directa e indirecta y las secciones geológico-geofísicas interpretadas para cada uno de los elementos civiles que integran a dicha obra.

II.2.1 OBJETIVO Y ALCANCE DE LOS ESTUDIOS.

Los estudios se efectuaron con el propósito de conocer con más detalle el modelo geológico del sitio que alojará la obra de excedencias, como apoyo al diseño civil propuesto para el P.H. El Cajón, Nay.

Los estudios ejecutados en la presente campaña en el P.H. El Cajón, Nay., involucraron a las disciplinas de Topografía, Geología, Geofísica y Perforación; a continuación se resume cada una de ellas.

- **Geología.**

Se realizó el levantamiento geológico a detalle de datos estructurales y contactos litológicos en cada una de las áreas propuestas para cimentar las obras de excedencias (canal de llamada, cimacio, zona de estructuras, canal de descarga y cubeta deflectora), cubriendo una superficie total de 77,55 ha; también se llevó a cabo el levantamiento geológico a detalle de 9 secciones, la descripción litológica de 375,20 m de muestras de núcleo provenientes de 4 barrenos y, la ejecución de 43 pruebas de permeabilidad tipo Lugeon; con los datos obtenidos se conformaron los planos geológicos a escala 1:1000 (PHC-OG-01-2002, PHC-OE-02-2002 y PCH-OE-03-2002). El volumen de obra se resume en la Tabla 1.

Tabla 1. Volumen de obra de geología

Actividad	Superficie (Ha)	Levantamiento (m)	No. Plano
Cartografía geológica de detalle	77,55		PHC-OG-01-2002
Levantamiento de secciones		2750	PHC-OE-01-2002 PHC-OE-02-2002
Descripción litológica y estructural de muestra de núcleo		375,20	PHC-OE-03-2002 PHC-OE-04-2002 PHC-OE-05-2002 PHC-OE-06-2002

- **Geofísica**

Con la prospección geofísica se programaron 5 secciones en las áreas de estudio que integran el diseño de las obras de excedencias, en donde se efectuaron 8 Tendidos de Refracción Sísmica (TRS). En la Tabla 2 se presentan de forma resumida los trabajos desarrollados.

Tabla 2. Volumen de obra de geofísica.

LÍNEA GEOFÍSICA	LONGITUD (m)	TENDIDOS DE REFRACCIÓN SÍSMICA (TRS)	OBSERVACIONES
B-B'	470	4	TRS-1 al 4
D-D'	117	1	TRS-6
C-C'	117	1	TRS-5
E-E'	117	1	TRS-8
F-F'	117	1	TRS-7
TOTAL	968	8	

- **Topografía**

Se realizó el levantamiento topográfico de secciones que sirvieron como apoyo para los trabajos de geología y geofísica; también se localizaron los barrenos y puntos geológicos. En la Tabla 3 se resume el volumen de obra realizado por esta disciplina.

Tabla 3. Volumen de obra de topografía

Actividad	Cantidad
Levantamiento de secciones para apoyo a geología y geofísica	9
Longitud de secciones	2750 m
Localización de puntos geológicos	20 puntos
Localización de barrenos	4 barrenos

- **Perforación**

Se perforó un total de 375,20 m, los cuales se encuentran repartidos en 4 barrenos que fueron programados estratégicamente sobre las obras de excedencias, con la finalidad de identificar en el subsuelo la distribución de la litología, el espesor de materiales no consolidados y la posible proyección de estructuras geológicas importantes; también se practicaron 43 pruebas de permeabilidad tipo Lugeon conforme avanzaba la perforación. En la Tabla 4 se sintetiza el volumen de obra desarrollado.

Tabla 4. Volumen de obra de perforación

Barreno	X	Y	Z	PERFORADO (m)
Cubeta deflectora				
BCU-1	556 276,884	2 369 062,260		25,20
Canal de llamada				
BTO-1	556 829,010	2 369 740,471	451,710	150,00
BTO-2	556 760,363	2 369 649,404	411,768	150,00
Canal de descarga				
BC-1	556 476,771	2 369 406,481	342,342	50,00

II.2.2 GEOLOGÍA DEL SITIO.

Con el propósito de conceptualizar el modelo geológico del sitio donde quedarán emplazadas las obras civiles de los diferentes elementos que integran la obra de excedencias, se llevaron a cabo levantamientos superficiales geológico-estructurales de detalle, estudios geofísicos, específicamente tendidos sísmicos de refracción y cuatro perforaciones con recuperación continua de núcleos de roca, a las que se efectuaron pruebas de permeabilidad en tramos de 3 y 5 m.

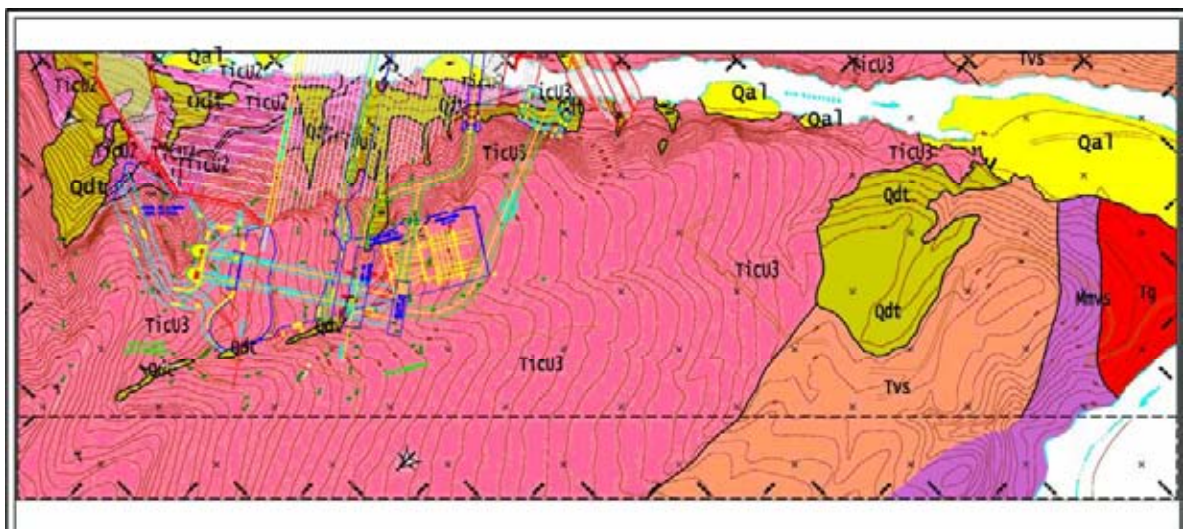


Figura II.2.2 Mapa de Geología del sitio.

II.2.3 LITOLOGÍA.

Las rocas que afloran en el área que ocupará la obra de excedencias son exclusivamente de origen ígneo, en donde dominan las Ignimbritas El Cajón, específicamente las de la Unidad 3 (TicU3), afectadas por algunos cuerpos intrusivos tabulares de composición diabásica (Qdd). También afloran en un área restringida rocas de la secuencia vulcanosedimentaria (Tvs) (Plano PHC-OG-01-2002). A continuación se describen las características litológicas y geomecánicas de cada una de estas unidades litoestratigráficas.

❖ Ignimbrita El Cajón (TicU3).

Estas rocas afloran prácticamente en toda la margen derecha, y los elementos civiles que conforman la obra de excedencias quedarán emplazados en rocas de esta unidad litológica.

La unidad TicU3 se compone de una ignimbrita de composición riodacítica de color gris claro a rosáceo, de textura piroclástica; en general su estructura es masiva, compacta y de alta dureza; está constituida por cuarzo, feldespatos, líticos de composición andesítica y fiammes de pómez de 0,5 a 1 cm de diámetro, todo esto sostenido en una matriz tobácea vitrocrystalina bien soldada.

La ignimbrita El Cajón (TicU3) cuando presenta alteración argílica toma color blanquecino, sus feldespatos son alterados a arcilla y se vuelven deleznable. Otro factor que influye en la calidad de la roca es el intemperismo y la percolación del agua meteórica, que genera una capa alterada de profundidad variable, dándole en ocasiones cierto grado de fracturamiento (zona descomprimida).

Las rocas de la unidad TicU3, en los núcleos recuperados de las perforaciones realizadas para la exploración de las obras de excedencias, reportaron índices de recuperación promedio del 81,00 al 100,00 % y RQD del 15,00 al 91,00 %, lo que las ubica en un rango de calidad que varía de mala a excelente (Tabla 6). También en los estudios geofísicos en esta unidad se registraron velocidades de propagación en roca inalterada del orden de 3,00 a 4,00 km/s.

El contacto superior de la unidad TicU3 es con la secuencia vulcanosedimentaria (Tvs), el cual está bien definido y diferenciado por la textura y seudoestratificación más delgada de esta última. Su contacto inferior es con la unidad TicU2 de la misma Ignimbrita El Cajón.

El espesor reportado en la margen derecha para la unidad TicU3 varía de 76,40 a 148,15 m, resultado de los sondeos BCA-4 y PMD-14, respectivamente.

❖ Secuencia vulcanosedimentaria (Tvs).

Las rocas de la secuencia vulcanosedimentaria afloran en el área de la descarga del canal vertedor. Se trata de una toba lítica depositada en un medio lacustre, es de color violeta, con estratificación que en su espesor varía ocasionalmente de laminar a más de 1 m, e inclinación de 34° hacia el SW. Su textura va de arenosa a conglomerática, de dureza baja a media, compacta y de regular a mala calidad. Se

presenta silicificada en grado variable, en menor proporción propilitizada y argilitizada y excepcionalmente presenta oxidación (Fotografía 1).

Esta roca no fue cortada por ningún barreno programado en la margen derecha, por lo que su clasificación en cuanto a la calidad de la roca se hace con base en las observaciones directas de los afloramientos en campo. Sin embargo, las exploraciones indirectas mediante técnicas geofísicas reportan una velocidad de propagación de 1,40 km/s, aunque es importante mencionar que aparentemente esta roca se ve enmascarada con los resultados que se registraron para la capa de roca de mala a regular calidad de la unidad TicU3.

En la excavación que se realizará para el desplante de la zona de descarga del canal vertedor, la secuencia vulcanosedimentaria (Tvs) quedará en el corte del talud derecho.

El espesor de la secuencia vulcanosedimentaria en la zona de obra del canal vertedor no se conoce mediante exploración directa de barrenación, pero se estima aproximadamente en 15 m.



Fotografía 1.- En esta imagen se observa la pseudoestratificación y textura de la secuencia vulcanosedimentaria (Tvs) en la zona de descarga (cubeta deflectora) del vertedor.

❖ **Diques diabásicos (Qdd).**

Son cuerpos tabulares que intrusionan a todas las secuencias de roca ya descritas; su composición es diabásica y el espesor varía de escasos centímetros hasta 2,50 m. Se localizan en el área de los primeros 100 m del canal vertedor y su influencia más directa es principalmente con las obras de generación.

Estos diques, cuando están sanos, tienen una coloración verde oscura a negra y textura afanítica, con vetillas de calcita que rellenan las fracturas; son compactos, masivos y de dureza regular y cuando presentan fracturamiento relleno de calcita estas discontinuidades se rompen muy fácilmente.

Si los diques están afectados por el intemperismo su color se torna verde olivo y su dureza baja notablemente hasta comportarse como un material deleznable, dando origen a una arcilla que generalmente tiene cierto grado de expansión con la presencia de humedad.

La orientación general de estos intrusivos varía de N-S/56-70°E a N15-30°W/60-76°NE, aunque su comportamiento es caprichoso y alabeado, tanto en rumbo como en echado. Es importante mencionar que su emplazamiento fue a través de zonas de debilidad, siguiendo de preferencia los sistemas de fallamiento ya preexistentes y que en algunos casos sufrieron un fallamiento posterior.

También es necesario hacer notar que los diques se ven afectados muy fácilmente por los agentes erosivos; por tal razón, en el área de estudio algunos arroyos circulan a lo largo de ellos y en gran medida el agua meteórica descende al subsuelo a través de estas discontinuidades, provocando que su alteración avance a profundidad.

❖ Depósitos no consolidados (Qdt).

Las secuencias de roca descritas anteriormente en esta área de estudio, escasamente se encuentran cubiertas por materiales no consolidados; el mayor depósito de talud (Qdt) se encuentra precisamente en la zona de descarga del canal vertedor, cubriendo a las ignimbritas de la unidad TicU3 y a la secuencia vulcanosedimentaria (Tvs). El espesor de estos materiales probablemente no rebasa los 10 m.

II.2.4 PRINCIPALES DISCONTINUIDADES.

Las estructuras geológicas identificadas superficialmente en el sitio de la obra de excedencias están representadas por cuatro tipos principales de discontinuidades: fallas, fracturas, diques y seudoestratificación.



Figura II.2.4 Mapa con localización de fallas.

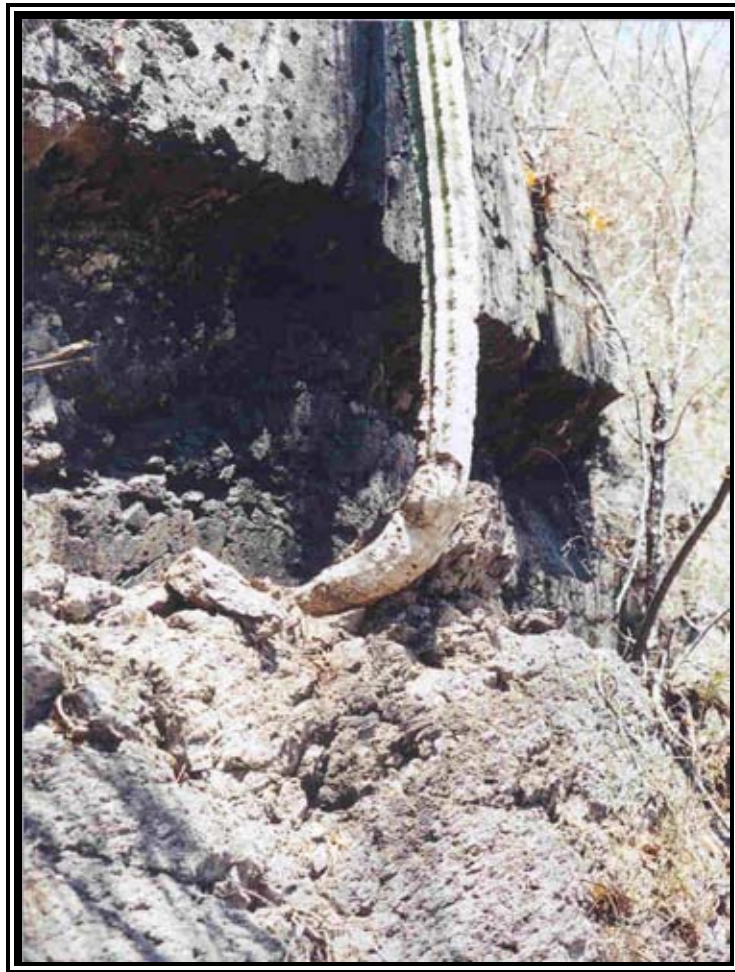
II.2.4.1 FALLAS.

➤ Falla FMD-08.

Corresponde a una falla normal que se localiza superficialmente en la entrada del canal de llamada de la obra de excedencias, y se extiende hasta la obra de toma para generación.

En el campo se observa como una estructura alabeada de más de 190 m de longitud con un rumbo preferente N-S/74°W, que hacia el norte varía a N25°W/60°SW. El espesor de la zona de cizalla varía de 0,10 a 0,20 m, y presenta principalmente roca triturada con planos de estrías de falla.

En la zona del canal de llamada de la obra de toma, la falla FMD-08 marca el desplazamiento del contacto entre el aglomerado y la misma TicU2 (Fotografía 2), y hacia su porción más al sur aparentemente está desplazada por la falla F-VII.



Fotografía 2.- Se observa el contacto marcado por la falla FMD-08, superficie por la que se desplaza la Ignimbrita El Cajón (TicU2) sobre el Aglomerado superior correspondiente a esa unidad litológica.

➤ **Falla FD-0.**

La falla FD-0 presenta desplazamiento de tipo normal, y se localiza en el sitio donde se excavarán los taludes derechos del canal de llamada de la obra de excedencias.

Esta estructura geológica está interrumpida por las fallas FMD-08 y FG-02. La zona de desplazamiento de la falla FD-0 está intemperizada y tiene un espesor aproximado de 4 m de roca fracturada; la dirección de las fracturas es paralela a la preferencial de la estructura principal N82°W/77°SW, cuya longitud observada es de 50 m.

➤ **Falla FD-P.**

El movimiento de esta falla es de tipo normal y su distribución en superficie es casi paralela a los cortes del talud derecho programados en el canal de llamada de excedencias.

Esta falla tiene una orientación principal de N55°W/67°NE, una longitud cercana a los 150 m y presenta una zona de cataclasis que varía de 0,30 a 0,50 m de espesor con incipiente alteración de tipo argilítica que puede atribuirse a la percolación del agua meteórica a través de la discontinuidad, ya que su traza sigue el curso de un arroyo.

➤ **Falla F-VIII.**

Se localiza precisamente en el frente izquierdo del canal de llamada de la obra de excedencias, y se encuentra enmascarada casi en su totalidad por depósitos de talud (Qdt) distribuidos en todo el arroyo por donde va su traza. Dichos depósitos están compuestos principalmente por bloques de roca de diferentes tamaños que adoptan formas generalmente lajeadas y son el reflejo de una zona potencialmente inestable donde se están generando bloques con salida hacia el río Santiago.

La orientación de esta estructura geológica de tipo normal es N17°W/68°NE, un espesor de la zona de desplazamiento que varía de 2,00 a 10 m y su longitud inferida es de más de 200 m.

Los escasos afloramientos que se localizan en este arroyo exhiben gran cantidad de planos con estrías de falla y un sinnúmero de fracturas orientadas en la misma dirección (Fotografía 3).



Fotografía 3.- La traza de la falla F-VIII tiene planos con estrías y fracturamiento importante asociado a la estructura principal.

➤ **Falla FG-02.**

Se localiza en el canal de llamada de la obra de excedencias, entre los barrenos SD-14 y BTO-1, respectivamente, y se encontrará en la excavación del piso y en ambos taludes de esta obra civil.

Es una falla normal que presenta una zona de cizalla de 2,00 m de espesor. En el barreno BTO-1 aparentemente se cortó a una profundidad de 103,30 a 107,70 m (elevación aproximada 345 msnm) y se compone de roca fracturada con múltiples planos con estrías de falla ligeramente ondulados. Su orientación principal es N06°W/76°SW y su longitud estimada es de 150 m.

➤ **Falla FG-01.**

Esta estructura se localiza superficialmente en el sitio donde se excavará el piso y talud izquierdo del canal de llamada de la obra de excedencias. Es una falla con desplazamiento normal y su orientación es paralela a la falla FG-02 (N-S/74°E), pero con echado contrario a esta última, por lo que se forma un pequeño graben en esta zona.

La falla FG-01 está enmascarada por roca intemperizada y fracturada; el barreno BTO-1 la cortó a una profundidad de 76,40 a 77,20 m (elevación aproximada 385 msnm) y se reporta como roca fracturada con planos de estría de falla. Su longitud estimada es de 50 m.

➤ **Falla FD-N.**

Tiene un desplazamiento de tipo normal y se localiza en el área cartografiada correspondiente a la excavación que se realizará para alojar el talud izquierdo y piso del canal de llamada de la obra de excedencias.

En la zona de cizalla de la falla FD-N se tiene una zona de influencia de 4 m de espesor, donde existe fracturamiento importante con la misma orientación de la estructura principal N-S/58°E, y la traza superficial se aproxima a los 70 m de longitud

➤ **Falla Arroyo 2.**

Es una falla normal que en la excavación atravesará todo el piso y ambos taludes del canal de llamada de la obra de excedencias. En superficie su orientación es N07°W/81°NE y presenta relleno de material cataclástico de 0,70 m de espesor, con alteración de tipo argilítica. Sin embargo, tiene una zona de influencia de 4 m donde se encuentra un gran número de fracturas orientadas en la misma dirección de la estructura principal (Fotografía 4).

La falla Arroyo 2 tiene una longitud estimada en el área de estudio de 240 m, aunque continúa hacia el norte del área cartografiada.



Fotografía 4.- En esta imagen se aprecia el plano de la falla Arroyo 2 y también el espesor de material cataclástico que la rellena.

➤ **Falla Crucero.**

Esta estructura geológica superficialmente se localiza en el área donde quedará el piso del canal de llamada y la zona de estructuras (cimacio) de la obra de excedencias.

La falla Crucero tiene desplazamiento normal y superficialmente presenta brecha de falla con roca triturada de hasta 15 m de espesor, donde se encuentran múltiples planos con estrías de falla de orientación variable. El rumbo principal de esta falla es N45°E/42°SE.

Con base en información proporcionada por las obras de excavación subterránea, específicamente en la exploración del socavón 2, cruceros 1 y 3, se localizó la traza de esta falla, cuya tendencia general en su rumbo y echado es del mismo orden que el medido en superficie.

En subsuelo se confirma una zona de cizallamiento muy amplia, que probablemente sobrepasa los 20 m de espesor. El material de relleno en la zona de desplazamiento que se observa en el subsuelo presenta alteración avanzada, probablemente por la influencia de la percolación de agua meteórica y/o por procesos hidrotermales. El material de relleno está compuesto por roca triturada y arcilla plástica de color amarillo ocre.

La falla Crucero es muy importante en el proyecto porque también afecta en gran medida a las obras subterráneas de generación, y pone en evidencia zonas amplias de inestabilidad.

La continuidad de esta estructura geológica se asocia con la traza de la falla Lagarto. Esta última superficialmente se distribuye prácticamente a todo lo largo del canal vertedor.

La longitud aproximada y observable en campo de la falla Crucero es de 150 m, aunque es posible que sea mayor. Esta estructura corta y desplaza a las fallas FD-I, FD-H, F-VI y probablemente a los diques emplazados en el área de estudio cartografiados en el Plano PHC-OG-01-2002.

➤ **Falla FD-I.**

Corresponde a una falla normal que se localiza superficialmente en la zona de estructuras, y corta perpendicularmente al cimacio del vertedor.

La falla FD-I aparentemente se ve limitada por las fallas Crucero y FD-H, por lo que forma un bloque que se comporta como una cuña, limitada hacia el oeste por la falla FD-H. Esta última falla le sirve de respaldo y probablemente no la deja continuar hasta el piso donde se desplantará la obra civil en cuestión.

En las características principales que presenta la estructura se tienen planos ligeramente alabeados con estrías de falla subhorizontales y el espesor en la zona de cizalla varía de 0,20 a 0,40 m, relleno con roca fracturada y materiales producto de la zona de descompresión. La dirección general de la falla FD-H es N20°E/66°NW, y su longitud observable en el campo es de 60 m.

➤ **Falla FD-H.**

Se trata de una falla donde el desplazamiento de sus bloques indica que es del tipo normal y superficialmente se localiza en el sitio donde se realizará la excavación para alojar la obra civil del cimacio en el canal vertedor.

Esta estructura superficialmente presenta una zona de cataclasis de 0,30 m de espesor y está rellena de material triturado producto de la brecha de falla. Los barrenos PMD-13 y PMD-14 (1995) la cortaron a una profundidad que varía de 130 a 140m (elevación 273 msnm) y de 20 a 30 m (elevación 395 msnm), respectivamente, y se asocia a tramos densamente fracturados.

La falla FD-H tiene una orientación general N20°W/60°NE. Superficialmente en la porción más hacia el sur, esta falla es probable que esté cortada y desplazada por la falla Crucero. Su longitud estimada se aproxima a los 120 m.

➤ **Falla F-VI.**

Esta estructura geológica presenta desplazamiento de tipo normal y se localiza en los primeros metros aguas abajo de donde inicia el canal de descarga (vertedor) de la obra de excedencias. Además, afecte también al sitio propuesto para las obras subterráneas de generación.

La zona de desplazamiento de esta falla tiene planos ligeramente ondulados con cierto grado de rugosidad y el espesor de afectación en el contacto de desplazamiento es de aproximadamente 4 m. Su relleno consiste en roca densamente fracturada con planos de estrías que evidencian el movimiento de los bloques. Su longitud superficial es cercana a los 300 m, ya que su traza llega hasta el río Santiago.

La falla F-VI se orienta al N30°W/76°NE y en su trayectoria hacia la porción SE aparentemente se ve cortada y desplazada superficialmente por las fallas FD-L y FD-B. Así mismo, marca el límite de la traza de las fallas FMD-14 y FMD-10.

➤ **Falla F-IV.**

Esta estructura geológica presenta desplazamiento de tipo normal y se localiza en el canal de descarga (vertedor) de la obra de excedencias. Además, afecta también al sitio propuesto para las obras subterráneas de generación.

La zona de desplazamiento de esta falla tiene planos amplios con cierto grado de rugosidad y estrías de falla, el espesor de afectación en el contacto es de aproximadamente 15 m. Su relleno consiste en roca densamente fracturada que forma grandes bloques paralelos a la orientación de la estructura principal. Su longitud superficial es mayor a los 350 m, y su traza llega hasta el río Santiago.

La falla F-IV se orienta al N10°W/65-70°NE y en su trayectoria hacia la porción NW aparentemente se correlaciona con el dique Fd-6 que se emplazó en esta discontinuidad. Sin embargo, es importante mencionar que en superficie aparentemente no aflora en toda la traza el intrusivo, pero proyectando esta estructura al subsuelo se evidencia la presencia del emplazamiento del dique de composición diabásica.

➤ **Falla Lagarto.**

El desplazamiento entre los bloques que componen a la falla Lagarto es de tipo normal; la traza superficial de esta discontinuidad se localiza sobre el canal del vertedor, específicamente en la margen izquierda de esta obra, y su trayectoria es a partir del cadenamiento 0+0177,00 a 0+0600,00 m.

En el párrafo correspondiente a la falla Crucero ya se mencionó la posible correspondencia entre estas dos estructuras, aunque el cambio principalmente en la inclinación del echado se deba en gran medida a que es una estructura con cierto grado de alabeamiento. La orientación de la falla Lagarto gobierna gran parte de la dirección del arroyo del vertedor y el dato levantado en algunos puntos del campo marcan un promedio de N45°E/65-74°SE.

El área de cizallamiento de la falla Lagarto en general se ve enmascarada por los materiales que han sido acarreados por el arroyo. Los afloramientos donde es posible apreciar esta zona de cizalla tienen la presencia de un amplio espesor de brecha de falla, roca triturada y fracturamiento persistente que varía en cuanto a su longitud, pero orientado en la misma dirección de la falla principal (Fotografía 5). La continuidad de esta estructura sugiere una longitud de 430 m aproximadamente.



Fotografía 5.- Se puede observar claramente que la zona de cizallamiento de la falla Lagarto es muy amplia y tiene un espesor importante de brecha de falla.

La falla Lagarto fue cortada por el barreno BTDA-1 a una profundidad que va de 84,50 a 97,00 m (elevación aproximada 260 msnm), y se asocia a roca muy fracturada de la unidad TicU3 de mala calidad, con un RQD que desciende considerablemente en este tramo de 0,00 a 4,92 %.

Las fallas hasta ahora descritas en este capítulo son las que tendrán mayor relevancia en el área propuesta donde se excavarán los diferentes elementos civiles

de la obra de excedencias; por tal razón las que afectan más directamente a las obras de generación serán descritas en el apartado que les corresponda.

Por otro lado es importante mencionar a modo de resumen que las principales fallas que afectan a la margen derecha del río Santiago, zona donde quedarán emplazadas la mayor parte de las obras civiles del Proyecto Hidroeléctrico El Cajón, Nay. (Plano PHC-OG-01-2002), aparentemente marcan la influencia de una zona colapsada en forma de semigraben con estructuras internas de menor dimensión limitadas por dos sistemas. Por un lado, el límite representado por las fallas Crucero-Lagarto localizado en la porción occidental del área cartografiada del plano PHC-OG-01-2002. El segundo límite está representado por el sistema de la falla Playón cartografiada en la porción oriental del mismo plano.

En la Tabla 5 se resumen las características principales de las fallas mencionadas.

Tabla 5.- Fallas que afectan a la zona de obra de excedencias.

Falla	Rumbo	Espesor (m)	Relleno	Longitud (m)	Observaciones
FMD-8	N-S/74°W	10-20	Material cataclástico	>190	Afecta al canal de llamada, excedencias y generación.
FD-0	N82°W/77SW	4	Roca fracturada	50	Talud derecho canal de llamada excedencias.
FD-P	N55°W/67°NE	0,30-10	Material milonítico, alteración argílica	150	Talud derecho canal de llamada excedencias.
F-VIII	N17°W/68°NE	2-10	Arcilla y roca fracturada.	>200	Frente izquierdo canal de llamada.
FG-02	N06°W/76°SW	2	Material cataclástico y roca fracturada	150	Canal de llamada obra de excedencias.
FG-01	N-S/74°E	0,80	Material cataclástico	50	Piso y talud izquierdo canal de llamada.
FD-N	N-S/58°E	4	Roca fracturada.	70	Talud izquierdo y piso del canal de llamada.
Arroyo 2	N07°W/81°NE	0,70	Material cataclástico y alteración argílica.	>240	Piso y ambos taludes del canal de llamada.
Crucero	N45°E/42°SE	>15	Brecha de falla y arcilla.	>150	Piso del canal de llamada y zona de estructuras (cimacio).
FD-I	N20°E/66°NW	0,20-0,40	Roca fracturada.	60	Zona de estructura (cimacio).
FD-H	N20°W/60NE	0,30	Brecha de falla y roca fracturada.	120	Zona de estructuras (cimacio).
F-VI	N30°W/76°NE	4	Roca fracturada.	300	Inicio aguas abajo canal de descarga.
F-IV	N10°W/65-70°NE	15	Roca fracturada y dique diabásico	>350	Piso y ambos taludes del canal de descarga (vertedor).

Lagarto	N45°E/65-74°SE	>15	Brecha de falla y arcilla	>430	Canal de descarga obra de excedencias.
---------	----------------	-----	---------------------------	------	--

II.2.4.2 DIQUES.

✓ Dique Fd-4.

Se trata de un cuerpo intrusivo de composición diabásica emplazado aparentemente en una falla normal ya preexistente. Se localiza en la zona donde se excavarán los taludes derechos del canal de llamada de la obra de excedencias.

Tiene un color verde olivo, debido a la alteración de las plagioclasas que lo constituyen, lo que provoca la formación de arcilla expansiva y plástica que al perder humedad se contrae. En general se presenta como un material muy deleznable y suelto.

Su espesor es de 1,50 m, el cual no es constante, ya que se encuentra enmascarado por roca alterada y fracturada; en cuanto a su dirección general es N10°W/56°NE y tiene una longitud de 120 m.

✓ Diques Fd-1, Fd-2, Fd-3, Fd-5 y Fd-6.

Tienen también una composición diabásica y están emplazados en fallas normales ya preexistentes. Su espesor varía de 1,00 a 2,50 m, se localizan en el canal del vertedor (Fotografía 6) y afectan además gran parte de las obras de generación.

En superficie estos diques se manifiestan en el denominado “Arroyo de los diques”. En el subsuelo con la excavación del socavón 2 ubicado en la margen derecha fue posible confirmar su continuidad. Específicamente la zona de diques que se cortaron en el cruce 3 va del cadenamiento 0+023,28 al 0+085,50 m; en el cruce 2 del cadenamiento 0+000 al 0+070 m, mientras que para el cruce 4 se observan en todo el túnel. Es importante mencionar que estas estructuras, tanto en superficie como en el subsuelo, tienen una buena correlación. También en la perforación de los barrenos BCA-1 y BCA-2 fue posible su identificación.

La orientación preferencial de los diques es N15°W/61-78°NE y N30°W/76°NE, respectivamente para Fd-1 y Fd-2 y en cuanto a su longitud van de 220 a 400 m.

Generalmente sus respaldos, tal como aparecen en el subsuelo, presentan una zona amplia de roca fracturada y alterada con la presencia de calcita que rellena a dichas fracturas y de arcilla expansiva, aparentemente de tipo montmorillonítica, que al ir perdiendo humedad facilita su desprendimiento. Estas características en el subsuelo ponen en evidencia zonas potencialmente inestables que afectan sobre todo a la obra de generación.



Fotografía 6.- Aspecto del afloramiento en superficiales del dique Fd-5, con su característica arcilla producto de la alteración meteórica.

II.2.4.3 FRACTURAS.

Los datos de fracturamiento que se levantaron en los afloramientos de la Ignimbrita riódacítica El Cajón (TicU3) se usaron para realizar un análisis estructural con proyecciones estereográficas y así definir, a nivel general de la obra de excedencias, las principales familias de fracturas que se encuentran en el área.

La representación estereográfica de las fracturas medidas se realizó con 465 datos (Figura 2); los sistemas obtenidos a continuación se enlistan en el orden de importancia para el área de influencia.

F1 = N29°W/71°NE

F2 = N-S/70°E

F3 = N48°E/80°SE

F4 = N89°E/83°NW (correspondiente a la E-W/N)

F5 = N65°W/82°SW

Con base en los resultados de este análisis y lo observado directamente en campo se puede concluir que las orientaciones más antiguas encontradas en el área de estudio, probablemente correspondan con los sistemas de las familias F4 = E-W/83°N y F5 = N65°W/82°SW.

II.2.5. SEUDOESTRATIFICACION.

En cuanto a la pseudoestratificación de la unidad Ignimbrítica El Cajón, TicU3, la representación estereográfica se realizó con 41 datos. El resultado de la estadística nos arroja una orientación general N19°W/18°SW (Figura 3).

Los planos de debilidad representados por la pseudoestratificación en el área de estudio por lo general están sellados y aparentemente no representan riesgo en cuanto a la permeabilidad de la zona, aunque es importante hacer notar que en la superficie y en los niveles de roca descomprimida si se llegan a tener estas discontinuidades abiertas.

II.3 CARACTERISTICAS PARTICULARES DEL PROYECTO

El P. H. El Cajón es un conjunto de obras conformadas para un fin principal que es generar energía eléctrica. Las obras principales son: obras de infraestructura, obras de desvío del río, obras de contención para contener el embalse, obras de excedencias para la derrama de agua en caso de avenidas extraordinarias y obras de generación de energía. Las obras principales están relacionadas entre sí desde el aspecto de construcción, de operación y por vialidades o caminos durante la construcción del proyecto y como vialidad definitiva de la central.

El P. H. El Cajón es un proyecto que se va a construir mediante licitación pública, bajo la modalidad de contratación como proyecto de inversión financiada a precio alzado. Como parte del alcance del contrato, se incluye el diseño ejecutivo del proyecto, para el cual se debe incluir o tomar en cuenta lo siguiente:

El diseño ejecutivo que elaboré el Contratista debe cumplir con el arreglo general y la ingeniería básica desarrollada por Comisión y que ha sido la base para preparar la manifestación de impacto ambiental.

- Debe incluir los requisitos de construcción dados en las especificaciones.
- Debe cumplir con los criterios de diseño de las obras civiles y electromecánicas.
- Todas las excavaciones subterráneas y a cielo abierto deben ser revestidas con concreto hidráulico o concreto lanzado.
- Debe asegurar la estabilidad de las estructuras con tratamientos a la roca consistentes en: anclajes, ademes, concreto lanzado con malla electrosoldada y todo lo que cada caso requiera.
- Debe instalar la instrumentación necesaria para monitoreo del comportamiento de los cortes en roca y para poder detectar desplazamientos de bloques de roca durante su construcción y durante la operación de la planta.
- Debe cumplir con las medidas de mitigación y compensación de impactos ambientales establecidos en este documento y las adicionales que determine, en su caso, la SEMARNAT.

II.4 DESCRIPCIÓN DE OBRAS Y ACTIVIDADES PRINCIPALES

El P. H. El Cajón está constituido por las obras principales que se indican en la tabla II.4.

Tabla II.4 Obras y actividades para la construcción del P. H. El Cajón

NO.	CONCEPTO	DESCRIPCIÓN
a)	Número de unidades	2 Turbinas tipo Francis de eje vertical
b)	Capacidad por unidad	375 MW cada una
c)	Superficie del embalse	3942 ha
d)	Capacidad del embalse	
	al NAME	2369 hm ³
	al NAMO	2252 hm ³
	al NAMINO	936 hm ³
e)	Tipo de cortina	Enrocamiento con cara de concreto
f)	Superficie para estructura	
	Contención	25.7 ha
	Generación	8.6 ha
	Excedencias	10.1 ha
	Desvíos	10.7 ha
g)	Obras de generación	
	Obra de toma	Canal a cielo abierto con 1.5 Mm ³ de excavación.
	Tuberías a presión	Sección circular con camisa metálica de 7.25 m de Ø, longitud de 140.9 m y carga neta de diseño de 174.45 m.
	Casa de máquinas	Subterránea de 22.2 x 46.3 x 93.3 m.
	Subestación de potencia	Blindada con dispositivos SF6
	Galería de oscilación	De 16 m de Ø, 66.6 m de altura y 78.5 de longitud
h)	Excedencias	Canal a cielo abierto diseñado para 15900 m ³ /s. Con 6 compuertas radiales de 10.20 x 22.65 m.
i)	Obras de desvío	
	Túneles de desvío	Dos túneles con longitud total de 1569 m y sección portal de 14 x 14 m; capacidad de descarga de 5104 m ³ /s.
	Ataguías	De materiales graduados ambas, aguas arriba y aguas abajo.
j)	Desfogue	Túnel de sección portal de 16 m y 443 m de longitud
k)	Nuevos poblados	Se tienen previstos 5 sitios para reacomodos, localizados próximos a los actuales asentamientos. Se estima una superficie total de 50 ha, incluyendo vivienda, servicios y accesos.

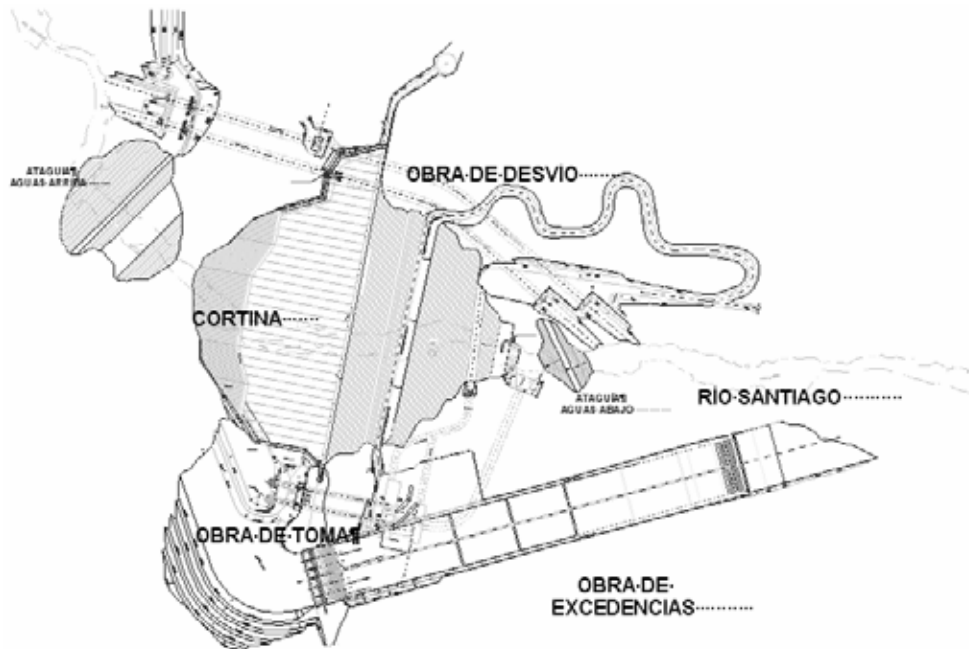


Figura II.1 Croquis de localización de los frentes de trabajo.

II.4.1 OBRAS DE DESVIO

Consisten en la construcción de dos túneles excavados en roca en la margen izquierda del río. La longitud aproximada de ambos túneles será de 1569 m, con una sección portal de 14 m de ancho y 14 m de alto. Se han diseñado con una capacidad para descargar un caudal de agua de 5104 m³/s, cuando exista una avenida de 5400 m³/s, avenida del río que corresponde a un período de retorno de 35 años.

Cada túnel debe contar en su portal de entrada con una compuerta deslizante para control del flujo de agua, accionada por malacates estacionarios. En el túnel 1 el nivel del piso debe ser inferior con relación al túnel 2, para realizar por el túnel 1 el cierre final de la presa e iniciar con este cierre, el llenado del embalse de la presa. Por esta razón debe instalarse en el túnel 1 una compuerta para cierre final.

La compuerta de cierre final se deslizará por medio de un malacate a través de una lumbrera vertical revestida de concreto. Dicho malacate será instalado en la superficie junto al marco que soportará la compuerta durante el cierre final.

La compuerta de cierre final será proporcionada por CFE, que cuenta con las partes principales del equipo que se utilizó para este fin en la C. H. Aguamilpa. Se debe dar el mantenimiento necesario a estos elementos y reponer todas las partes faltantes para su correcto funcionamiento, tanto a la compuerta, como a sus mecanismos.

Las obras de desvío se complementan con dos ataguías, que se deben diseñar y construir con materiales graduados. El núcleo impermeable de ambas ataguías (una a cada lado de la cortina) debe estar ligado a una pantalla impermeable construida a través del aluvión, hasta la roca sana del fondo del cauce del río para evitar filtraciones hacia la zona de construcción de la cortina. Se debe garantizar la correcta

construcción del núcleo impermeable y la pantalla impermeable, para tener las condiciones necesarias para el desplante de la cortina. Dichas condiciones consisten básicamente en tener seca la zona de desplante de la cortina, por lo que se deben construir las ataguías antes del período de lluvias para poder iniciar la construcción de la cortina y los tratamientos de la roca en su desplante.

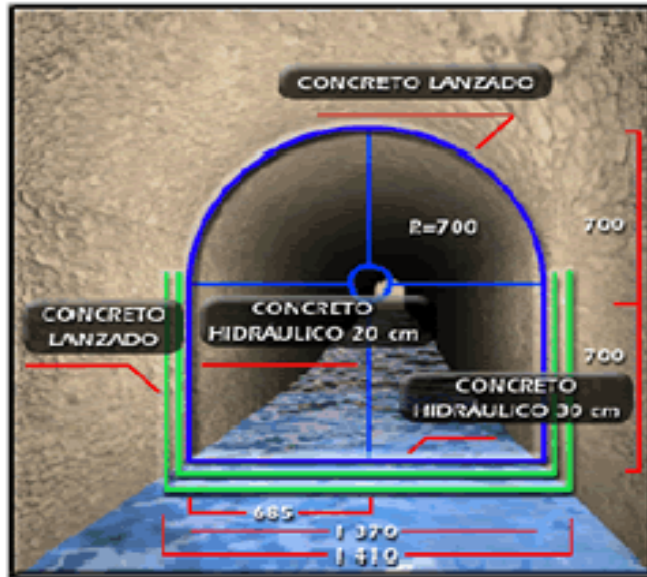


Figura II.4.1 Imagen de diseño de una ataguía de desvío.

II.4.2 OBRAS DE CONTENCION

Las obras de contención reciben este nombre porque son las obras que contienen el embalse, se forman por la cortina, galerías de inspección, inyección y drenaje, y por una pantalla impermeable construida sobre el macizo rocoso donde se desplanta la cortina, basada en perforaciones e inyecciones de cemento-agua. La cortina será de enrocamiento compactado con cara de concreto en el frente aguas arriba; tendrá una altura máxima de 186 m y un volumen de terracerías aproximado de $12.5 \times 10^6 \text{ m}^3$.

La parte impermeable de la cortina se forma con una gran losa de concreto reforzado de 59766 m^3 en su cara de aguas arriba. La cara de concreto se apoya sobre los materiales de la cortina y tiene su cimentación en las laderas de desplante de la misma, mediante una losa de concreto construida sobre terreno firme a lo largo del perímetro de la cara de concreto. A esta losa de cimentación se le denomina plinto. Para la construcción de las losas de la cara de concreto de la cortina y el plinto se debe aprovechar la experiencia obtenida en la construcción de la presa de la C. H. Aguamilpa, ya que ambos diseños son muy similares.

En el diseño de la cortina se debe incluir la instalación de materiales y aparatos para instrumentación que permitan conocer el comportamiento de la estructura durante su construcción, durante el primer llenado del embalse y durante su vida útil.

La instrumentación debe estar diseñada para conocer: puntos de presión hidráulica, asentamientos, deformaciones, desplazamientos y filtraciones.

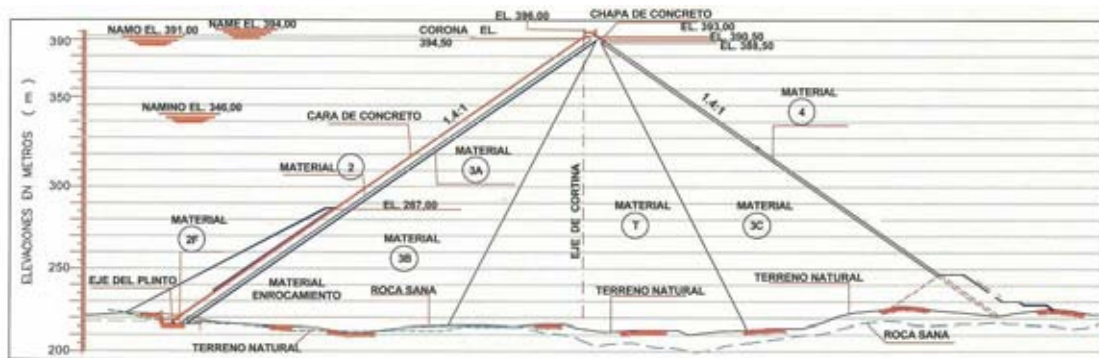
Para la cara de concreto de la cortina, cobra especial importancia el sistema de sellos y juntas de cobre que se deben colocar en todas las juntas de construcción, tanto de la cara de concreto como del plinto, debido a que estos dispositivos deben evitar filtraciones de agua a través de la presa. Para medir cualquier filtración que pudiera presentarse, se debe construir una galería filtrante al pie de la cortina en la zona aguas abajo, de tal manera diseñada, que por ella se capten todas las filtraciones que ocurran por el cuerpo de la presa, y medir el gasto de filtración en cualquier época del año.

Los niveles de control y capacidades del embalse se indican en la tabla II.4.3:

Tabla II.4.3 Elevación y capacidades del embalse del P. H. El Cajón

Cota	Descripción	Elevación msnm	Capacidad Hm ³
	Corona de la cortina	394.5	
NAME	Nivel de aguas máximas extraordinarias	394	2369
NAMO	Nivel de aguas máximas de operación	391	2252
NAMINO	Nivel de aguas mínimas de operación	346	936

El embalse tendrá una capacidad para regulación de avenidas de 87 hm³. El volumen útil para generación será de 1127 hm³.



MATERIAL	ZONA EN LA ESTRUCTURA	VOLUMEN (m ³)	
2F	FILTRO BAJO JUNTAS DE TENSION	7 930	
2	SOPORTE DE LOSA	358 651	
3A	FILTRO / TRANSICION ENTRE 2 Y 3B	232 496	
3B	ENROCAMIENTO PRINCIPAL	3 269 511	
T	TRANSICION	3 434 423	
3C	RESPALDOS DE AGUAS ABAJO	3 418 466	
4	ENROCAMIENTO DE PROTECCION	159 956	
			SUMA TOTAL DE MATERIALES: 10 881 433 m³

Figura II.4.2 Grafica de volumen de materiales.

II.4.3 OBRAS DE EXCEDENCIAS

Consiste en un canal a cielo abierto excavado en roca en la margen derecha del río, diseñado para un gasto máximo de 12300 m³/s. Esta avenida está asociada a un periodo de retorno de 10000 años y representa un volumen total de 6294 hm³. El vertedor tendrá una zona de control con 6 compuertas radiales de servicio 10.20 x 22.65 m para alcanzar el gasto de diseño. Las compuertas serán accionadas por servomotores.

La zona de control tendrá, además, una compuerta deslizante compuesta por módulos iguales para formar un tablero que debe funcionar como compuerta auxiliar para efectuar trabajos de mantenimiento de las compuertas radiales. La compuerta auxiliar se deslizará sobre guías verticales y será accionada por una grúa tipo pórtico colocada sobre rieles a lo largo de la zona de control.

Dadas las características de operación del vertedor para casos de emergencia, en la zona de estructuras se va a incluir una planta generadora de energía eléctrica de emergencia de combustión interna cuya capacidad esta por determinarse.

El canal de descarga, dada su longitud, debe tener aereadores en el piso y contar con un muro separador a lo largo del canal para dividirlo en dos secciones iguales, para que cada sección de canal sea alimentada con tres compuertas radiales, con el fin de optimizar el funcionamiento de la estructura. Por la altura de desplante del vertedor en su punto de salida, el flujo de agua debe ser alejado de la ladera por medio de una estructura deflectora de concreto reforzado.

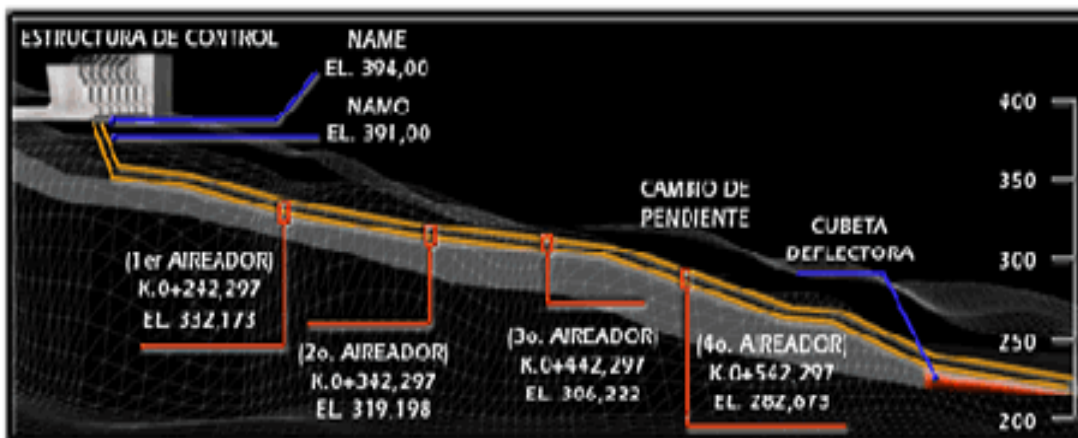


Figura II.4.3 Niveles en el canal de descarga.

II.4.4 OBRAS DE GENERACION

Son un conjunto de obras subterráneas y a cielo abierto para la generación de energía eléctrica, ubicadas en la margen derecha del río. Descritas en el sentido del flujo de agua para la generación de energía eléctrica, son las siguientes:

- **Obra de toma.** Consiste en un canal a cielo abierto excavado en roca en la margen derecha del río. El volumen de excavación de este canal se estima en

1518560 m³. Para la estabilización de las paredes del canal, que tendrán alturas de 46 m, se va a colocar anclaje y concreto lanzado reforzado con malla electrosoldada. Por la obra de toma se suministra agua a dos turbinas, por lo cual su estructura de control incluye dos compuertas deslizantes de servicio; una para cada turbina; estas compuertas deben ser accionadas por servomotores. Adicionalmente se debe instalar una compuerta auxiliar, accionada con una grúa pórtico que le permita colocarse en cualquiera de las dos unidades para efectuar los servicios de mantenimiento a las compuertas de servicio.

En la toma de agua se deben colocar rejillas metálicas para impedir el paso de cuerpos extraños cuando exista flujo de agua. La obra de toma esta diseñada para un gasto de 236.8 m³/s para cada turbina.

- **Tuberías a presión.** A continuación de la obra de toma, se localizan las tuberías a presión, las cuales consisten en tuberías (túneles) inclinadas de sección circular, excavadas en roca, revestidas con camisa metálica, empacadas con concreto y tratadas mediante inyecciones de consolidación para mejorar las condiciones mecánicas de la roca alrededor de las tuberías. También está previsto efectuar inyecciones de contacto concreto-roca y concreto-lámina, respectivamente. Las tuberías tienen un diámetro interior de 7.25 m para conducir el gasto indicado de 236.8 m³/s para cada unidad.

La construcción de las tuberías a presión implica los problemas más difíciles de la construcción del proyecto por tratarse de túneles inclinados. En su procedimiento de excavación está previsto construir un túnel auxiliar de 300 m de largo, que comunicará la parte baja de las tuberías a presión, para extraer por este túnel el material producto de la excavación.

El túnel auxiliar parte del túnel de acceso a la casa de máquinas y comunica además la parte baja de la casa de máquinas, la parte baja de los pozos de oscilación y el túnel de desfogue. Para todas estas estructuras, el túnel auxiliar representa una gran ayuda para evitar interferencias, extraer material de excavaciones y como una vialidad indispensable para realizar las diversas actividades que demanda cada frente de trabajo.

- **Casa de máquinas.** A continuación de las tuberías a presión se encuentra la casa de máquinas, consiste en una caverna excavada en roca, con dimensiones de 22.2 m de ancho, 93.3 m de largo y 46.3 m de alto. En ella se deben instalar dos turbogeneradores con una carga neta de diseño de 166.75 m, para dar una potencia de 375 MW cada uno. Las turbinas deben ser tipo Francis de eje vertical. Se requiere su diseño para una generación total anual de 1318.38 GWh, con un factor de operación de planta de 0.198.

A la casa de máquinas se ingresa desde el exterior mediante un túnel de acceso vehicular de 10 m de ancho por 8 m de altura. Estas dimensiones están de acuerdo con las partes más grandes de los equipos que se van a instalar. La casa de máquinas debe contar con un sistema forzado de ventilación por medio de cuatro lumbreras verticales. Adicionalmente se debe construir una lumbrera más para contener todos los cables de control, fuerza y medición.

En la casa de máquinas deben instalarse dos grúas viajeras con la capacidad conjunta para realizar el montaje y los servicios de mantenimiento de todos los equipos y sistemas auxiliares de los turbogeneradores. También se debe instalar una turbina auxiliar tipo Francis de eje horizontal, para suministro de energía eléctrica para los servicios propios de la planta en caso de emergencia.

- **Subestaciones.** De la casa de máquinas, la energía se conduce a través de lumbreras verticales hasta la superficie, por medio de barras o buses de potencia a los transformadores que van a elevar el voltaje a 400 kV. La subestación debe ser del tipo blindado con dispositivos en atmósfera de hexafluoruro de azufre (SF₆) y se alojará en un edificio a cielo abierto construido en una plataforma donde se ubican los transformadores, casetas de ventilación y las subestaciones de servicios propios de la planta. A esta subestación que entrega la energía a una línea de transmisión en 400 kV, se le denomina “Subestación de potencia”.

Además de la subestación de potencia, existe otra subestación en la misma plataforma ubicada a elevación 350 msnm. En esta subestación se transforma la energía de 115 a 13.8 kV para los servicios propios de la planta una vez que se pone en servicio.

- **Galerías de oscilación.** Las obras de generación se complementan además con pozos de oscilación excavados en roca, uno para cada turbina. Los pozos de oscilación son cilíndricos, tienen un diámetro de 16 m y una altura de 66.6 m. El agua, una vez turbinada, es conducida por medio de túneles de aspiración a los pozos de oscilación donde pierde toda su energía mediante oscilaciones a estos pozos. En los pozos de oscilación se alojarán compuertas deslizantes movidas con una grúa viajera para poder aislar cualquiera de las unidades, cuando la otra este en servicio. Con el uso de estas compuertas se pueden realizar los trabajos de inspección y mantenimiento de las partes bajas de las turbinas.
- **Desfogue.** De los pozos de oscilación, el agua una vez utilizada se regresa al cauce natural del río por medio de un túnel de desfogue de 443 m de largo y 16 m de sección portal.

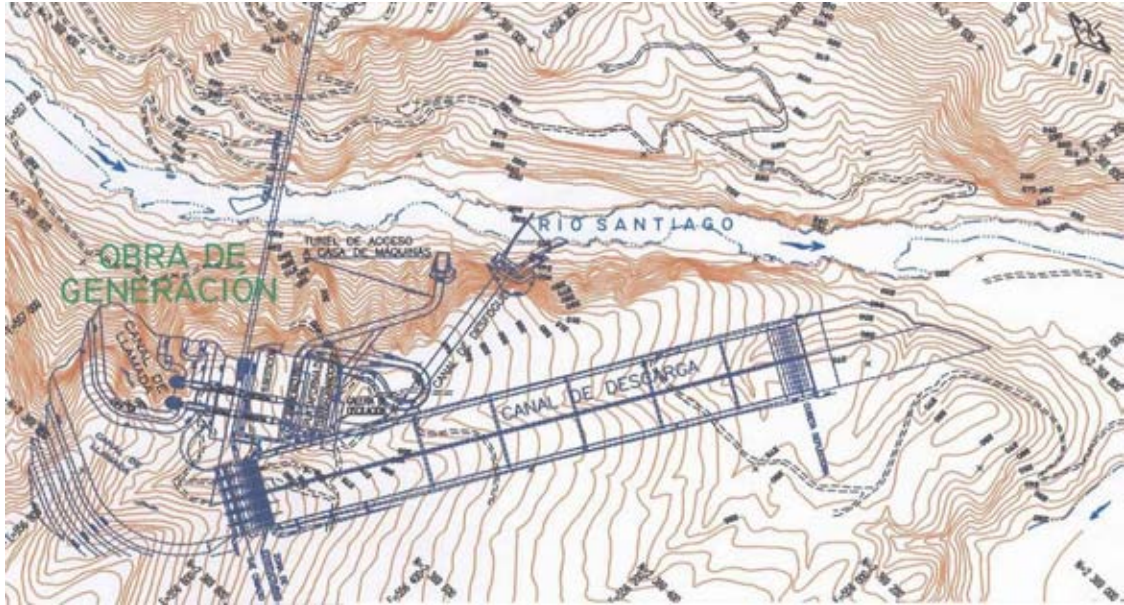


Figura II.4.4 Topografía de la obra de generación.

III EXCAVACION DEL VERTEDOR DE EXCEDENCIAS

III.1 PROGRAMA DE EXCAVACION DEL VERTEDOR

El vertedor de excedencias fue excavado en roca sobre la margen derecha, en una zona de fallas geológicas que la hacen un sitio complejo. Estará controlado por 6 compuertas radiales de 12 x 20.70 m, con una masa estimada de 178 t cada una y ha sido diseñado para un gasto de 14830 m³/s.

En la secuencia de excavación será prioritario la obra de toma, luego el canal de llamada del vertedor, la estructura de control, la subestación y finalmente los canales de descarga del vertedor. El canal de llamada tiene un ancho de 50 m en su parte más angosta en la entrada, cuenta con muros de encauce hacia la estructura de control, donde alcanza en su parte más ancha 120 m.

El equipo a utilizar consistió básicamente de tractores de hoja topadora para realizar las excavaciones de suelo y para roca se utilizarán perforadoras tipo Hidrotrack, explosivos y camiones.

Se realizaron banqueos de 10 metros en cada plataforma formada, a excepción de los 12 m aledaños a los taludes, en el cual se harán banqueos de 5 m, dando acceso a los equipos de tratamientos de taludes, que serán protegidos conforme al proyecto; colocándose anclas de fricción y de tensión, concreto lanzado con fibra metálica o malla electrosoldada, drenes cortos de 20 cm. y drenes largos de 6 a 9 m.

El sistema de tratamiento será verificado mediante instrumentación a base de extensómetros. En la colocación del concreto hidráulico se usarán cimbras trepantes y bomba. Obra de control, una vez iniciado el canal de llamada, se incorporo un segundo grupo de trabajo para atacar en forma simultánea la estructura de control. La estructura de control comprende 6 compuertas de 12 m de ancho y 20.70 m de altura, sobre un cimacio de 60 m de longitud y 90 m de ancho. Los muros de cada vano son de concreto reforzado de máximo 29 m.

En la zona del cimacio, se profundizará la excavación en la parte de aguas arriba para conformar el dentellón. Para la colocación de compuertas se colocarán las partes fijas en los primeros colados y previo a los segundos se fijarán las ranuras para el deslizado de las compuertas. En las zonas de colados masivos se harán con bombas y cimbras convencionales. En el cimacio se colocará la cimbra para la conformación de una galería conforme se vayan desarrollando los colados.

En las zonas de apoyo de la rótula de las compuertas se colocarán elementos postensados. El puente de maniobras ubicado sobre las pilas del vertedor, de 17.48 m. de ancho, consiste en 8 traveses presforzadas tipo AASHTO, losa acero y losa de 20 cm. Canal de descarga consiste en dos canales a cielo abierto de sección cajón de 43.60 m. de ancho cada uno y muros de concreto de 8 a 9 m. de altura y longitud de 742 m, para la conducción de los volúmenes desalojados por el vertedor. Tiene un desnivel total de 125.16 m desde la cresta del cimacio hasta la estructura de amortiguamiento final. Se atacarán con los dos grupos de trabajo en el sentido de la estructura de control hacia la salida de los canales. Para el piso se harán colados de 70 cm. de espesor con cimbra deslizante, se colocarán en zanjas drenes de PVC

rasurado de 8" en el piso del canal. También en piso se harán barrenos de 6 m de longitud para habilitar drenes en el macizo, con tubos de PVC perforado o rasurado de 2" de diámetro envuelto con geotextil y anclas de fricción.

En los taludes se colocarán anclas de tensión. Donde se requiera se colocará concreto lanzado con fibra metálica. Cubeta deflectora, la descarga de los canales hacia el cauce natural se realiza mediante una cubeta de descarga libre, bajo la cubeta se alojará una galería de 3.60 x 3.60 m. mediante una excavación de una zanja de 2.8 x 3 m. de profundidad. El proceso es similar al descrito en las etapas de excavación, tratamientos, drenes, anclajes y colados. Se hará el colado mediante una bomba. Los colados de la piel del deflector se harán con cimbras especiales y se dará la forma con guías.

III.1.1 EXCAVACION A CIELO ABIERTO SIN USO DE EXPLOSIVOS

La excavación a cielo abierto sin utilizar explosivos consiste 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.

Es responsabilidad del contratista seleccionar el equipo más adecuado para realizar esta excavación, debiendo considerar el tipo y capacidad para cumplir con el programa de construcción.

III.1.2 EXCAVACION CON USO DE EXPLOSIVOS

Es responsabilidad del contratista efectuar ante las autoridades correspondientes (Secretaría de la Defensa Nacional, SCT y SEMARNAT) todos los trámites que se requieran para obtener las licencias o permisos necesarios para la adquisición, transporte, manejo, almacenamiento, y uso de los explosivos y accesorios que se utilicen en la obra. Asimismo es su responsabilidad garantizar la seguridad, conservación y utilización de los explosivos de acuerdo con la reglamentación vigente.

Es a cargo del contratista la construcción de polvorines y la aprobación de los mismos por parte de las autoridades militares. Los arreglos y métodos de voladuras a emplear, también son responsabilidad del contratista.

La cantidad de explosivos utilizada y los métodos de voladuras se deben diseñar para evitar la fracturación de las superficies de excavación y daños a otros frentes de trabajos o estructuras adyacentes a los límites de excavación. Conforme la excavación se aproxime a los límites finales, la profundidad y/o separación de los barrenos y la cantidad de explosivos en cada barreno deben disminuir en forma progresiva para preservar en buena condición la roca. No se permite la perforación de barrenos más allá de las líneas de excavación de proyecto.

Las voladuras se deben ejecutar después de tomar las precauciones debidas para proteger al personal, equipos, obras, poblaciones e instalaciones vecinas. Cualquier daño ocasionado por voladuras debe ser reparado por el contratista.

III.1.3 ACTIVIDADES INCLUIDAS EN LA EXCAVACION

El contratista debe ejecutar, sin ser limitativas, las siguientes actividades:

- a) Perforación de barrenos.
- b) Adquisición, transporte, manejo y colocación de agentes explosivos, altos explosivos, y dispositivos para iniciación de explosivos.
- c) Precorte o postcorte.
- d) Operaciones para voladuras.
- e) Amacice y apuntalamiento temporal de las excavaciones, cuando se requiera.
- f) Colocación de los sistemas de soporte.
- g) Alumbrado y ventilación.
- h) Conservación de la zona de excavación.
- i) Carga del material producto de las excavaciones.
- j) Acarreos totales.
- k) Descarga del material en los sitios de almacenamiento o bancos de desperdicio, incluye operación y manejo del banco.
- l) Bombeos totales.
- m) Relleno de sobreexcavaciones.

Postcorte.

Se define como un método de voladura en el cual las perforaciones perimetrales están con separación muy próxima y cargadas ligeramente con explosivos, las cuales son detonadas simultáneamente, pero inmediatamente después de que la masa principal ha sido detonada. Este método se debe utilizar para las excavaciones en túneles en todo el perímetro de las secciones.

El propósito del sistema postcorte es conseguir una superficie uniforme y de no ocasionar daños a la roca que forme parte de la obra civil.

El contratista debe realizar pruebas para determinar apropiadamente el diámetro y separación de barrenos, así como la cantidad y distribución de las cargas de explosivos. El postcorte sólo se podrá utilizar en excavaciones subterráneas.

Precorte

Este sistema consiste en ejecutar la barrenación perimetral con separación muy próxima y con una carga apropiada. Las operaciones de voladuras, se llevan a cabo para tener un corte previo que aísla la zona por excavar posteriormente, con daños mínimos a las partes aledañas a la excavación. El método de precorte se utiliza para obtener superficies uniformes. El contratista debe realizar pruebas a su cargo para determinar el diámetro y separación de los barrenos, así como la cantidad y distribución de las cargas de explosivos. Es condición obligatoria que todos los cortes finales o definitivos de las obras exteriores contratadas queden ejecutados por medio del sistema de precorte.

El precorte es similar a la barrenación en línea a cielo abierto pero con la diferencia de que los barrenos tienen una separación máxima entre ellos de 80 cm. y la carga usada es muy baja. En el precorte estos barrenos deben ser detonados antes de la voladura principal.

Rellenos

Pueden requerirse rellenos para conformar y restituir niveles de piso en la proximidad de algunas estructuras para las que haya necesidad de efectuar excavaciones, en cualquier caso debe ponerse a consideración de la Comisión el tipo y forma de colocación, para su aceptación correspondiente. El material para realizar los rellenos puede ser concreto o producto de las excavaciones, para éstos últimos se debe considerar el tipo, tamaño de partícula, humedad y tipo y porcentaje de compactación.

III.2 DISEÑO DE VOLADURAS.

Los explosivos son sustancias que tienen poca estabilidad química y que son capaces de transformarse violentamente en gases. Esta transformación puede realizarse a causa de una combustión como en el caso de la pólvora o por causa de un golpe, impacto, fricción, etc. en cuyo caso recibe el nombre de explosivos detonantes, como es el caso de las dinamitas y los nitratos de amonio.

Cuando esta violenta transformación en gases ocurre en un lugar cerrado, como puede ser un barreno en un manto de roca, se producen presiones muy elevadas que fracturan la roca.

La más antigua de las sustancias explosivas es la pólvora negra, que consistía en una mezcla formada por salitre, carbón y azufre. Se cree que los descubridores de la pólvora fueron los chinos, pero su uso se limitó exclusivamente a exhibiciones pirotécnicas con las que iluminaban sus celebraciones.

Más tarde, en Europa fue Bacon el que publicó una fórmula de la pólvora con instrucciones detalladas para su fabricación, poco después, y hasta la fecha, se usó en armas de fuego.

El mismo Hernán Cortés se surtía de pólvora fabricándola con carbón vegetal, azufre recogido en cráteres de nuestros volcanes y con salitre de las orillas de los lagos.

Posteriormente se substituye el salitre por clorato de potasio, lo que la hizo más potente y más tarde con nitrato de sodio conocido como Nitro de Chile, pues abunda en ese país.

Hacia el 1850 Sobrero descubrió la Nitroglicerina, explosivo muy potente, pero muy sensible, es decir estalla con cualquier pequeño golpe lo que la hace peligrosa. Se utilizó en voladuras para sustituir a la pólvora pero su uso se limitó por la peligrosidad.

Entonces apareció Alfredo Nobel que inventó la dinamita Nitroglicerina que no es otra cosa que Nitroglicerina mezclada con una substancia inerte como puede ser una tierra dictomacea (para fijar ideas puede se un polvo de ladrillo).

De la proporción de Nitroglicerina y material inerte depende su poder explosivo, el porcentaje de Nitroglicerina representa la fuerza relativa del explosivo.

También inventó las primeras dinamitas Gelatinas y disolver algodón colodión en Nitroglicerina.

Durante los últimos 50 años, el Nitrato de Amonio ha desempeñado un papel cada vez más importante en los explosivos. Se usó primeramente como ingrediente de la dinamita y, hace aproximadamente un cuarto de siglo, comenzó a emplearse en una sencilla y económica mezcla con el Diesel que ha constituido una revolución en la industria de los explosivos y que, hoy día, cubre aproximadamente el 80% de las necesidades de los explosivos.

También se ha desarrollado, en el último cuarto de siglo, los explosivos de geles de agua, a base de nitrato de amonio. Los explosivos de geles de agua contienen sensibilizadores, tales como los nitratos de amina, el TNT y el aluminio, así como agentes de melificación y otros materiales, para alcanzar su grado de sensibilidad.

A diferencia de la mezcla de Nitrato de Amonio y diesel los geles de agua son resistentes al agua y pueden prepararse según fórmulas de elevadas velocidades de detonación.

Ya que no contienen Nitroglicerina, los geles de agua son, inherentemente, menos peligrosos que la dinamita en su fabricación, transporte, manipulación y empleo. Y, debido a su flexibilidad y reducido el peligro, han declinado el empleo de la dinamita.

Actualmente los explosivos se usan para la construcción de diversas obras civiles como presas, sistemas de riego, redes de conducción eléctrica, gasoductos, oleoductos, sistemas de drenaje, vías de comunicación, cimentaciones de estructuras, canales, túneles y muchas más. Se puede notar que las principales finalidades de la excavación en roca para la construcción de las obras de Ingeniería Civil son: para alojar estructuras, eliminar obstáculos y obtener materiales para construcción.

En todos estos casos, el proceso de explotación de roca está formado por tres etapas; extracción y carga y acarreo.

La extracción consiste en separar un fragmento de roca de un banco o corte y puede hacerse usando explosivos o escarificadores (arados). Cuando se hace con explosivos se produce una voladura.

La roca extraída puede ser graduada o sin graduar, en el primer caso existen requerimientos de tamaño y en el segundo no. El tamaño puede estar limitado por el uso a que se destine la roca, por ejemplo:

- Para trituración.- La limitación está dada por la abertura de la quebradora primaria, aquí se pide un tamaño máximo.

- Para enrocamientos.- Por el proyecto, especificaciones y el equipo de carga y acarreo. En escolleras se pide un tamaño mínimo para que la roca no sea movida por el oleaje.
- Para cortes y pedraplenes.- Por el equipo de carga y acarreo o la capacidad de los tractores.

III.2.1 GENERALIDADES DE EXPLOSIVOS

Propiedades de los explosivos.

Cada explosivo tiene características específicas definidas por sus propiedades, el conocimiento de estas propiedades es un factor importante para el buen diseño de voladuras, además permiten elegir el más adecuado de ellos para algún caso específico. A continuación mencionaremos las más importantes propiedades de los explosivos.

Fuerza.

La fuerza suele considerarse como la capacidad de trabajo útil de un explosivo. También suele llamarse potencia y se originó de los primeros métodos para clasificar los grados de las dinamitas. Las dinamitas puras o nitroglicerinas, fueron medidas por el porcentaje de nitroglicerina en peso que contenía cada cartucho, por ejemplo, la dinamita nitroglicerina de 40% de fuerza, contiene un 40% de nitroglicerina; una de 60% contiene 60% de nitroglicerina, etc. La fuerza de acción de este tipo de explosivo se toma como base para la comparación de todas las demás dinamitas. Así pues la fuerza de cualquier otra dinamita, expresada en tanto por ciento, indica que estalla con tanta potencia como otra equivalente de dinamita nitroglicerina en igualdad de peso.

Densidad de empaque.

La densidad de empaque de los explosivos se expresa como el número de cartuchos por caja de 25 kilogramos (Tabla 2 y 3). Para ambos casos hay que tener en cuenta que el número de cartuchos es aproximado y puede haber una variación del 3%.

Densidad (Peso volumétrico)

Este dato nos sirve, al diseñar un barreno, para estar seguro que el espacio destinado a los explosivos es suficiente para alojar los kilogramos calculados. Se mide en gr/cm^3 , Kg/lit ó Kg/m^3 .

Velocidad de detonación.

Es la velocidad expresada en metros por segundo, con la cual la onda de detonación recorre una columna de explosivo. La velocidad puede ser afectada por el tipo de producto, su diámetro, el confinamiento, la temperatura y el cebado. Las velocidades de detonación de los explosivos comerciales fluctúan desde cerca de 1,525 m/seg (5,000 pies/seg) hasta más de 6,705 m/seg (22,000 pies/seg). Pero la mayor parte de los explosivos usados tienen velocidades que varían de 3,050 a 5,040

m/seg (de 10,000 a 18,000 pies/seg). Mientras mayor sea la rapidez de la explosión, mayor suele ser el efecto de fragmentación.

Sensibilidad.

Es la medida de la facilidad de iniciación de los explosivos, es decir, el mínimo de energía, presión o potencia que es necesaria para que ocurra la iniciación. Lo ideal de un explosivo es que sea sensible a la iniciación mediante cebos para asegurar la detonación de toda la columna de explosivos, e insensible a la iniciación accidental durante su transporte, manejo y uso.

En la industria de los explosivos, la prueba más usada es la de la sensibilidad al fulminante, los cuales varían desde el número 4 hasta el 12. El uso del fulminante No. 6 es la prueba estándar, su contenido es de 2 gramos de una mezcla de 80% de fulminato de mercurio y 20% de clorato de potasio, o alguna sustancia equivalente. Con el uso de este fulminante se clasifican los productos explosivos, si estallan se les denomina explosivos, si sucede lo contrario se les llama agentes explosivos.

Para comparar las sensibilidades entre diferentes productos se utilizan fulminantes de diferente potencias, cuanto más alto sea el número de la cápsula mayor será la sensibilidad del explosivo.

Resistencia al agua.

En forma general se define como la capacidad del explosivo para soportar la penetración del agua. Más precisamente, la resistencia al agua es el número de horas que el explosivo puede hallarse cargado en agua y aún ser detonado.

Obviamente, en trabajos en seco esta propiedad no tiene importancia, pero si el explosivo va a estar expuesto al agua puede ser afectado en su eficiencia o desensibilizarse al grado de no detonar, provocando una falla en la propagación de la detonación.

La resistencia del producto no sólo depende del empaque y de la capacidad inherente del explosivo para resistir el agua. La profundidad del agua (presión) y el estado de reposo o movimiento de la misma afectan el tiempo de resistencia al agua del explosivo.

Por consiguiente, deben de considerarse las características particulares de cada acción de voladura y tener en cuenta la resistencia al agua de los explosivos proporcionada por el fabricante, para las diferentes condiciones de humedad en que se encontrará el explosivo en el barreno.

Emanaciones.

En este medio se le denominan emanaciones a los gases tóxicos. Los gases que se originan de la detonación de explosivos principalmente bióxido de carbono, nitrógeno y vapor de agua, los cuales no son tóxicos en el sentido clásico de la palabra, pero también se forman en cualquier detonación gases venenosos como el monóxido de carbono y óxidos de nitrógeno.

En trabajos a cielo abierto las emanaciones se pueden dispersar rápidamente por el aire, por lo que provocan poca preocupación, pero en trabajos subterráneos deben considerarse detenidamente, ya que las emanaciones no se disipan fácilmente y en este caso la ventilación es de fundamental importancia. También hay que considerar que las emanaciones provocan, mientras se disipan, tiempos de espera para poder reanudar los trabajos.

Tanto la naturaleza como la cantidad de gases venenosos varían en los diferentes tipos y clases de explosivos.

Algunos de los factores que pueden incrementar los gases tóxicos son: fórmula pobre del producto, cebado inadecuado, falta de resistencia al agua, falta de confinamiento, reactividad del producto con la roca y reacción incompleta del producto.

Inflamabilidad.

Se define como la facilidad con la cual un explosivo o agente de voladura puede iniciarse por medio de llama o calor.

En el caso de las dinamitas, la mayoría se incendian con facilidad y se consumen violentamente. Pero hay varios explosivos que requieren que se les aplique una flama exterior en forma directa y continua para que logren incendiarse.

Selección del explosivo.

Para seleccionar el explosivo a usarse en una situación determinada, es indispensable tener en cuenta su costo y sus propiedades. Deberá escogerse aquel que proporcione la mayor economía y los resultados deseados.

La selección adecuada de un explosivo es sumamente importante para diseñar correctamente un programa de voladuras.

La selección de los explosivos debe considerar el tipo y condiciones del terreno, seleccionando el que proporcione el mejor rendimiento por unidad de roca quebrada, y asegurar que la fragmentación y desplazamiento sean los adecuados para ser manejados por su equipo. Algunos factores que deben considerarse en la selección del explosivo son los siguientes:

- Costo del explosivo
- Diámetro de barrenación
- Costo de barrenación
- Fragmentación
- Presencia de agua
- Condiciones de ventilación
- Temperatura atmosférica
- Potencia explosiva

El contratista tiene la obligación de verificar, antes de cada voladura, la resistencia de los circuitos eléctricos o no eléctricos, según su elección, para asegurarse de que no existan alambres rotos, cortos circuitos y que la resistencia del circuito sea compatible con la capacidad de la fuente de poder.

El principal riesgo asociado con los sistemas de disparo eléctrico son los rayos o relámpagos, asimismo, la corriente en forma de electricidad estática y la energía de radiofrecuencia también son un riesgo. De igual forma, las líneas de alto voltaje presentan el riesgo de corriente inductiva, capacitiva y conducción de rayos. Es responsabilidad del contratista tomar todas las medidas preventivas y de seguridad a fin de evitar cualquier accidente como consecuencia de lo aquí mencionado.

El cargado de barrenos debe hacerse de acuerdo con el diseño de las voladuras. Nunca debe cargarse una voladura cuando exista tormenta eléctrica. Antes de cargar un barreno debe ser revisado para asegurarse que no tiene anomalías que pudieran afectar o modificar la distribución y cantidad de explosivo a utilizar.

Es responsabilidad del Contratista diseñar las plantillas de barrenación para el uso de explosivos en las excavaciones, tomando en cuenta su finalidad, las características de la roca y del propio explosivo. Antes de su aplicación, debe ponerse a consideración de la Comisión el diseño correspondiente para su revisión y aceptación, sin que exima la responsabilidad del contratista.

Los retardos utilizados entre barrenos en una voladura deben ser seleccionados para cumplir con las siguientes condiciones:

- a) Asegurar que una cara libre apropiada se ha formado para permitir que el explosivo produzca una fragmentación y desplazamiento eficiente de la roca.
- b) Aumentar la fragmentación entre barrenos adyacentes
- c) Reducir las vibraciones creadas por la voladura

Cuando en las voladuras primarias se obtengan fragmentos tan grandes que no se puedan manejar eficientemente, se deben utilizar voladuras secundarias. Para ello hay dos métodos que son: el plasteo y el moneo.

El plasteo no se permite para este proyecto. El moneo consiste en barrenar el fragmento grande de roca con barrenos de diámetro pequeño y reducida carga de explosivo para quebrar la roca sin que produzca el vuelo de fragmentos pequeños de roca.

III.2.2 VOLADURAS A CIELO ABIERTO

BARRENACION EN LINEA, DE LÍMITE O DE COSTURA.

Principio.

La Voladura con Barrenación en línea involucra una sola hilera de barrenos de diámetro pequeño, poco espaciados, sin cargar y a lo largo de la línea misma de excavación. Esto proporciona un plano de menor resistencia, que la voladura primaria pueda romper con mayor facilidad. También origina que parte de las ondas de choque

creadas por la voladura sean reflejadas, lo que reduce la trituración y las tensiones en la pared terminada.

Trabajos a cielo abierto.- La Fig. 1 muestra un patrón típico y un procedimiento para la Barrenación en línea para trabajo a cielo abierto. Los mejores resultados se obtienen cuando la excavación primaria se mantiene retirada de una a tres filas de barrenos de la línea precisa de excavación. La última fila o filas de barrenos se separan entonces de la Barrenación en línea utilizando estopines de retardo o conectores MS de Primacord. Este procedimiento permite la salida más fácil hacia el frente, pudiendo moverse la roca hacia este y creando así menos presión hacia atrás que pudiera causar un exceso de rompimiento más allá de la Barrenación en línea.

En formaciones metamórficas no bien consolidadas y en formaciones sedimentarias de capas delgadas, los resultados con la Barrenación en línea pueden mejorarse cargando ligeramente algunos de esos barrenos en línea. Este procedimiento condujo al desarrollo de los sistemas de Voladuras Amortiguadas y de Voladuras Perfiladas. También se encontró que los resultados de la Barrenación en línea podían mejorarse en algunas formaciones, cargando ligeramente y disparando los barrenos en línea antes de la voladura principal. Esto condujo a la introducción del método conocido como Precortado o Prefracturado. Todas estas modificaciones a la Barrenación en línea provocan mayor debilidad a lo largo de la línea proyecto de la excavación utilizando la fuerza del explosivo para cortar la roca entre los barrenos.

III.2.3 DISEÑO Y CALCULO DE VOLADURAS A CIELO ABIERTO

Para el diseño y cálculo de voladuras a cielo abierto mostramos a continuación el método que se aplica para diseñar una plantilla de una voladura a cielo abierto. Con un buen diseño de voladura podemos obtener los cortes del terreno deseado así como la granulometría del material que se requiere es importante destacar que es necesario seguir los pasos del diseño para no ocasionar daños irreversibles, ya que el manejo de explosivos no es un juego aun cuando ahora la manipulación de los mismos no es tan peligrosa, un mal uso de ellos si lo podría ser.

Después de algunas milésimas de segundo de haberse iniciado la explosión de un barreno se libera la energía química del explosivo, transformándose este sólido en un gas caliente a enorme presión, que al estar encerrado en el barreno, puede alcanzar y aún sobrepasar los 100,000 Bars (1000,000 Kg./cm²). Como la roca es menos resistente a la tensión que a la compresión las primeras grietas se forman principalmente bajo la influencia de los esfuerzos de tensión, dando como resultado grietas radiales.



Fig. 2: Las paredes de un tubo de acero sometido a presión interna están sometidas a tensión, de manera similar ocurre en un barreno.



Fig. 3: La roca alrededor de un barreno con gases a presión (del explosivo) está sometida a tensión. Si la presión es suficientemente grande también lo será la tensión y habrá grietas.

Durante este primer período de agrietamiento no hay prácticamente rotura. El barreno ha sido ligeramente ensanchado a poco menos que el doble de su diámetro, por quebrantamiento y deformación plástica.

En una voladura, generalmente se tiene en el frente una cara libre de roca paralela a los barrenos.



Fig. 4: Cara libre en una voladura de roca (Elevación).

Cuando las ondas de compresión se reflejan contra ella, se originan fuerzas de tensión que pueden producir un descostramiento de parte de la roca próxima a la superficie.

El proceso es el mismo que cuando se golpea en un extremo una fila de bolas de billar: el golpe se transmite de bola a bola hasta que la última sale disparada con toda la fuerza, esto también ocurriría si las bolas estuvieran cementadas. El descostramiento tiene una importancia secundaria en las voladuras.

Estas dos primeras etapas del proceso de desprendimiento de la roca, agrietamiento radial y descostramiento son originadas por la onda de choque, sin embargo, la onda de choque no es la que provoca el desprendimiento de la roca, pues la energía que proporciona es mínima en comparación con la necesaria para que esto ocurra.

En la tercera y última etapa, bajo la influencia de la presión de los gases del explosivo se extienden las primeras grietas radiales y la superficie libre de la roca cede y es lanzada hacia adelante. Cuando la superficie frontal se mueva hacia adelante se descarga la presión y aumenta la tensión en las grietas primarias que se inclinan oblicuas hacia afuera. Si la pata o berma no es demasiado grande, muchas de estas

grietas se extienden hasta la superficie libre y tiene lugar el desprendimiento completo de la roca. Para lograr el máximo efecto por barreno y cantidad de carga, el ángulo de fractura del material deberá ser igual o mayor a 135° ya así, se consigue una salida natural, pero si el ángulo es menor, el material queda confinado y se producen problemas en su salida.



Fig. 5: Ángulo de fractura ideal para la salida del material (Planta).

La configuración completa de las grietas puede estudiarse si se hacen explosiones en modelos experimentales a escala en plexiglás (placa transparente). Experimento de Langerfors.

Con carga insuficiente fig. 6a., las grietas no se desarrollan totalmente, pero puede verse como algunas a un ángulo de 90° y 120° tendrían capacidad para originar la fractura total si la presión estática aumentase. En la figura 36b., se ha obtenido una fractura completa con un ángulo de 110° . De lo anterior se concluye que la magnitud de la carga explosiva influye en el tamaño de las grietas, es decir a mayor carga mayores serán las grietas, sin embargo es importante evitar sobrecargas para obtener la menor tensión posible en la roca residual.

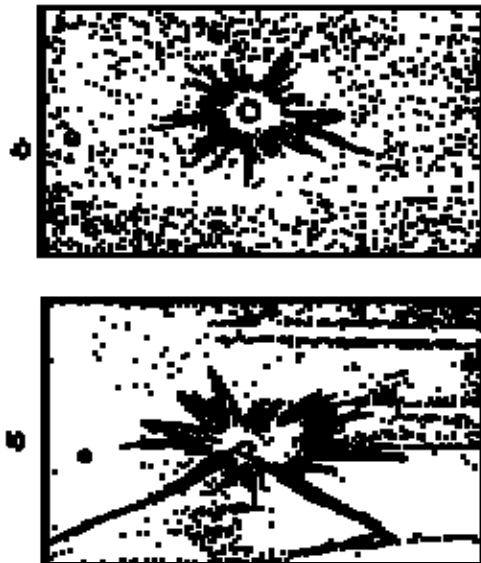


Fig. 6: Influencia de la cantidad de explosivo en la formación de grietas.
En la figura superior la carga es cuatro veces menor que en la inferior.
En ambos casos la berma es la misma.

Un barreno lleno de explosivo origina grandes grietas al detonar, pero éstas pueden ser casi suprimidas si con la misma carga se reduce la presión ejercida sobre las

paredes del barreno, incrementando su diámetro. De esta manera, sólo se forman unas pocas grietas de longitud muy semejante como se muestra en la figura 7.



Fig. 7: Con una misma carga se obtienen muchas más grietas. Cuando ésta llena totalmente el barreno. En a) el volumen del barreno es cuatro veces mayor que en b), pero las cargas fueron las mismas. Nótese la cantidad y el tamaño de las grietas en ambos casos.

En voladuras se debe tener en cuenta, la gran importancia que tiene la relación espaciamento-pata con respecto a la fragmentación de la roca. Experimentalmente se obtuvieron las ilustraciones de la figura 8, en el caso a) se muestra una distribución de barrenos cuya relación espaciamento-pata es $B/A = 0.5$ y en b) una en la cual $B/A = 2$; en ambos casos se tiene el mismo valor $A \times B$ por barreno, es decir la misma carga y longitud de perforación por volumen de roca a volar. También se muestra la diferencia en la fragmentación del material, conseguida de una forma tan simple como modificar la distribución de los barrenos.

Si observamos detenidamente la figura 38, llegaremos a la conclusión de que al aumentar la relación A/B disminuye la fragmentación.



Fig. 8: Influencia de la distribución de los barrenos en la fragmentación de la roca.

Voladura. Para una buena voladura no basta seleccionar correctamente el explosivo, ya que es necesario conocer también el método de aplicación más indicado para cada clase de trabajo, obteniéndose con ello una máxima eficiencia, la cual se traduce en menor costo de obra. Generalmente los resultados óptimos en voladuras se adquieren a través de la experiencia.

Los objetivos de una voladura se deben tener en cuenta desde su diseño. Los principales objetivos son:

- La roca debe tener la granulometría deseada. Esto se refiere a los tamaños de los fragmentos de roca, muchas veces están limitados por ciertos factores tales como la

clase y tamaño del equipo de excavación y acarreo, la abertura o boca de la trituradora primaria o simplemente por el uso al que se va a destinar el material.

- Consumo mínimo de explosivos para fracturar la roca. El tipo de explosivo a usar deberá ser aquel que tenga un menor costo por m^3 de roca volada. Ya elegido el explosivo, se procurará usar el mínimo de explosivos en la carga de los barrenos que produzca los resultados requeridos, esto redundará en el aspecto económico de la voladura.
- Mínima barrenación posible. Se debe perseguir hacer una distribución adecuada de los barrenos procurando tener una longitud de barrenación mínima, lo que conducirá a ahorrar tiempo y recursos influyendo también en la economía de la voladura.
- Mínimas proyecciones de la roca. Se entiende como proyección al lanzamiento de fragmentos de roca al aire, procedentes de la voladura. Es conveniente que las proyecciones de roca sean mínimas, pues son producto de un uso inútil de la energía del explosivo y además pueden ocasionar daños.
- Fracturación mínima de la roca no volada. Debe evitarse lo más posible las fracturaciones de roca atrás de la línea de corte o proyecto.

Cuando un explosivo se usa apropiadamente, consume mayor parte de su energía en forma útil, ya sea fracturando la roca o moviéndola de lugar para evitar trabazones entre sus fragmentos. Sin embargo, el resto de la energía se consume inútilmente, proyectando rocas, lo cual es muy peligroso. El control de la energía se puede llevar a cabo mediante el tamaño de los agujeros de perforación, las separaciones entre los mismos y por el tipo de explosivo.

Es importante hacer notar que todas las cifras anotadas en voladuras son aproximadas, se intenta sólo como una guía general y como una base para comenzar a hacer pruebas en cada caso particular.

Para abrir un banco se hacen pequeñas voladuras hasta formar el frente del banco (vertical o inclinado).



Fig. 9: Muestra esquemática de un frente de banco vertical y uno inclinado.

Luego se perforan los barrenos (D) paralelos al frente, éstos se llenan con explosivos dejando una parte vacía para formar un tapón (taco) que confine los gases de la explosión. El taco no debe ser de papel, cartón o cualquier substancia combustible, generalmente se forma con suelos arcillo-arenosos o limoarenosos compactados. Finalmente se hace la conexión y el disparo eléctrico de la voladura.



Fig. 10: La figura superior muestra el inicio de la voladura, la inferior momentos después de ésta, así como su resultado.

Distribución de barrenos (plantillas). Existen diversos tipos de plantillas para voladuras de varias hileras lateralmente limitadas, la más sencilla es la que se muestra en la figura 11.

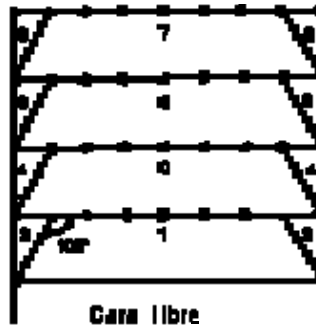


Fig. 11: Plantilla con dos retardos por hilera.

Todos los barrenos por hilera excepto los de las esquinas se inician con un mismo número de retardo, propiciando que en el momento de la detonación la roca de cada barreno tenga una salida libre. Esto no sería posible si los barrenos de la esquina se iniciaran al mismo tiempo, ya que se tendría una probabilidad muy grande de que éstos se encendieran antes de los inmediatamente próximos, quedando en condiciones de rotura desfavorables. Este tipo de encendido exige el doble de intervalos de retardo que de hileras, lo cual es una restricción cuando se trata de grandes voladuras con varias hileras, ya que los intervalos disponibles no son suficientes para la aplicación de una secuencia de encendido como la mencionada.

La plantilla anterior, se puede modificar como se muestra en la figura 12 en la cual todos los barrenos de la hilera, a excepción de los de la esquina, se encienden con el mismo intervalo que los barrenos de la hilera anterior. Con este arreglo se usa un menor número de intervalos en los estopines.

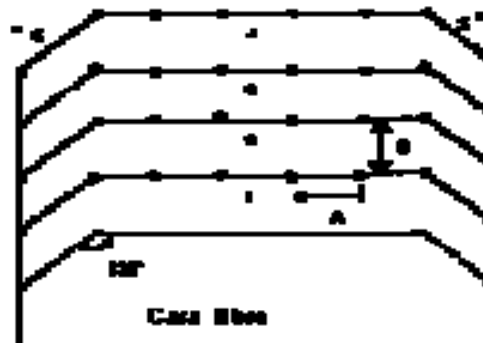


Fig. 12: Plantilla similar a la anterior, su diferencia estriba en que en este caso se usan menos intervalos de retardo y la cara libre del banco ya no es recta.

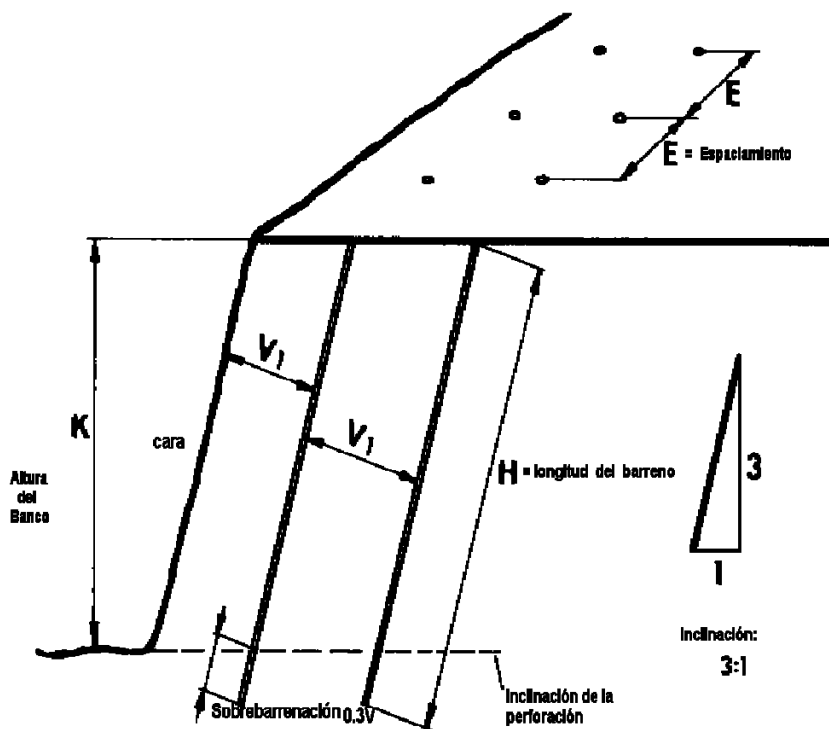
Establecimiento de los datos necesarios para diseñar un patrón de barrenación. La experiencia y muchos experimentos realizados principalmente por los suecos, ha resultado en un gran número de fórmulas y "reglas del pulgar" en el diseño de una barrenación relacionada con los factores involucrados. Primero hay que examinar las características estructurales de la roca, que deben ser vistas con atención. Una vez definido el patrón de barrenación y desde luego el consumo de explosivos relacionado podrá iniciarse el proceso de excavación.

Terminología utilizada en el patrón de barrenación.

Los términos más importantes involucrados en el patrón de barrenación son los siguientes:

- Diámetro del barreno, d (mm)
- Bordo, V (m), bordo práctico V_1 (m)
- Espaciamiento, E (m)
- Sobrebarrenación (m)
- Altura del banco, K (m)
- Longitud del barreno, H (m)
- Inclinación del barreno.

Estos factores dependen de los datos del barreno, del tipo de roca a explotar, de los explosivos a utilizar, del tamaño de roca demandada y, en general, de los resultados finales requeridos.



Existen muchas fórmulas teóricas diseñadas para calcular el bordo y el espaciamiento que serán utilizados y que cumplen con el conjunto de requerimientos. El camino más correcto es confiar en la experiencia y en algunas reglas simples para establecer los datos para la perforación del barreno a fin de obtener resultados exitosos en la voladura.

Calculo del bordo V El bordo teórico (V) depende de la carga de fondo (Q_p) que se coloca en el fondo del barreno, que a su vez depende del diámetro (d) de la perforación medido en el fondo, de la altura de la carga de fondo = $(1.0 \dots 1.3) \cdot V$ y de la densidad de carga. Además de la densidad de las perforaciones el tipo de roca y la fuerza del explosivo por unidad de peso tienen su efecto en la medida del bordo.

El bordo teórico puede ser calculado con la siguiente ecuación:

$$V = \frac{dp}{33} \sqrt{\frac{P S}{c f \frac{E}{V}}}$$

Donde:

dp = diámetro del agujero perforado medio en el fondo (mm)

P = densidad de la carga del explosivo (Kg./dm³)

S = fuerza del explosivo

f = factor que depende de la inclinación de los barrenos.

Barrenos verticales f = 1

inclinación (3:1) f = 0.9

inclinación (2:1) f = 0.85

E/V = espaciamiento entre bordo, normalmente 1.25

E = valor calculado de la constante de roca c

E = c + 0.05, cuando V = 14 - 15m

E = 0.070/V + c, cuando V < 14m

La constante de roca (c) es la cantidad mínima de explosivo (Kg.) necesarios para extraer un m³ de roca, en una voladura normal a cielo abierto en roca maciza (por ejemplo granito), c= 0.4kg/m³. En rocas más suaves, normalmente se incrementa c.

En la práctica sin embargo, los errores de barrenación tales como errores en la colocación del barreno y en la verticalidad del barreno deben considerarse al calcular el bordo práctico (V1), que es el que se usará en el momento de la explotación de roca. Cuando la altura del banco es baja (V1) puede ser calculado con la siguiente fórmula:

$$V_1 = V - 0.1 - 0.03H$$

Donde:

V1 = bordo práctico (m).

V = bordo teórico (m)

0.1 = error (collaring) (m)

0.03 H = error de alineación (m)

Cuando la altura del banco es aproximadamente tres veces el bordo, el bordo práctico puede ser calculado simplemente con:

$$V1 = 0.04 d$$

Donde: d = diámetro del barreno (mm) o $V1 = d$

Donde: d = diámetro del barreno (pulgadas)

Calculo del espaciamiento En excavaciones normales el espaciamiento del barreno se obtiene por la fórmula:

$$E = 1.25 V1.$$

Como se vio anteriormente el valor de 1.25 puede variar dependiendo del tipo de roca. Normalmente aumentar el espaciamiento en relación con el bordo puede originar un producto de menor tamaño.

Evaluación de la longitud del barreno (H). Las perforaciones deben normalmente quedar 0.3V más profundas que el nivel deseado en el piso de trabajo. En el caso de un barreno inclinado evidentemente la inclinación incrementa la longitud del barreno.

En el caso de perforar con barrenos inclinados la roca se rompe con mayor facilidad en la parte inferior del banco, obteniéndose una mejoría de 10% ó 15% en la voladura, esta inclinación normalmente es de 2:1 ó 3:1. La inclinación tiene además la ventaja de disminuir las fracturas en la roca en la parte superior del banco.

III.2.4 MUESTRA DE UN MAL DISEÑO DE VOLADURA

Otro tipo de plantilla sería la mostrada en la figura 13, la cual es adecuada para una mejor fragmentación, un mejor acabado en las paredes y una rezaga más concentrada, aunque presente malas condiciones para el desprendimiento de la parte central, pues después del encendido del retardo número 1 que tiene la rotura libre, encienden los dos barrenos de ambos lados y de la misma hilera con el retardo número 2, así como el que está atrás del volado en primer lugar, lo que da como resultado que el barreno de la segunda hilera se pueda adelantar a los de enfrente, quedándose encerrado en el momento del encendido y efectuando una voladura defectuosa.



Fig. 13: El inconveniente de esta plantilla es que puede suceder que algún barreno central en el momento de estallar, no tenga salida libre, efectuándose una voladura defectuosa.

Para evitar lo anterior, se utiliza una plantilla como la mostrada en la figura 14. Los dos barrenos que están al centro se han dispuesto en la hilera de modo que tengan salida libre aunque sean los primero en estallar y de esta manera no se afecta el resultado final de la voladura.



Fig. 14: Plantilla que mejora las condiciones de desprendimiento de la roca en la parte central.

También se debe tener en cuenta la gran importancia que tiene la relación espaciamento-berma para la fragmentación. En la figuras 13 y 14 se puede observar que B' es mayor que B y A' es menor que A , en estas condiciones el aumento del espaciamento entre barrenos, y la disminución de la berma, permiten que la relación B/A sea mayor y por consiguiente la fragmentación de la roca aumente; además el material se acumula al centro facilitándose su carga.

IV. ANALISIS DE LA INESTABILIDAD DEL EMPOTRAMIENTO IZQUIERDO DEL VERTEDOR.

IV.1 EFECTO DE LAS VOLADURAS EN LA INESTABILIDAD DEL EMPOTRAMIENTO

El muro alabeado se localiza en la margen derecha del proyecto y es el apoyo izquierdo de la zona de estructuras de control de las obras de excedencias.

El muro alabeado corresponde al talud izquierdo del canal vertedor (Fotografía IV.1) y es parte del canal de llamada; con la geometría curva ayuda a conformar la sección hidráulica, para encauzar el agua hacia la estructura de control de la obra de excedencias en caso de una avenida extraordinaria. Su excavación se desarrolló entre las elevaciones 396 y 367 m.s.n.m., con altura máxima de los taludes de 29 m.



Fotografía IV.1. Vista de la excavación del muro alabeado y la zona de estructuras de control.

Con respecto a las discontinuidades geológicas más importantes, desde los estudios previos se conocía la presencia de las Fallas Lagarto y Arroyo 2 en las excavaciones del canal vertedor; siempre se considero a la Falla Lagarto como la estructura más importante de esta margen debido a que por su continuidad y características geométricas incidía de forma paralela al canal vertedor, particularmente en el muro alabeado hacia el talud izquierdo del canal y en el subsuelo podría afectar la excavación de la caverna para la casa de máquinas.

A finales del mes de agosto de 2004, el grupo de mecánica de rocas del proyecto detectó que la información de las lecturas del inclinómetro I-7 manifestaba un

desplazamiento del orden de 7 centímetros, además en la plataforma 396 apareció una pequeña grieta que se prolongaba sobre talud en el cadenamiento 0-060, con desprendimiento del concreto lanzado. Por lo anterior, se solicitó una revisión del modelo geológico de esta excavación con el objeto de evaluar su tratamiento.

Identificación de las condiciones geológicas del muro alabeado entre los cad. 0+000 al 0-060 m

Derivado de la aparición de la fisura en la parte superior del muro alabeado, en el cad. 0-060, a la elevación 396 m.s.n.m., se procedió a revisar las condiciones geológicas del sitio para determinar las causas de la misma.

El muro alabeado está constituido por rocas ignimbríticas de la unidad TicU3, el cual está segmentado por las fallas geológicas Crucero-Lagarto, de rumbo N 40° E / 65° SE y Arroyo 2 que en conjunto afectan a por lo menos 35 m de espesor de roca.

En la planta y sección geológica (Figuras IV.2y IV.3), se mostraron las condiciones geológicas que presentaba el muro alabeado; como se observa la zona de roca de mala calidad se ubica en el extremo NW, sitio donde se localiza el inclinómetro I-7, el cual tenía una profundidad de 37,70 m. El relajamiento de la roca de mala calidad por la falta de confinamiento, provocó la aparición de una fisura, a la que se le midió una longitud de 21 m y una abertura de 3 mm en promedio (Fotografía IV.4). Cabe mencionar que su dirección corresponde aproximadamente a la traza de las fallas principales mencionadas arriba, por lo que fue importante darle especial atención ya que esta zona involucra la estructura de compuertas del vertedor.

Además, en esa fecha aparecieron en la parte norte y noroeste del talud seis fisuras en el concreto lanzado, que pueden ser observadas desde la parte baja del mismo.

En esta etapa, se concluyó que se le deberá dar seguimiento al comportamiento de la fisura principal en superficie, así como a las fisuras que aparecieron en el concreto lanzado y la existencia de una condición inestable en la parte NW del muro alabeado, que deberá de ser revisada a detalle.

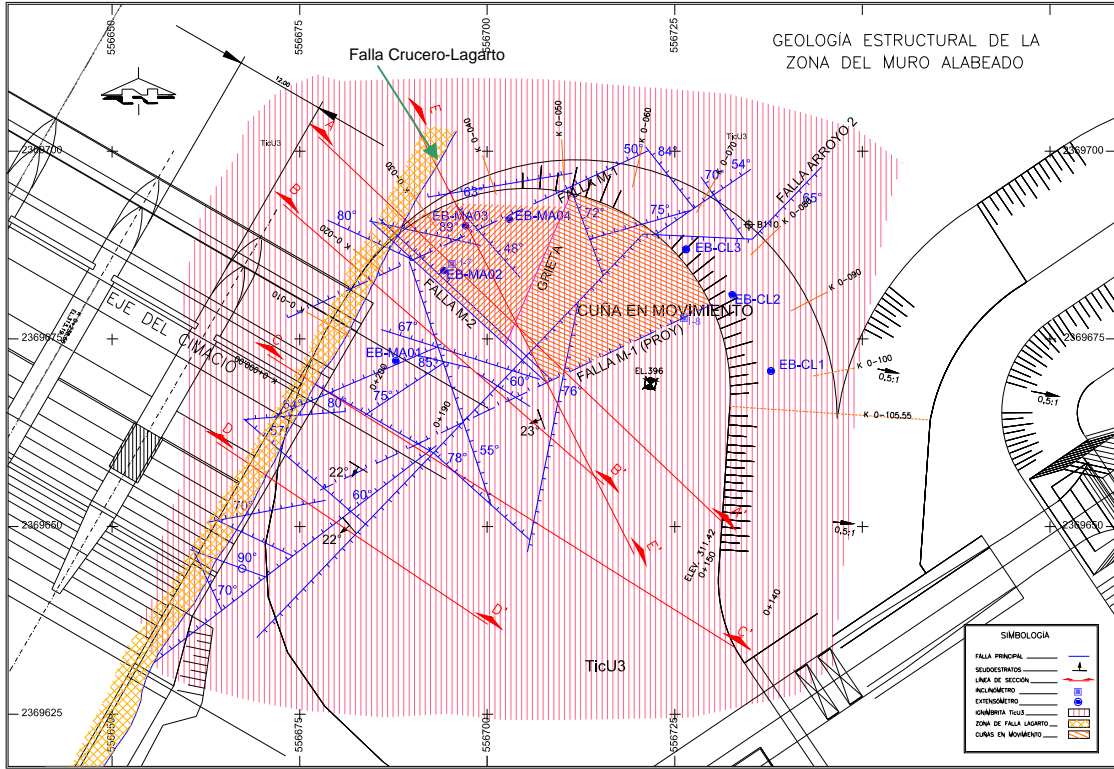


Figura IV.2. Planta geológica del muro alabeado donde se observan las estructuras principales.

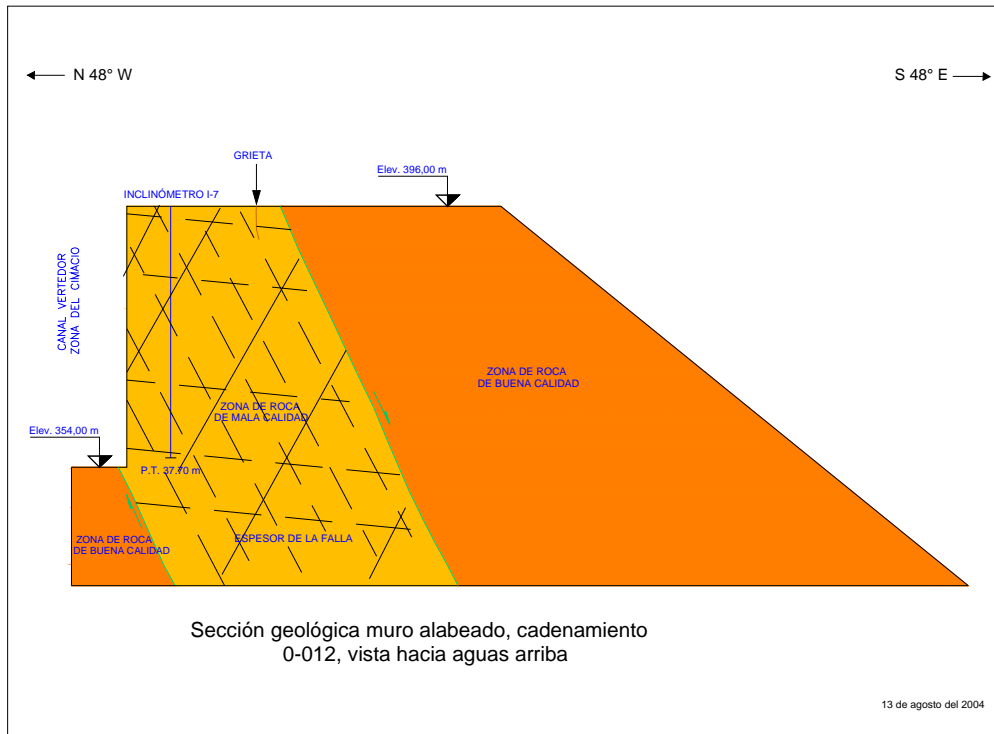


Figura IV.3. Sección geológica del muro alabeado.

Fotografía IV.4. La presente muestra la fisura en la parte superior de la zona del muro alabeado, en la plataforma 396, obsérvese parte de su continuidad y abertura.



Segundo informe geológico del muro alabeado, 10 de septiembre de 2004 [3]

Análisis estructural integrando la información geológica de cinco zanjas excavadas en la parte superior del muro, así como la información de las lecturas del inclinómetro I-7 y la de los extensómetros EB-MA-01 al EB-MA-04 y EB-CL1 al EB-CL-3.

Condiciones geológicas del sitio

El muro alabeado está constituido por ignimbritas de la unidad TicU₃, las cuales están afectadas por las fallas Lagarto y Arroyo 2, provocando que en gran parte del muro alabeado la roca se presente alterada y triturada (Figura V.1); sin embargo, existen afloramientos de roca de regular a buena calidad limitados por fallas secundarias de cizalla. Con los datos geológicos obtenidos, tanto en las zanjas como en los banqueos, se elaboró un estereograma (Figura IV.5), donde se observan las principales discontinuidades, con las que se complementa el modelo geológico del sitio.

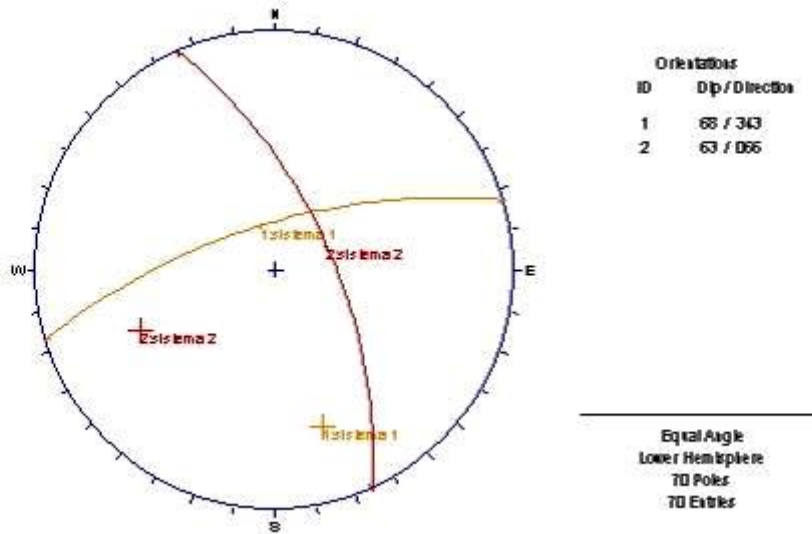


Figura IV.5. Discontinuidades en el muro alabeado.

La familia 1 se considera como la más importante y es una componente de segundo orden a las estructuras principales que son las fallas Lagarto-Crucero y Arroyo 2; está representada por un fallamiento orientado al N 73° E / 68° NW.

Como se puede observar en la figura V.1, la parte del muro donde se ubicará la estructura de control está limitada por estas fallas dejando una franja de al menos 10 m de roca muy alterada y, por lo tanto de mala calidad, lo cual se observa en las zanjas 1 a 5.

La familia 2 tiene un rumbo N 24° W / 63° NE, estas discontinuidades son principalmente fallas que presentan algunos relieves planchados con estrías subhorizontales, que limitan bloques de roca de regular a buena calidad con la masa rocosa afectada por el fallamiento.

Con esta información se procedió a elaborar un modelo de bloques que involucra las familias 1 y 2 y el rumbo del muro alabeado por la parte donde inicia el vertedor, con una altura del talud de 26 m (cota 370 a 396 m; Figura IV.6), obteniendo lo siguiente:

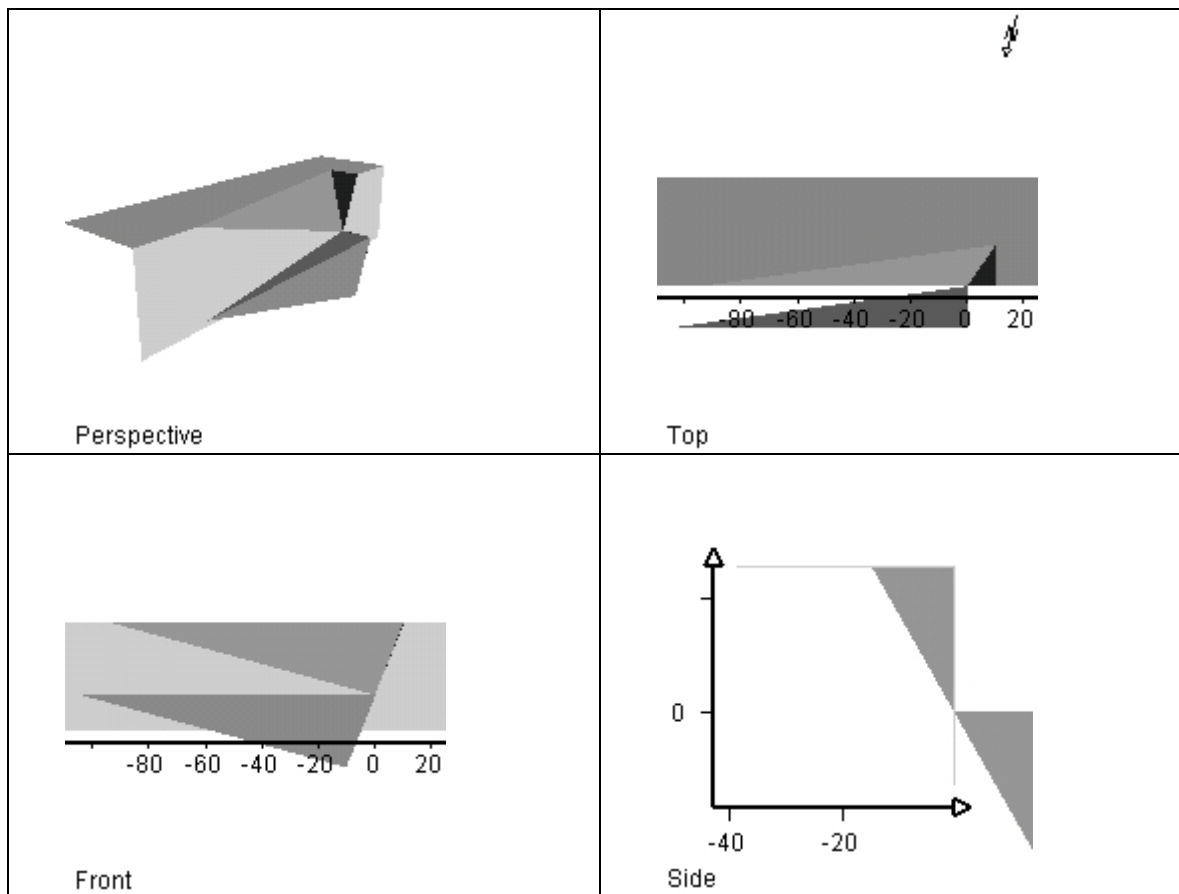


Figura IV.6. Representación de la cuña tipo en el muro alabeado.

La información se procesó con el software Swedge, dando como resultado una cuña alargada con un peso estimado de 17 640 ton, con una dirección de deslizamiento al N 18° E y un factor de seguridad de 1,01, este bloque se consideró como la cuña teórica máxima que puede fallar; sin embargo, al efectuar la interpretación de la información de la instrumentación se determinó que no todos los aparatos instalados registran un movimiento uniforme, por lo que se elaboró una tabla comparativa de datos aportados desde que se instalaron los extensómetros de barra, haciendo intervenir las lecturas del inclinómetro I-7, en el periodo del 27 de agosto al 4 de septiembre de 2004, la cual se muestra en la siguiente tabla IV.1.

EB-MA01				EB-MA02			
BARRA 1	BARRA 2	BARRA 3	BARRA 4	BARRA 1	BARRA 2	BARRA 3	BARRA 4
6,3 m	9,42 m	15,37 m	21,48 m	6.35 m	9,42 m	5.37 m	21.48 m
0,059	0,961	1,284	1,339	0,68	1,093	2,44	3,421
EB-MA03				EB-MA04			
BARRA 1	BARRA 2	BARRA 3	BARRA 4	BARRA 1	BARRA 2	BARRA 3	BARRA 4
9 m	12 m	18 m	24 m	6,3 m	9,35 m	15,4 m	24,05 m
1,519	2,04	3,83	4,981	0,085	1,122	1,688	2,418
EB-CL-1				EB-CL2			
BARRA 1	BARRA 2	BARRA 3		BARRA 1	BARRA 2	BARRA 3	

3,4 m	9,33 m	18,38 m		3,46 m	9,43 m	18,18 m	
0,109	0,139	0,387		0,092	0,355	S/LECT	
EB-CL3				Inclinómetro I-7			
BARRA 1	BARRA 2	BARRA 3		55,008	63,889	8,881	
3,36 m	9,46 m	18,38m					
0,139	1,7	3,884		Inicial	Final		

Tabla IV.1. La presente muestra las lecturas de los extensómetros en cada una de las longitudes de las barras que los constituyen, los valores están en milímetros (mm).

Como se puede apreciar en la tabla V.1, los instrumentos con mayor desplazamiento en este periodo son el Inclinómetro I-7 con 8,881 mm y los extensómetros EB-MA-03 y EB-CL3, con 4,981 y 3,884 mm, respectivamente y, por último, el EB-MA02 con 3,421 mm. Comparando esta información con la contenida en el plano geológico de detalle, donde se muestra la ubicación de los aparatos y la geología estructural, se observa que existe una relación entre los instrumentos I-7, EB-MA02, EB-MA03 y el EB-MA04, cuyos límites son la propia grieta de tensión y una falla localizada muy próxima a la zanja 1, por lo que se deduce que estos se encuentran en un solo bloque, el cual es el que propiamente registra movimiento.

Por lo anterior, se procedió a analizar esta cuña en particular (Figura IV.7.), tomando la grieta como una discontinuidad, obteniendo la siguiente información:

El bloque donde se ubicaron los instrumentos mencionados tiene salida franca a la excavación, se prevé que su tamaño es de casi todo lo alto del corte con un peso de 1870 ton y una dirección de deslizamiento de N 17° W, lo cual es coincidente con el vector de movimiento del inclinómetro I-7, el factor de seguridad es de 1,04.

Sin embargo, la cuña continuó deslizando a pesar de que se colocó anclaje de fricción. Cabe mencionar que se observaron fracturas verticales en el concreto lanzado alrededor del muro alabeado con profundidades medidas hasta de 20 cm (Fotografías IV.8 y IV.9).

Es conveniente mencionar que el problema se restringe únicamente a este sector, ya que el aparato colocado en la Estructura de Control del vertedor casi no registra movimiento, pero a futuro se estima que este también pueda deslizarse.

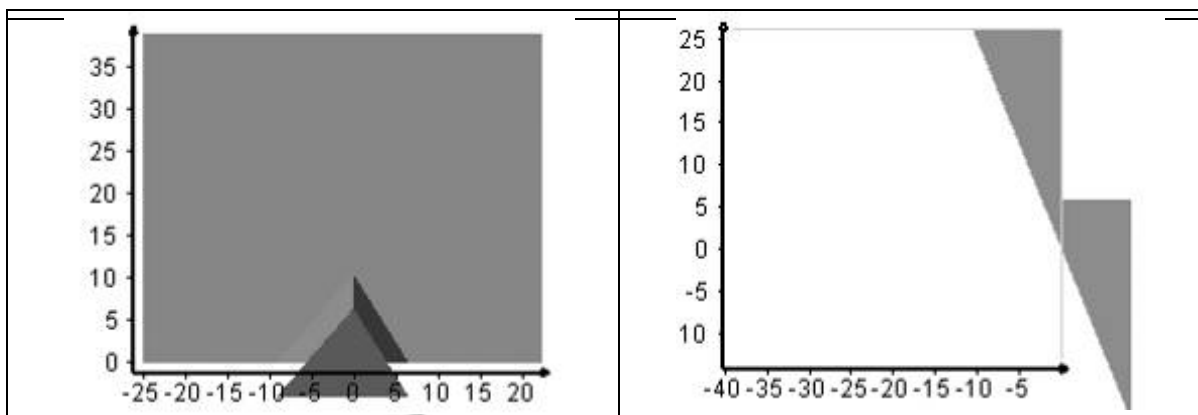


Figura IV.7. Representación de la cuña inestable en el muro alabeado.



Fotografía IV.8. La presente muestra una grieta en el concreto lanzado en la zona detectada con movimiento por la instrumentación del sitio.



Fotografía IV.9. Zona del muro alabeado con relajamiento reciente, donde existieron desprendimientos del concreto lanzado (cad. 0-015).

Para esta Etapa se concluyó lo siguiente

- Con la integración de los datos aportados por la instrumentación y la geología de detalle, se definió el bloque potencialmente inestable con mayor movimiento, en referencia con el macizo rocoso del muro alabeado. Así mismo, se determinó su geometría y vector de desplazamiento.
- Se observó que el movimiento del muro continúa, aún después del tratamiento de soporte a base de anclaje, el cual concluyó el día 20 de agosto de 2004, y de la colocación de una plantilla de concreto en la plataforma 396, para evitar la infiltración de agua. El desplazamiento acumulado al 4 de septiembre de 2004 es del orden de 74 mm.
- Se consideró que las condiciones de estabilidad eran escasas, por lo que se propuso efectuar un análisis para conocer como respondería esta masa ante un sismo en un medio saturado.
- Tomar la decisión de recortar parte del muro alabeado y retirar la zona afectada por las fallas a fin de garantizar la estabilidad del mismo, ya que de no hacerlo pudiera deslizar durante el proceso de construcción del vertedor o durante la operación de la central.

Por lo anterior, se consideró que el talud del muro alabeado entre los cadenamientos 0-020 y 0-080, es el que tiene las condiciones de estabilidad más desfavorables debido a la formación de cuñas y planos de fracturamiento paralelos al talud, además corresponde con la roca más fracturada y alterada, dichas condiciones se reflejaron en los agrietamientos del concreto lanzado y la fisura que apareció en la plataforma 396, aspectos que se observaron en este tramo del muro.

Con base en el modelo geológico determinado y los resultados del análisis geotécnico, el área de geotecnia recomendó como acciones inmediatas, la excavación de dos zanjas exploratorias con tractor de unos 4 a 5 m de ancho por 25 m de longitud y la profundidad sujeta a lo que permita la penetración del ripper del tractor. La ejecución de dos sondeos con recuperación de núcleos de roca con objeto de confirmar el modelo geológico y en particular la frontera de roca de mala calidad en el subsuelo.

La remoción de un volumen aproximado de 5900 m³ de material, en la parte alta del muro por medio de un corte escalonado entre los cadenamientos 0-025 al 0-075 con pisos en las cotas 391 y 386 m (zona de corte I).

Debido a la excavación de la zona I, fue necesario continuar con los levantamientos geológicos detallados en la zona del muro alabeado.

IV.2 MEDICIONES DE DESPLAZAMIENTOS (INCLINAMIENTOS)

Análisis geológico estructural

Con los datos geológicos estructurales obtenidos en el sitio se procedió a realizar un análisis de las discontinuidades y su relación con la geometría de los

taludes del muro alabeado, por medio de proyecciones estereográficas (Figura IV.10), como se muestra a continuación:

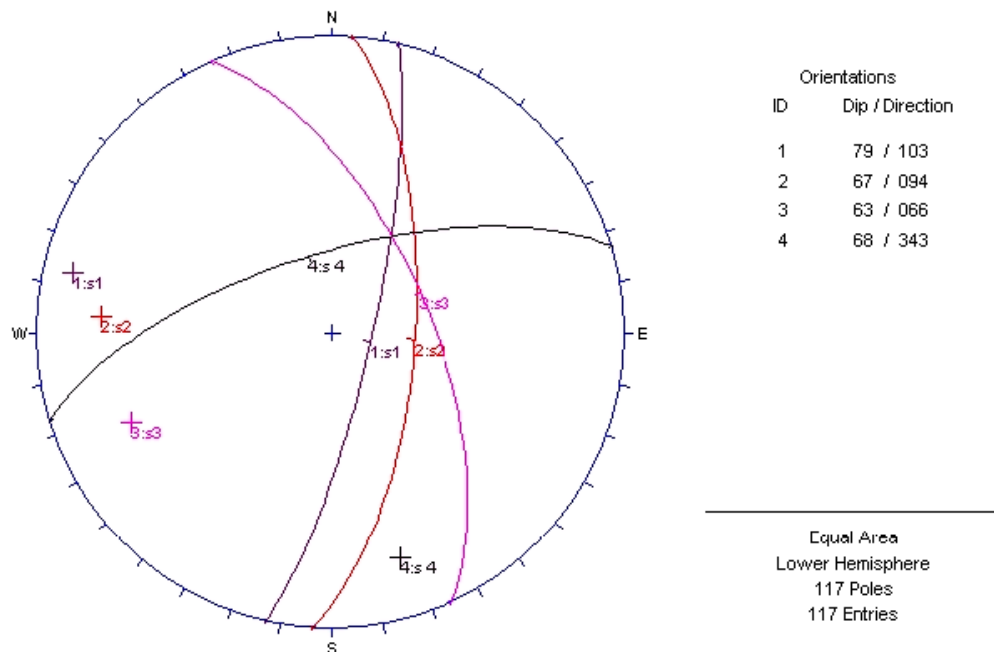


Figura IV.10. Representación estereográfica de discontinuidades en el muro alabeado.

En esta representación la discontinuidad más importante es la N 12° E / 79° SE (79/103), la cual se asocia con las fallas Crucero-Lagarto y Arroyo 2; así mismo, se tiene otro sistema de discontinuidades de orientación N 73° E / 68° NW (68/343), asociado con la familia de la falla M-1 y, finalmente las familias N 24° W / 63° NE (63/66), correspondiente con la falla M-2, y N 04° E / 67° SE (67/94) que representa a un sistema aislado de rumbo general N-S.

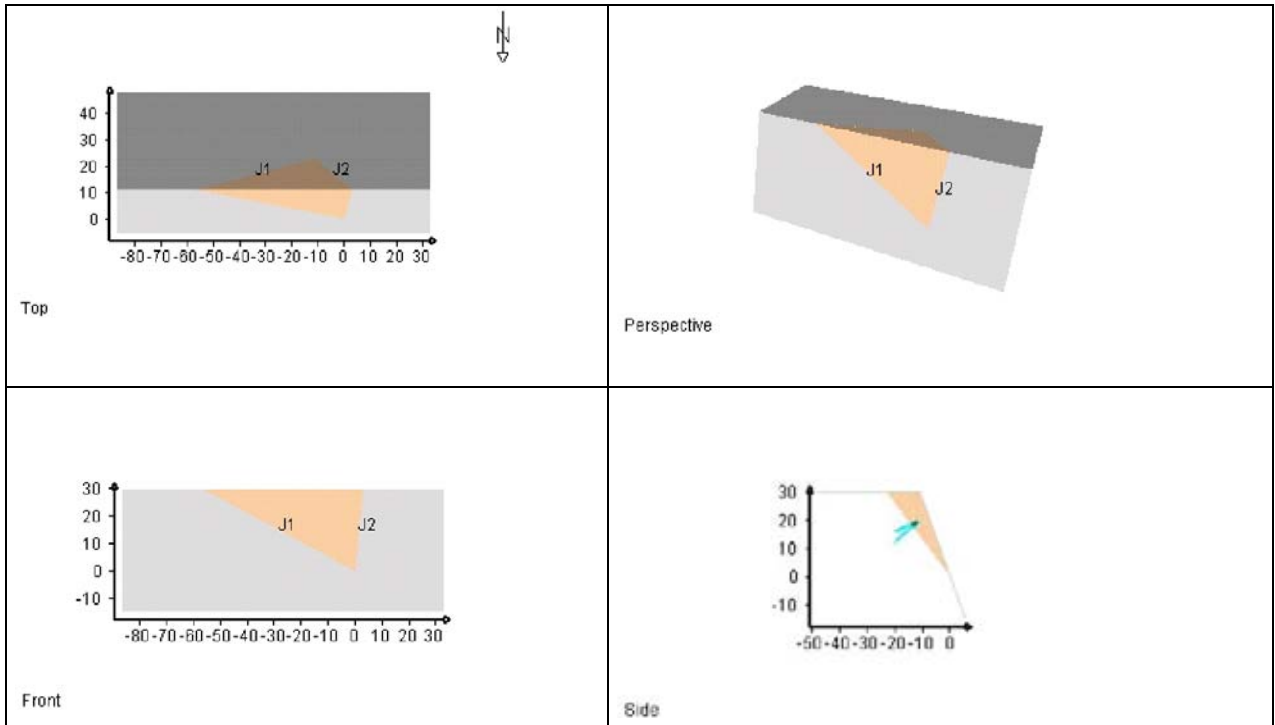
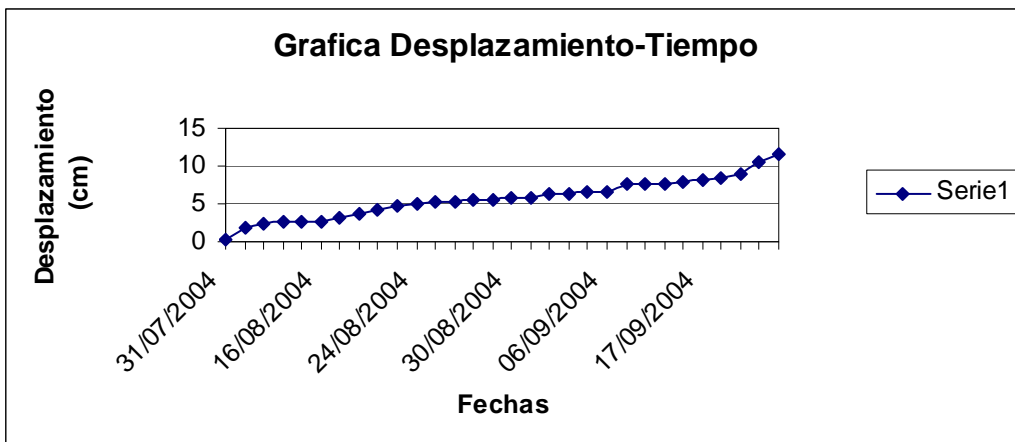


Figura V.11. Esquemas de la cuña máxima en el tramo del talud 0-020 a 0-060 del muro alabeado.

Desplazamiento del inclinómetro I-7

El inclinómetro I-7 empezó a proporcionar lecturas a principios del mes de agosto, como se sabe se posicionó en la plataforma 396, en la intersección del cadenamamiento 0-030, a una distancia aproximada de 8 m del talud vertical de la zona de estructuras, este aparato cortó los planos arcillosos de La Falla Crucero-Lagarto. A continuación se presenta una grafica de desplazamiento contra tiempo con los datos obtenidos con la medición del inclinómetro I-7.



Como se observa en la gráfica, al 11 de octubre de 2004 se tenía un acumulado de 11,5 cm, con una tendencia a incrementarse en cuanto al desplazamiento, lo que refleja una relajación de la masa rocosa y las condiciones de inestabilidad del macizo rocoso, principalmente en la zona del muro alabeado, por la dirección que presenta el talud con relación a los sistemas de fracturamiento existentes. La deformación del macizo rocoso se hace evidente por las grietas en el concreto lanzado y en la plataforma 396 (Fotografía IV.12).



Fotografía IV.12. En la fotografía se muestra el desnivel que existe en la losa de concreto colocada en la plataforma 396, en la zona de la grieta.

Para esta etapa se concluyó lo siguiente:

- Las fallas Crucero- Lagarto y Arroyo 2 limitan una zona de roca muy fracturada, alterada y triturada, que afecta gran parte del muro izquierdo del vertedor, dentro de esta zona se determinó una cuña máxima potencialmente inestable, entre los cadenamientos 0-020 al 0-060, formada por la proyección de la falla M-1 hacia la plataforma 396 y la falla M-2.
- El modelo geológico propuesto inicialmente (13 de agosto 2004) continua vigente, únicamente se ha complementado con mayor información obtenida de los banqueos recientes y la geología de la galería GD-2.
- La excavación de la galería GD-1 en la cota 363 m, en el eje del cimacio permitirá confirmar si las condiciones de alteración y roca deleznable observadas al pie del talud del muro, entre los cadenamientos 0-20 a 0-60 continúan hacia el talud vertical de la zona de estructuras.
- En la plataforma 396, se ha propuesto la excavación de zanjas exploratorias así como la realización de 2 sondeos con recuperación de núcleos con objeto de confirmar en el subsuelo las fronteras de calidad de roca en el límite de la falla Arroyo 2.

IV.3 ANALISIS DE INESTABILIDAD MEDIANTE EL ELEMENTO FINITO

Con los datos geológicos estructurales obtenidos en el sitio se procedió a realizar un análisis de las discontinuidades y su relación con la geometría de los taludes del muro alabeado, por medio de proyecciones estereográficas (Figura V.6), como se muestra a continuación:

Muchas estructuras de tierra, tales como presas de enrocamiento con pantallas de concreto, túneles revestidos, cimentaciones, pilotes, etc., no se pueden modelar solamente con elementos sólidos, si se desea considerar correctamente el problema de interacción suelo-elemento estructural, ya que los elementos sólidos no consideran giros o flexiones.

Por consiguiente es necesario incluir aquellos elementos estructurales, tales como viga, placa y cascarón, que pueden soportar flexiones.

Por ejemplo, en una presa de enrocamiento con pantalla de concreto, el cuerpo del material de enrocamiento se puede modelar con elementos sólidos para el suelo y elementos placa (o cascarón) para la cimentación.

Los pilotes se pueden modelar como elementos viga.

El programa Tridimensional Estático se puede utilizar para analizar el problema de interacción suelo-estructura incluye los elementos finitos arriba mencionados, y tiene las siguientes características especiales:

1. Se puede implementar en cualquier computadora personal (PC) compatible con el sistema IBM-PC.
2. El problema es tridimensional y estático.
3. El programa tiene la opción de modelar el proceso de construcción por etapas o la forma de aplicación de cargas secuenciales.
4. Este programa tiene capacidad de expansión del conjunto de elementos actual, que consiste de: elementos sólidos, cascarón y viga, y así como la consideración del comportamiento no lineal de los materiales.
5. El sistema de ecuaciones se resuelve con la solución directa de Gauss empleando conceptos de columna activa y bloques, de tal manera que prácticamente no existe el límite en cuanto al tamaño del problema por analizar.

A continuación se menciona brevemente la teoría general del elemento finito y con más detalle, los elementos incluidos en el programa, especialmente, aquellos que son estructurales.

Teoría General

Las etapas principales del análisis consisten en:

1. Discretizar el dominio del problema por analizar en un conjunto de elementos discretos.
2. Calcular las matrices de rigidez de cada elemento, ensamblarlas al sistema global y, además, incluir las condiciones de frontera impuestas en el sistema global.
3. Resolver el sistema lineal de ecuaciones.

4. Calcular los resultados adicionales.

El sistema de ecuaciones lineales se puede denotar como:

$$[k] \{u\} = \{f\}$$

donde el vector $\{u\}$ contiene los grados de libertad no nulos del sistema total.

Aquí los grados de libertad se refieren a desplazamientos, giros, presión de poro o temperatura.

La matriz de rigidez $[k]$ del sistema global es función de la geometría y propiedad de los materiales.

A su vez, el vector $\{f\}$ es debido a los efectos gravitacionales y/o de las cargas externas que pueden ser axiales y/o momentos dependiendo del tipo de elemento que se trata.

Debe notarse que para el programa, $[k]$ debe de ser simétrica por el proceso de solución utilizado, y las condiciones de frontera deben de darse en coordenadas globales; además de que no se pueden incluir aquellos grados de libertad que son prescritos o nulos.

Matriz de Rigidez

La matriz de rigidez de un elemento sólido isoparamétrico tridimensional con 8 nudos está dada por:

$$[k^e] = \int [B]^T [D] [B] dV$$

donde el desplazamiento y la fuerza en el nudo 1 se define como:

$$\{a_i\} = [u, v, w,]$$

$$\{f_i\} = [U, V, W,]$$

respectivamente, de tal manera

$$[k^e] \{a^e\} = \{f^e\}$$

La matriz $[B]$ se calcula como:

$$[B_i] = \begin{bmatrix} \frac{\partial N_i}{\partial x} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{\partial N_i}{\partial y} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{\partial N_i}{\partial z} \\ \frac{\partial N_i}{\partial y} & \frac{\partial N_i}{\partial x} & 0 \\ 0 & \frac{\partial N_i}{\partial z} & \frac{\partial N_i}{\partial y} \\ \frac{\partial N_i}{\partial z} & 0 & \frac{\partial N_i}{\partial x} \end{bmatrix}$$

y N_i es la función de interpolación. La matriz $[D]$ tiene la siguiente forma:

$$[D] = \frac{E(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} 1 & \alpha & \alpha & 0 & 0 & 0 \\ & 1 & \alpha & 0 & 0 & 0 \\ & & 1 & 0 & 0 & 0 \\ & & & \beta & 0 & 0 \\ & & & & \beta & 0 \\ & & & & & \beta \end{bmatrix}$$

donde $\alpha = \nu(1-\nu)$, $\beta = (1-2\nu) / (2(1-\nu))$, E es el modulo de elasticidad y ν la relación de Poisson.

Esfuerzos

Si el valor de esfuerzos se define como:

$$\{\sigma\}^T = [\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z, \tau_{xy}, \tau_{yz}, \tau_{zx}]$$

la formula para calcularlo es:

$$\{\sigma\} = [D][B]\{a^e\}$$

donde $\{a^e\}$ es el vector de desplazamientos para cada elemento.

El calculo de esfuerzos principales y sus correspondientes direcciones se lleva a cabo, primero, utilizando las expresiones explicitas para resolver la ecuación cúbica se obtienen los 3 valores de esfuerzos principales $\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$, siendo positivo el esfuerzo de tensión.

Los cósenos directores de los esfuerzos principales se calculan como:

$$n_x = \cos(n_i, x) = A_i / D$$

$$n_y = \cos(n_i, y) = B_i / D$$

$$n_z = \cos(n_i, z) = C_i / D$$

donde el desplazamiento y la fuerza, en coordenadas locales, en el nudo 1 están definidas como:

$$\{a^{**}\}^T = [u, v, w, \theta_x, \theta_y, \theta_z]$$

$$\{f_i^{**}\}^T = [U, V, W, M_x, M_y, M_z]$$

respectivamente, de tal manera que

$$[K^*]\{a^{**}\} = \{f_i^{**}\}$$

Las expresiones de S_i (1, ..., 10) son:

$$S_1 = \frac{EA}{L} \quad S_3 = \frac{12EI}{L^3(1+\phi_x)}$$

$$S_2 = \frac{12EI}{L^3(1+\phi_y)} \quad S_4 = \frac{GJ}{L}$$

$$S_5 = \frac{6EI_y}{L^2(1+\phi_x)} \quad S_6 = \frac{(4+\phi_z)EI_{xz}}{L^3(1+\phi_x)}$$

$$S_7 = \frac{6EI_z}{L^2(1+\phi_y)} \quad S_8 = \frac{(4+\phi_y)EI_x}{L^3(1+\phi_y)}$$

$$S_9 = \frac{(2-\phi_z)EI_x}{L(1+\phi_x)} \quad S_{10} = \frac{2-\phi_y}{L(1+\phi_y)}$$

Donde

E = modulo de elasticidad.

G = modulo de corte.

I_y, I_z = momento de inercia con respecto al eje local y y z .

Φ_y, Φ_z = momento de corte con respecto al eje local y y z .

J = momento de rotación.

A = área de sección transversal.

L = longitud de la viga.

Nótese que los ejes locales x, y y z mencionados arriba son denotados con ejes 1, 2 y 3.

La transferencia de $[k^\phi]$ en coordenadas locales a $[k]$ en coordenadas globales se hace mediante:

$$[K] = [\Gamma][k^*]\Gamma$$

donde $[\Gamma]$ es la matriz de transformación, que esta compuesta por la matriz $[\lambda]$ como:

$$[\Gamma] = \begin{bmatrix} \lambda & 0 & 0 \\ & \lambda & 0 \\ & & \lambda \\ 0 & 0 & \lambda \end{bmatrix}$$

donde

$$[\lambda] = \begin{bmatrix} \lambda_{xx} & \lambda_{xy} & \lambda_{xz} \\ \lambda_{yx} & \lambda_{yy} & \lambda_{yz} \\ \lambda_{zx} & \lambda_{zy} & \lambda_{zz} \end{bmatrix}$$

(x',y',z') y (x,y,z) forman el sistema global respectivamente.

Esfuerzo

Para el elemento viga, los esfuerzos y las cargas son exactamente los mismos por lo que si $\{\sigma\}$ es el vector de esfuerzo, se tiene

$$\{\sigma\} = \{f^{**}\} = [K^{**}]\{a^{**}\}$$

donde $\{a^{e\phi}\}$ es el vector de desplazamiento en coordenadas locales y es obtenido del vector de desplazamientos en coordenadas globales $\{a^e\}$ mediante

$$\{a^{**}\} = [\Gamma]\{a^e\}$$

Elemento Cascaron Triangular.

Matriz de rigidez

La matriz de rigidez de un elemento triangular plano en coordenadas locales esta dada por

$$[K_n^*] = \begin{bmatrix} K_n^p & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & & & 0 \\ 0 & 0 & K_n^b & & 0 \\ 0 & 0 & & & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix}$$

donde el desplazamiento y la fuerza en el nudo 1 están definidos como

$$\{a_1^{**}\}^T = [u, v, w, \theta_n, \theta_y, \theta_z]$$

$$\{f_1^{**}\}^T = [U, V, W, M_n, M_y, M_z]$$

respectivamente, de tal manera que

$$[K_n^*]\{a^{**}\} = \{f^{**}\}$$

La matriz $[K_n^p]$ se refiere a la de un elemento de placa plana y $[K_n^b]$ de esfuerzo plano.

Para transformar la matriz $[k_n]$ al sistema global sin problemas en el caso coplanar, se requiere una rigidez ficticia asociada con θ_{zi} .

Si i, j y k denotan los nudos de un elemento triangular, respectivamente, en coordenadas locales se tiene:

$$\begin{bmatrix} M_{ii} \\ M_{jj} \\ M_{kk} \end{bmatrix} = \alpha Et \begin{bmatrix} 1 & -0.5 & -0.5 \\ & 1 & -0.5 \\ sim & & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \theta_i \\ \theta_j \\ \theta_k \end{bmatrix}$$

donde E es el modulo de elasticidad, t espesor del elemento y α un coeficiente por especificar.

La matriz de rigidez $[k^p]$ corresponde a un elemento triangular en estado de esfuerzo plano.

Si el desplazamiento y la fuerza para este caso son:

$$\{a_i^p\}^T = [u, v,]$$

$$\{f_i^p\}^T = [U, V,]$$

$$[K^p] \{a_i^p\} = \{f_i^p\}$$

$[k^p]$ tiene la siguiente forma

$$[K^p] = [B_i]^T [D] [B_i] \Delta$$

donde

$$[B_i] = \frac{1}{2\Delta} \begin{bmatrix} b_i & 0 \\ 0 & c_i \\ c_i & b_i \end{bmatrix} \quad [D] = \frac{E}{1-\nu^2} \begin{bmatrix} 1 & \nu & 0 \\ \nu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-\nu}{2} \end{bmatrix}$$

Δ es el área del triangulo y ν la relación de Poisson. Los valores de b_i y c_i se calculan como:

$$b_i = y_j - y_m$$

$$c_i = x_m - x_j$$

donde $i = 1, 2, 3$; $j = i+1$ y $j = j-3$ si $j > 3$; $m = i+2$, y $m = m-3$, si $m > 3$. x_i y y_i son ordenadas de los nudos.

La matriz de rigidez $[k^b]$ corresponde a una placa triangular. Si el desplazamiento y la fuerza en el nudo 1 se define como:

$$\{a_i^b\}^T = [w_i, \theta_x, \theta_y]$$

$$\{f_i^b\}^T = [W_i, M_x, M_y]$$

$$[K^b]\{a^b\} = \{f^b\}$$

$[k^b]$ tiene la siguiente forma

$$[K^b] = [T^s]^T [K^{ss}] [T^s]$$

donde

$$[T^s] = \begin{bmatrix} \frac{c_1}{2\Delta} & 1 & 0 & \frac{c_2}{2\Delta} & 0 & 0 & \frac{c_3}{2\Delta} & 0 & 0 \\ \frac{-b_1}{2\Delta} & 0 & 1 & \frac{-b_2}{2\Delta} & 0 & 0 & \frac{-b_3}{2\Delta} & 0 & 0 \\ \frac{c_1}{2\Delta} & 0 & 0 & \frac{c_2}{2\Delta} & 1 & 0 & \frac{c_3}{2\Delta} & 0 & 0 \\ \frac{-b_1}{2\Delta} & 0 & 0 & \frac{-b_2}{2\Delta} & 0 & 1 & \frac{-b_3}{2\Delta} & 0 & 0 \\ \frac{c_1}{2\Delta} & 0 & 0 & \frac{c_2}{2\Delta} & 0 & 0 & \frac{c_3}{2\Delta} & 1 & 0 \\ \frac{-b_1}{2\Delta} & 0 & 0 & \frac{-b_2}{2\Delta} & 0 & 0 & \frac{-b_3}{2\Delta} & 0 & 1 \end{bmatrix}$$

$[K^{ss}]$ esta expresada de la siguiente forma integral

$$[K^{ss}] = \iint [B_i]^T [D] [B_i] dx dy$$

donde

$$[D] = \frac{Et^3}{12(1-\nu^2)} \begin{bmatrix} 1 & \nu & 0 \\ \nu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-\nu}{2} \end{bmatrix}$$

$$[B_i] = \begin{bmatrix} -\frac{\partial^2 N_{xi}}{\partial x^2} & -\frac{\partial^2 N_{yi}}{\partial x^2} \\ -\frac{\partial^2 N_{xi}}{\partial y^2} & -\frac{\partial^2 N_{yi}}{\partial y^2} \\ 2\frac{\partial^2 N_{xi}}{\partial x \partial y} & 2\frac{\partial^2 N_{yi}}{\partial x \partial y} \end{bmatrix}$$

y

$$N_{xi} = (b_k L_j - b_j L_k) L_i^2 + \frac{1}{2} (b_k - b_j) L_i L_j L_k$$

$$N_{yj} = (c_k L_j - c_j L_k) L_i^2 + \frac{1}{2} (c_k - c_j) L_i L_j L_k$$

donde L_i es ordenada de área que esta definida como

$$L_i = \frac{1}{2\Delta} (a_i + b_i x + c_i y)$$

$$a_i = x_j y_m - x_m y_j$$

Las derivadas pueden expresarse explícitamente como:

$$(4\Delta^2) \frac{\partial^2 N_{xi}}{\partial x^2} = 2b_i^2 [b_k L_j - b_j L_k] + b_i b_j [4b_k L_i + (b_k - b_j) L_k] + b_i b_k [-4b_j L_i + (b_k - b_j) L_j] + b_j b_k [(b_k - b_j) L_i]$$

Para obtener $\frac{\partial^2 N_{xi}}{\partial y^2}$ se sustituyen b_i , b_j y b_k que están fuera de los paréntesis rectangulares por c_i , c_j y c_k .

Para obtener $\frac{\partial^2 N_{yj}}{\partial x^2}$ se sustituyen b_j y b_k que están dentro de los paréntesis rectangulares por c_j y c_k .

Para obtener $\frac{\partial^2 N_{xi}}{\partial y^2}$ se sustituyen todos b_i , b_j y b_k por c_i , c_j y c_k , además:

$$(4\Delta^2) \frac{\partial^2 N_{xi}}{\partial x \partial y} = 2b_i c_i [b_k L_j - b_j L_k] + (b_i c_j + c_i b_j) \left[2b_k L_i + \frac{1}{2} (b_k - b_j) L_k \right] + (b_i c_k + c_i b_k) \left[-2b_j L_i + \frac{1}{2} (b_k - b_j) L_j \right] + (b_j c_k + c_j b_k) [(b_j - b_i) L_i]$$

Para obtener $\frac{\partial^2 N_{yj}}{\partial x \partial y}$, basta sustituir b_j y b_k que están dentro de los paréntesis rectangulares por c_j y c_k .

Una vez calculada la matriz $[K_n]$ se debe de transformar a coordenadas globales mediante

$$[K_n] = [\Gamma]^T [K_n^*] [\Gamma]$$

donde $[K_n^*]$ es la matriz de rigideces en coordenadas globales y $[\Gamma]$, la matriz de transformación, se calcula de acuerdo con

$$[\Gamma] = \begin{bmatrix} \lambda & & & & 0 \\ & \lambda & & & \\ & & \lambda & & \\ & & & \lambda & \\ 0 & & & & \lambda \end{bmatrix}$$

Esfuerzo

Una vez calculado el vector de desplazamiento en cada elemento $\{a^e\}$ se requiere de transformarlo en coordenadas locales de manera

$$\{a^{e*}\} = [\Gamma]\{a^e\}$$

y en seguida el vector $\{a^{e*}\}$ en coordenadas locales se compone de tres partes:

$$\{a^{e*}\} = \begin{bmatrix} u_i \\ v_i \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ w_i \\ e_{xy} \\ 0 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ e_{xx} \end{bmatrix}$$

y

$$\{d\}^T = [u, v, w] \cdot \{a^{e*}\}^T = [w, e_{xy}, e_{xx}]$$

Ahora se definen dos vectores de esfuerzo

$$\{\sigma^s\}^T = [\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy}]$$

$$\{\sigma^p\}^T = [M_x, M_y, M_{xy}]$$

Y para calcular se emplean las siguientes formulas:

$$\{\sigma^s\} = [D][B]\{a^e\}$$

y

$$\{\sigma^p\} = [D][B][\Gamma^T]\{a^e\}$$

IV.4 TRABAJOS DE ESTABILIZACION

Excavación de la Zona I para el retiro de la zona inestable

Derivado del continuo movimiento registrado por el inclinómetro I-7 y el visible deterioro del concreto lanzado con grietas radiales profundas en el macizo rocoso, finalmente, el área de Mecánica de Rocas tomo la decisión de recortar el muro alabeado en el segmento comprendido entre el cadenamiento 0-020 al 0-078 (Zona I), presentando para ello un plano donde se muestra la geometría en abanico de la excavación de la plataforma 396, el proyecto contempla dos bermas con pisos a las elevaciones 391 y 386 m.s.n.m., con taludes 0.25:1 (Fotografía IV.13)

Para ejecutar estos trabajos fue necesario construir una rampa de acceso desde la elevación 367 a la 386 m.s.n.m., posteriormente mediante una excavadora se inició el perfilamiento del muro de 0-050 a 0-060, abriendo una ranura por donde la máquina encontró el piso e inició la extracción del material.

Conforme avanzó la excavación la roca se observó de mala calidad principalmente al bajo de la Falla Arroyo 2, mostrando roca triturada de coloración rojiza muy deleznable, con gran cantidad de arcilla plástica y húmeda de color café ocre. Hacia la parte del alto de la falla, apareció roca de buena calidad fracturada, compacta; con esta información se comprobó el modelo geológico planteado inicialmente (Fotografía IV.14).

Una vez que se llegó con la excavación a la cota 391 m, en campo se determinó modificar el proyecto recorriendo los taludes 5 m hacia atrás en forma perimetral, dejando únicamente una berma a la elevación 386 m.s.n.m., conservando los taludes 0.5:1. Debido a que se acordó seguir la traza de la falla Arroyo 2, se programaron dos zanjas, la primera con una longitud de 28 m y dos metros de profundidad, la cual se excavó transversal al rumbo de la falla. La segunda zanja alcanzó una longitud de 18 m y un metro de profundidad.



Fotografía IV.13. Vista de los trabajos de excavación realizados en el muro alabeado.



Fotografía V.14. Vista de la remoción del material de falla, obsérvese el contacto con la roca de buena calidad

Durante las excavaciones se confirmó la presencia de roca de muy mala calidad en la zona de la estructura de control (cad. 0+020 al 0+028), por lo que el área

de Mecánica de Rocas de CFE dio instrucciones para ampliar la excavación (oficio MR-144/04), quedando definida la zona de corte II hasta la elevación 386 m.s.n.m. Con los datos geológicos estructurales obtenidos con estas excavaciones se actualizaron los planos en planta y secciones geológicas, ver figuras IV.15. y IV.16.

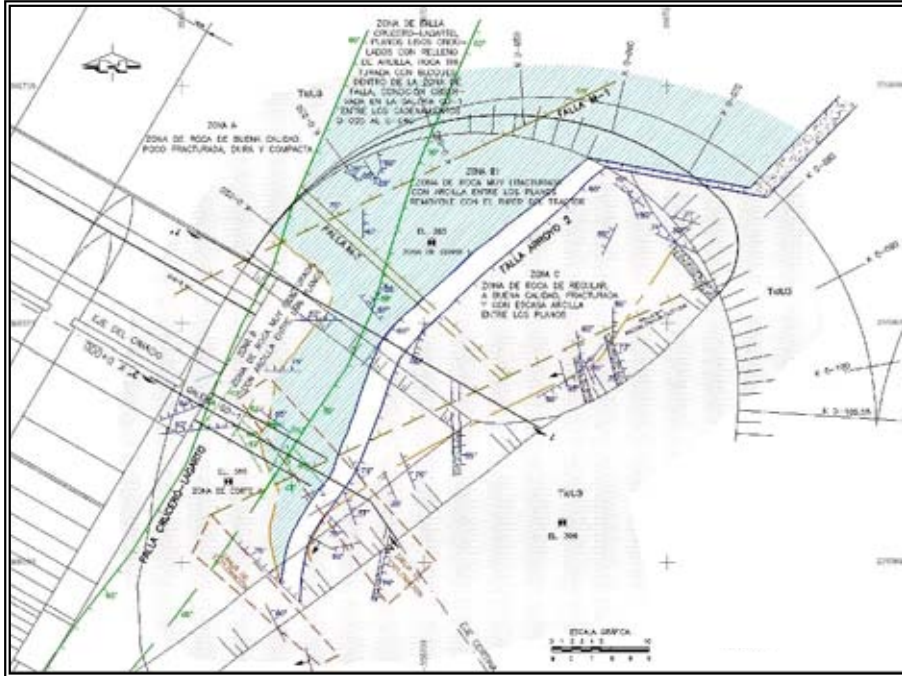


Figura IV.15. Planta geológica en las elevaciones 386 y 383 m.s.n.m. del muro alabeado.

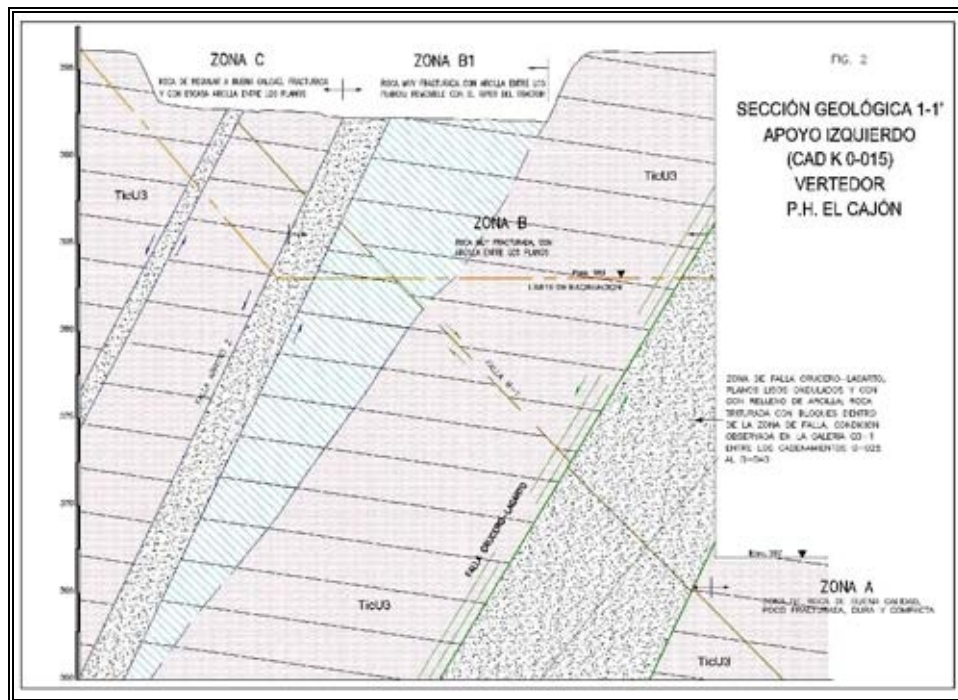


Figura V.16. Sección geológica 1-1', en el cadenamiento 0-015, que muestra las zonas con las diferentes calidades de roca en el muro alabeado.

El área de Mecánica de Rocas emitió oportunamente las recomendaciones necesarias de estabilización desde el inicio de la excavación hasta la determinación de retirar parte del muro, apoyado en el modelo geológico del sitio para la toma de decisiones sobre los tratamientos recomendados, para tal fin se emitieron los siguientes oficios (Tablas IV.2 y IV.3).

Fecha	Oficio	Indicación
19-Abr-04	MR-056/04	Anclaje adicional entre el cadenamamiento 0-011 a 0-105.55 del talud Izquierdo.
04-May-04	MR-063/04	Anclaje adicional entre el cadenamamiento 0-011 a 0+040 de los taludes de la obra de excedencias.
01-Jun-04	MR-073/04	Contestación a propuesta de CIISA, acerca de realizar modificaciones en talud izquierdo de la zona de control.
02-Jun-04	MR-074/04	Colocación de concreto lanzado en talud izquierdo
10-Jun-04	MR-076/04	Colocación de malla de acero al concreto lanzado, en el talud izquierdo.
30-Jun-04	MR-080/04	Complemento de tratamientos a la roca en talud izquierdo.
16-Jul-04	MR-084/04	Colocación de concreto hidráulico en el talud izquierdo.
13-Ago-04	MR-095/04	Colocación de anclaje desde la elevación 396.00 del talud izquierdo.
16-Ago-04	MR-096/04	Colocación a la brevedad del anclaje de proyecto entre cadenamamiento 0-020 a 0-060 en el talud izquierdo.
17-Ago-04	MR-097/04	Anclaje desde la plataforma a la elevación 396.00 para el Talud Izquierdo.
23-Ago-04	MR-098/04	Colocación de extensómetros desde la plataforma elevación 396.00 para el talud izquierdo.
24-Ago-04	MR-099/04	Colocación de anclaje desde la elevación 396.00 del talud izquierdo.
24-Ago-04	MR-100/04	Colocación de extensómetros en el talud izquierdo.
27-Ago-04	MR-104/04	Colocación plantilla de concreto hidráulico con malla de acero en la plataforma elevación 396.00 talud izquierdo.
29-Oct-04	MR-144/04	Excavación de la parte superior, desde la elevación 396.00 m.s.n.m, del talud izquierdo de la zona de estructuras de excedencias.
03-Nov-04	MR-147/04	Excavación del espolón de roca en talud izquierdo de la zona de estructuras, el retiro de dicho bloque será en tramos de 3 m de altura, con una carga máxima de explosivos por tiempo de 3 kg hasta llegar al nivel de excavación indicado en el MR-144/04.
16-Dic-04	MR-174/04	Colocación de anclaje y concreto lanzado en los taludes resultantes de la excavación para estabilizar el muro alabeado del talud izquierdo del vertedor de excedencias, de acuerdo a lo siguiente. La longitud de las anclas será de 6 m con un diámetro de 1 1/2" inyectado con mortero $f'c=180 \text{ kg/cm}^2$, en un patrón de 2 x 2 m y colocación de

		concreto lanzado con fibras metálicas de 10 cm de espesor.
16-Dic-04	MR-175/04	Recomendaciones relacionadas con el proceso de estabilización del muro alabeado del talud izquierdo del vertedor de excedencias.

Tabla IV.2. Recomendaciones emitidas durante el año de 2004.

Fecha	Oficio	Indicación
13-Abr-05	MR-47/05	Comentarios a los oficios LEJAC 1502/AGN/233/05 y LEJAC 1502/AGN242/2005, relacionado con los planos y memoria de cálculo del anclaje de tensión en el muro izquierdo de la estructura de control del vertedor.
26-May-05	MR-63/05	Excavación de la parte superior del talud izquierdo de la zona de estructuras entre el cadenamiento 0+015 al 0+030 y desde la elevación 386 a 375 debido a la aparición de una grieta de relajamiento. Adema s se indica colocar soporte indicado en MR-174/04.
17-Jun-05	MR-69/05	Adecuación al anclaje indicado en el MR-63/05, como se indica a continuación: anclaje de 6 m de longitud a la elevación 385; de 9 m de longitud a la 383; de 12 m de longitud a la elevación 382; de 15 m de longitud a la elevación 380, 378 y 376. Concreto lanzado en doble capa con malla electrosoldada y colocación de firme de concreto en la elevación 375 para evitar las infiltraciones de agua pluvial al interior de la masa rocosa.

Tabla IV.3. Recomendaciones emitidas para el año del 2005.

Se colocaron instrumentos para verificar el comportamiento del muro alabeado, en la plataforma a la elevación 396 m.s.n.m., dos inclinómetros, para monitorear los desplazamientos, iniciando las lecturas el 24 de julio y concluyendo con las mismas el 21 de octubre de 2004, se observa que en dichas gráficas el mayor desplazamiento se obtuvo posterior a las precipitaciones pluviales presentadas en el proyecto, los días 19, 22, y 30 de agosto de 2004, así como el 10,17 y 20 de septiembre del mismo año (Figura VI.1).

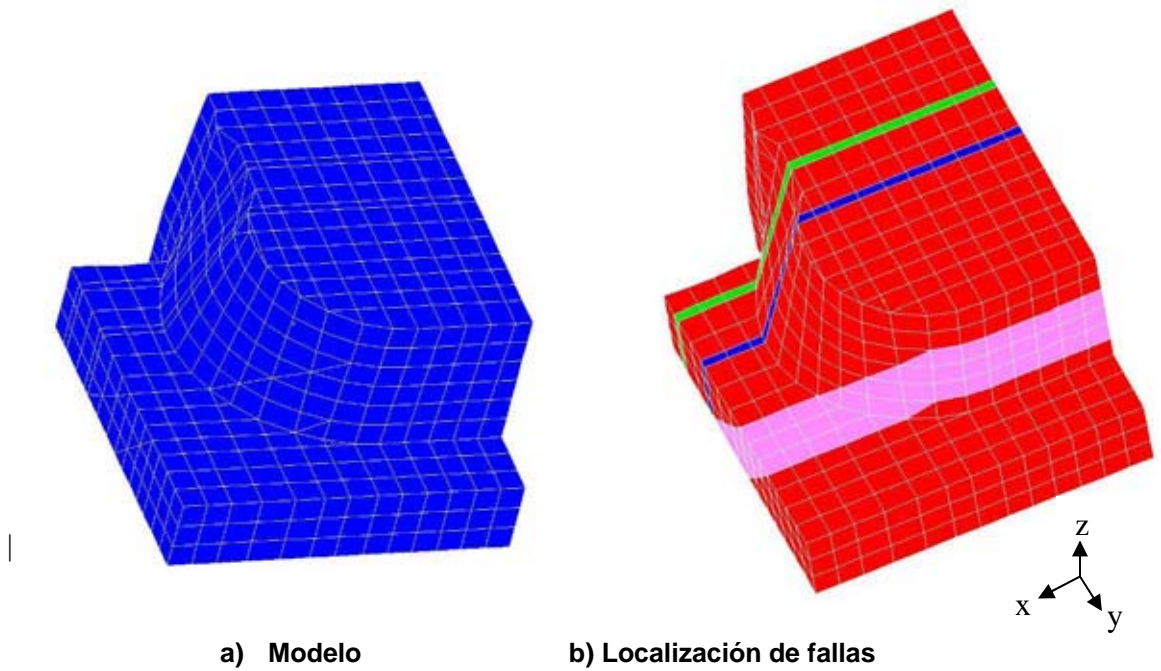
Análisis Tridimensional

El muro alabeado se modeló en forma tridimensional con elementos finitos tomando en cuenta las características de las laderas, la pendiente de las fallas y discontinuidades, y la distribución espacial de los materiales.



Figura IV.17 Zona del muro alabeado modelada con elementos finitos tridimensionales.

En la figura IV.17 se muestra el modelo tridimensional de elementos finitos de la zona del muro alabeado. Obsérvese los materiales en colores verde, azul y rosa las principales fallas geológicas modeladas. Se consideró que el eje "x" fuera perpendicular al eje longitudinal de la obra de excedencias.



a) Modelo

b) Localización de fallas

Figura IV.18. Modelo de elementos finitos del muro alabeado.

En el modelo se utilizaron 2439 elementos finitos con forma de paralelepípedos isoparamétricos de 8 nodos, pero en las fronteras la forma degeneró en cuñas de 6, pirámides de 5 y tetraedros de 4 nodos. Se requirieron 4182 puntos nodales, que cuentan con movimiento en las tres dimensiones X, Y, y Z. Sólo en las fronteras posteriores los puntos nodales tienen restricción al movimiento en las tres direcciones para modelar la continuidad.

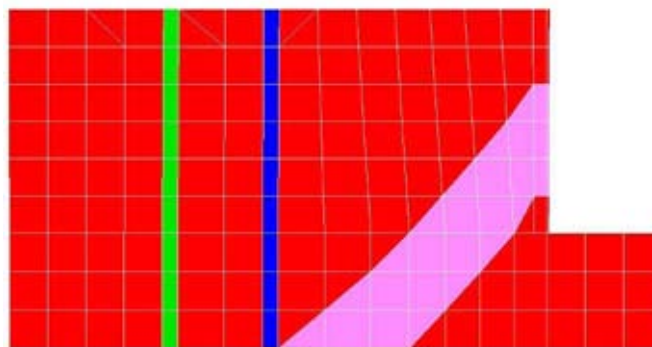
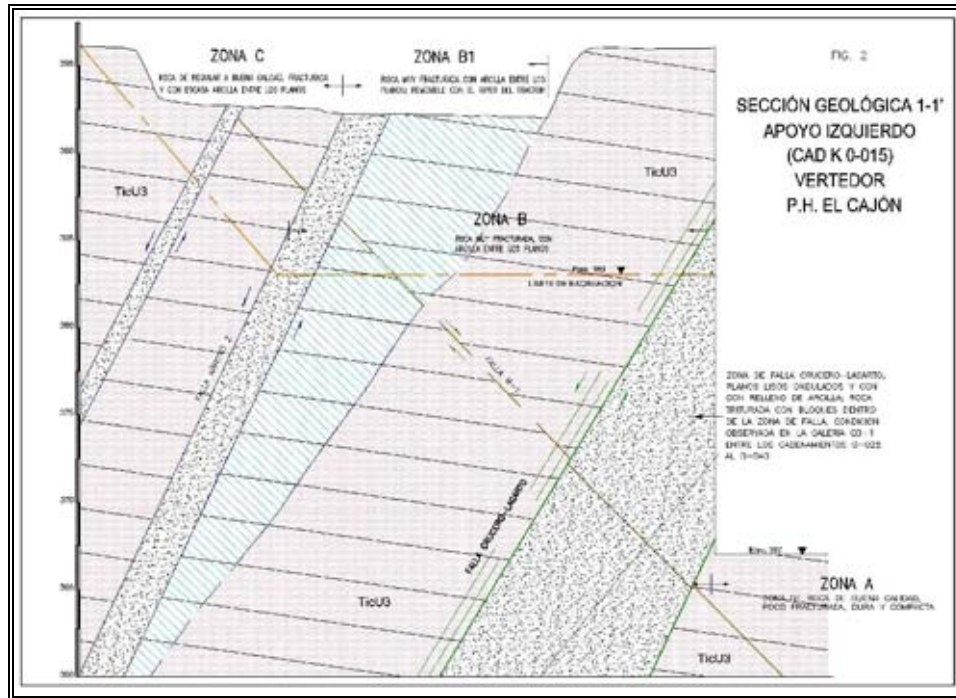


Figura IV.19. Zonificación de fallas

Se modelaron sólo tres de las discontinuidades que se encontraron en la roca del muro alabeado. Se consideró en el modelado la dirección y el echado de las fallas F-1, F-2 y F-3 (Figs. IV.18 Y IV.19).

Los valores de los módulos de deformabilidad de la roca y de las fallas fueron propuestos, en virtud de que no se efectuaron pruebas de laboratorio para determinarlos. Por esta razón, los resultados obtenidos deberán

considerarse cualitativos; sin embargo, los resultados presentados muestran las tendencias de las variables analizadas.

RESULTADOS

Los desplazamientos horizontales en la dirección “x” se desarrollan preferentemente hacia la zona de corte (figs. IV.20). Los valores máximos en ésta dirección se presentan aproximadamente a 1/3 de la altura del muro alabeado.

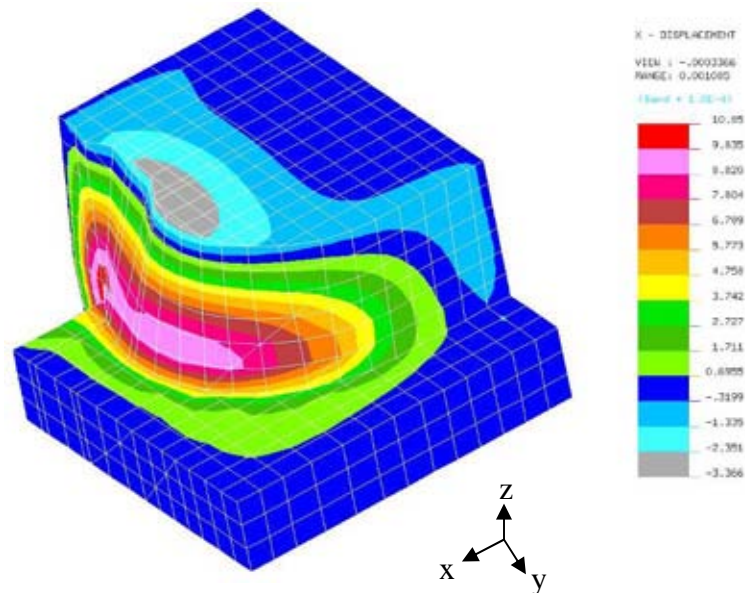


Figura IV.20. Desplazamientos horizontales en la dirección “x”

Los desplazamientos horizontales en la dirección “y” también se desarrollan hacia la zona de corte (figs. IV.21). También los valores máximos se presentan aproximadamente a 1/3 de la altura del muro alabeado pero con valores un orden de magnitud menor que en la dirección perpendicular (x).

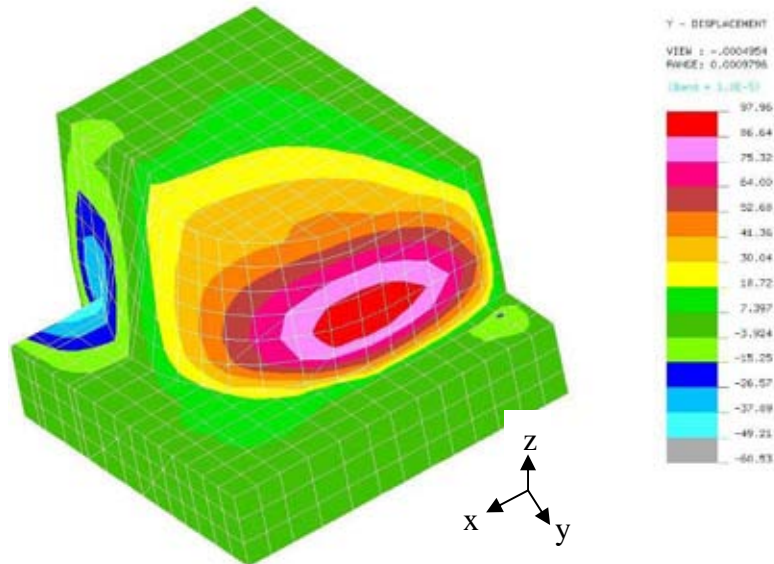


Figura V.21. Desplazamientos horizontales en la dirección “y”

La configuración de los movimientos en la direcciones horizontales “x” y “y” corroboran que el movimiento y desestabilización del muro se activó cuando la profundidad de excavación llegó hasta 1/3 de su altura.

Integrando los movimientos en las tres direcciones podemos observar la resultante de los desplazamientos, la cual nos indica desplazamientos menores en la base que se incrementan con la altura, similares a los registrados con los inclinómetros instalados.

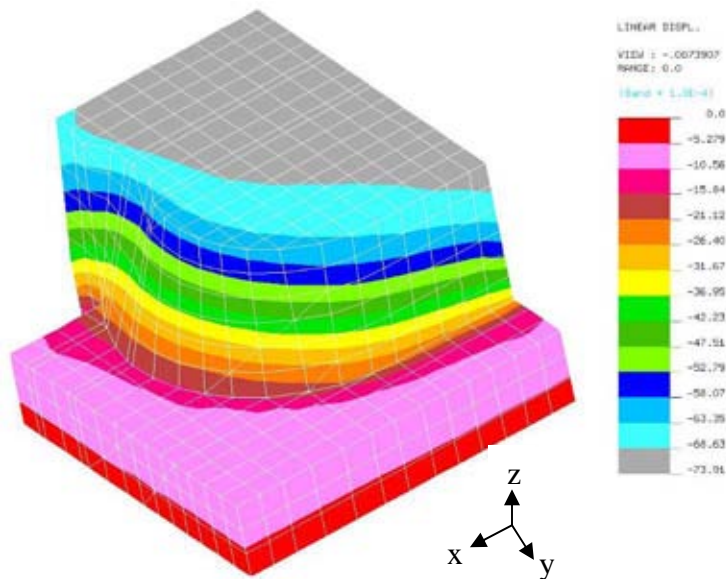


Figura IV.22. Resultante de los desplazamientos.

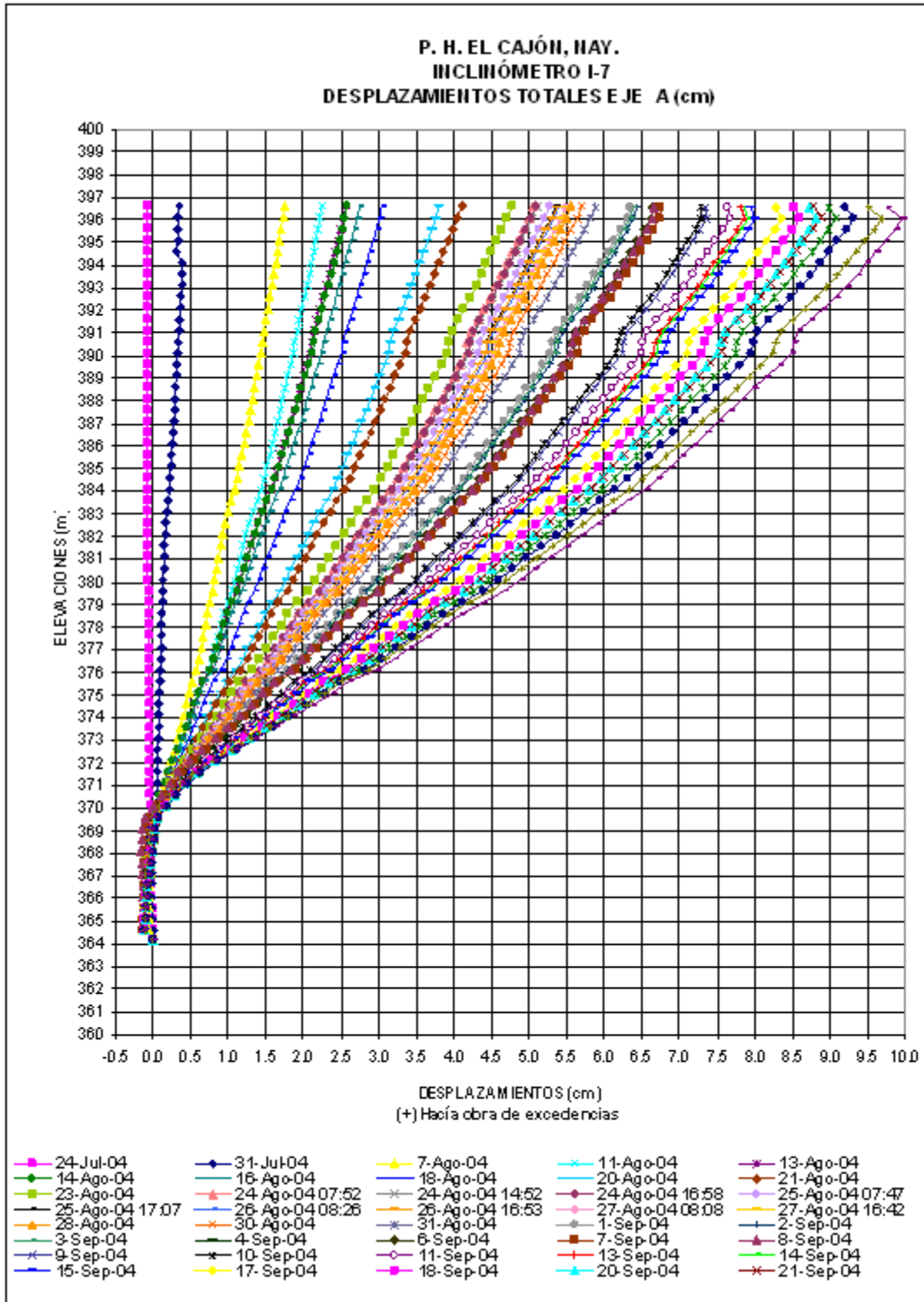


Figura IV.23. Desplazamientos medidos con inclinómetro.

Los esfuerzos cortantes en los planos de corte muestran concentraciones de esfuerzos en el tercio inferior de la excavación. Los valores son relativamente similares en ambos planos, sin embargo, la distribución de los contornos es mucho más amplia en

el plano “zx”. Estos resultados también corroboran que la activación de los movimientos del muro alabeado fue causado por la excavación realizada.

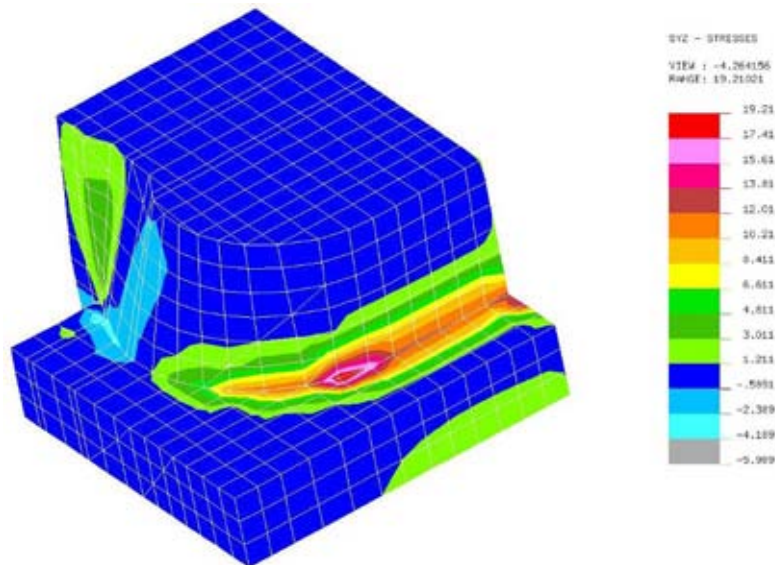


Figura IV.24. Esfuerzos cortantes en el plano “Syz”.

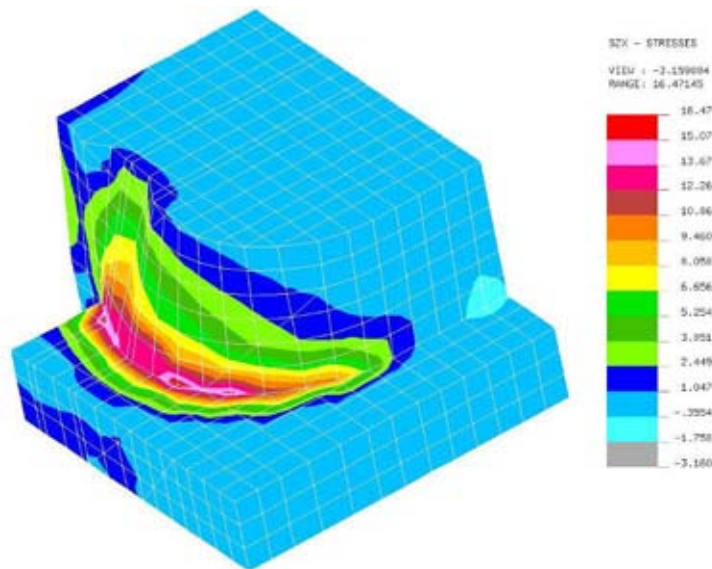


Figura IV.25. Esfuerzos cortantes en el plano “Szx”.

A la luz de los resultados es claro concluir que los movimientos del talud del muro alabeado se activo con la excavación, al quitar el confinamiento de la roca que mantenía en condiciones de estabilidad al macizo rocoso. Cualquier elemento de soporte necesario para estabilizar la pared del muro alabeado implica un gran esfuerzo de diseño y de construcción. Una alternativa de solución eficiente es el retiro del material potencialmente deslizante, y restituir la forma hidráulica a partir de un muro de concreto reforzado capaz de soportar las fuerzas hidráulicas del embalse.

V. CONCLUSIONES.

Análisis geológicos inadecuados han tenido consecuencias catastróficas. Un ejemplo es el desastre ocurrido con la presa Vaiont, en los Alpes italianos. El 9 de octubre de 1963 perdieron la vida 4.000 personas cuando un desprendimiento de rocas detrás de la presa produjo una enorme ola que rebasó los 265 m de la estructura de hormigón. La fuerza de esta ola, al caer desde una altura tan grande, devastó varios kilómetros de valle río abajo. Varios factores geológicos fueron responsables del desprendimiento, sobre todo el debilitamiento de las paredes de roca, inestable en el agua embalsada.

El uso de explosivos y el fracturamiento de la roca fueron los causantes del potencial movimiento de un volumen importante de roca.

La instrumentación instalada permitió monitorear la evolución de los desplazamientos de la roca, y generó elementos de juicio para estudiar las causas-efectos en el muro alabeado. De tal manera que la solución pudo implementarse en tiempo sin provocar el atraso del programa de construcción.

El utilizar técnicas numéricas para modelar el problema permitió estudiar varias alternativas de solución en un tiempo muy corto, proporcionando resultados muy útiles e interesantes.

Con los resultados del análisis numérico y el modelo geológico se tomó la decisión de modificar la geometría de la excavación retirando el material de mala calidad, para lo cual se realizaron dos zonas de corte:

La zona I comprende los cadenamientos 0-020 y 0-080 del muro alabeado; en esta zona el talud se modifica a partir del piso de la cota 367 m, desplazándolo 10 m hacia la masa rocosa y se realizan bermas a las cotas 375 y 383 m, con taludes 0.5 :1 hasta la plataforma 396.

La zona de corte II se realizó entre los cadenamientos que comprenden el área de la zona de estructuras, quitando material de la plataforma 396 hasta el nivel de la cota 375 m; esta zona quedó definida al realizar la excavación de la zona I por medio del ripper del tractor en la parte más superficial, observándose nuevas fisuras en el terreno hasta de 1 cm de espesor con relleno arcilloso, decidiéndose retirar la roca de mala calidad asociada a la falla Arroyo 2.

Adicionalmente, la construcción de un muro perimetral entre las elevaciones 367 y 375 m.s.n.m., para evitar desplazamientos del terreno que afectaran la estructura de control del vertedor, así como el diseño de tratamientos a base de anclaje y el ajuste del trazo para la pantalla impermeable.

El haber detectado el problema a tiempo permitió llegar a una solución adecuada, respetando la geometría considerada para la zona de excedencias para el correcto funcionamiento hidráulico. Así mismo, dar el soporte a las presiones hidrodinámicas provocadas por el agua del embalse. A continuación se presentan algunas fotos de la etapa del primer llenado del embalse.

El nivel máximo en el embalse, se registró el 17 de febrero de 2007, alcanzando la elevación de 383.18 m.s.n.m.



El 1 de marzo de 2007 el nivel del agua en el embalse alcanzó la elevación 378.77 m.s.n.m.

El nivel de agua alcanzado en el embalse disminuyó con respecto al nivel que se tenía el 14 de febrero debido a que el día 16 del mismo mes se sincronizó por primera vez al sistema, la primera unidad de 375 MW, con esto se dio inicio al período de pruebas de operación de la unidad, con lo cual, la unidad ya está aportando energía al Sistema Eléctrico Nacional.

El 14 de febrero de 2007 el nivel del agua en el embalse alcanzó la elevación 383.10 m.s.n.m., lo que representa el 95.54% de la elevación al NAMO (nivel de aguas máximas ordinarias).

El volumen de agua actual es de 1,989.90 millones de metros cúbicos lo que representa el 87.19% del volumen al NAMO, con un empuje de 7.12 millones de toneladas.

El 30 de enero de 2007 el nivel del agua en el embalse alcanzó la elevación 382.65 m.s.n.m., lo que representa el 95.28% de la elevación al NAMO (nivel de aguas máximas ordinarias).

El volumen de agua actual es de 1,973.25 millones de metros cúbicos lo que representa el 86.47% del volúmen al NAMO, con un empuje de 7.08 millones de toneladas.

El 24 de enero de 2007 el nivel del agua en el embalse alcanzó la elevación 382.35 m.s.n.m., lo que representa el 95.11% de la elevación al NAMO (nivel de aguas máximas ordinarias).

El volumen de agua actual es de 1,962.15 millones de metros cúbicos lo que representa el 85.98% del volúmen al NAMO, con un empuje de 7.05 millones de toneladas.



El volumen de agua actual es de 1,940.70 millones de metros cúbicos lo que representa el 85.04% del volúmen al NAMO, con un empuje de 6.99 millones de toneladas.



La elevación alcanzada en el embalse para el día 23 de octubre es de 370.36 m.s.n.m. con un volumen acumulado de 1565.99 millones de metros cúbicos.



Así pues hoy podemos observar que la presa “El Cajón” presenta buen funcionamiento y que el muro alabeado ha soportado las diferentes fuerzas que se generan a su alrededor.

Finalmente todos los esfuerzos que se desarrollaron para terminar ésta obra, hoy podemos decir que, valieron la pena y nos da el conocimiento para resolver retos similares o nuevos que se pudiera presentar en una obra futura como es el caso de La Yesca.

VI. REFERENCIAS

- MANUAL DE GESTION CIISA.
- CAPITULOS 1 A 9 DE LAS ESPECIFICACIONES DE CONSTRUCCION DE CFE, LICAJ2900 RG1EEC35.
- REGLAMENTO DE SEGURIDAD, HIGIENE Y MEDIO AMBIENTE DE CIISA. SP-DP-SST-REG-0001-R01.
- PLAN GENERAL DE CALIDAD CIISA.
- LEY DE ARMAS DE FUEGO Y EXPLOSIVOS.
- PROGRAMA PARA EL MANEJO DE MATERIALES PELIGROSOS, SP-DP-MAB-PRG-0010-r1.
- INSTRUCTIVO DE MANEJO SEGURO DE EXPLOSIVOS SP-DP-SST-INS-0007-r1.
- PROGRAMA GENERAL DEL PROYECTO