

01149



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA
DE MÉXICO

EVALUACION DEL COMPORTAMIENTO DE LAS OBRAS
SUBTERRANEAS DEL PROYECTO HIDROELECTRICO
AGUAMILPA, NAYARIT.

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL GRADO DE
MAESTRO EN INGENIERIA

(GEOTECNIA)

P R E S E N T A

JOSE FRANCISCO SUAREZ FINO

DIRECTOR DE TESIS:
ING. JESUS ALBERRO ARAMBURU



MEXICO, D. F., CIUDAD UNIVERSITARIA

JUNIO DE 2004.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



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.

a *Sara* y *Daniela*
por su amor, apoyo
y paciencia

a mis padres:
Guillermina y José Guadalupe
por ser un ejemplo a seguir

AGRADECIMIENTOS

Primeramente quiero agradecerle a *Dios*, por permitirme cumplir una meta mas en mi vida profesional.

A mi esposa *Sara* y a mi hija *Daniela*, por su paciencia y apoyo incondicional, por sus palabras de aliento en momentos difíciles, pero sobre todo por su amor y comprensión a lo largo de todo este periodo.

A mis padres Guillermina y José Guadalupe, por que en su momento me dieron la oportunidad de estudiar y por ser un gran ejemplo a seguir.

Quiero agradecer de una manera muy especial, al Ing. Jesús Alberro Aramburu y al Ing. Sergio Raúl Herrera Castañeda, por la dirección de mi tesis y por sus valiosos comentarios y sugerencias, mismos que sin ellos no hubiera sido posible cumplir con los objetivos.

A la Comisión Federal de Electricidad, al Ing. José Antonio Bahena y al Ing. Valentín Castellanos, por facilitarme el acceso a la información del P.H. Aguamilpa, con la cual fue posible la elaboración de mi tesis.

A mi compañero y amigo de trabajo de mil batallas, el Ing. Roberto Ramírez Aguayo por su apoyo y colaboración en la impresión y en la elaboración de algunos esquemas.

Al Ing. Fermín Antonio Sánchez Reyes, también compañero y amigo de trabajo, por compartir sus conocimientos de geotecnia y de elementos finitos, importantes para el desarrollo de este trabajo.

Al Ing. Roberto Sánchez Trejo, por su apoyo incondicional para llevar a cabo mis estudios.

Al Ing. Armando Rábago Martín, por haberme facilitado la llave del programa *PHASES*, empleado en los análisis de mi trabajo.

A la Fundación ICA, por su ayuda e invitación a innumerables conferencias de ingeniería.

A la Universidad Nacional Autónoma de México, por darme la oportunidad de estudiar y por contar con una plantilla de profesores muy profesionales y distinguidos.

Agradezco a mis sinodales, el Ing. Jesús Alberro Aramburu, Ing. Sergio R. Herrera Castañeda, Dr. Rigoberto Rivera Constantino, M.I. Fernando Favela Lozoya y M.I. Agustín Demeneghi Colina, por sus valiosos comentarios y sugerencias para que este trabajo resultará lo mejor posible.

José Francisco Suárez Fino

Evaluación del Comportamiento de las Obras Subterráneas del Proyecto Hidroeléctrico Aguamilpa, Nayarit.

Índice

Resumen

Objetivo

	Página
Introducción.....	1
I. Características de las Obras Subterráneas del Proyecto.....	2
II. Análisis de la Información Geológica y Geotécnica.....	5
II.1 Geología y Geotecnia del Área del Proyecto	
II.1.1 Estratigrafía	
II.1.2 Geología Estructural	
II.1.3 Agua en el Subsuelo	
II.1.4 Información Geotécnica del Proyecto	
II.2 Geología de las Obras Subterráneas	
II.2.1 Estudios Previos	
II.2.2 Estratigrafía	
II.2.3 Geología Estructural	
II.2.4 Agua en el Subsuelo	
II.2.5 Información Geotécnica	
III. Diseño de los Tratamientos y Construcción de las Obras Subterráneas....	20
III.1 Diseño Inicial de Tratamientos	
III.2 Procedimiento de Excavación	
III.3 Tratamientos Ejecutados	
III.4 Instrumentación	

IV.	Clasificación Geomecánica del Macizo Rocoso en la Zona de las Obras Subterráneas	33
IV.1	Clasificaciones Geomecánicas Iniciales y de Pre-construcción del Proyecto	
IV.2	Clasificaciones Geomecánicas Pos-construcción	
IV.3	Comparación de Resultados	
IV.4	Otros Parámetros del Macizo Rocoso Derivados de las Clasificaciones Geomecánicas	
IV.4.1	Recomendaciones Constructivas Derivadas de las Clasificaciones Geomecánicas Pos-construcción	
IV.4.2	Parámetros de Resistencia y Deformabilidad para Diseño del Proyecto	
IV.4.3	Estimación de Parámetros de Resistencia y Deformabilidad con Información de Construcción	
IV.4.4	Comparación de Resultados	
V.	Análisis de Esfuerzos por el Método de Elementos Finitos.....	57
V.1	Modelo Geomecánico	
V.2	Consideraciones Básicas	
V.3	Metodología y Criterios de Cálculo	
V.4	Modelación de la Excavación y los Sistemas de Soporte y Estabilización	
V.5	Modelación de la Excavación de Acuerdo a la Naturaleza Litológica del Macizo Rocoso	
V.6	Modelo Constitutivo Empleado en los Análisis	
V.7	Resultados de los Análisis	
VI.	Conclusiones.....	80
	Referencias.....	82

Resumen

El trabajo que se presenta a continuación, trata básicamente de efectuar una comparación de los resultados de las clasificaciones geomecánicas de Bieniawski (RMR) y el sistema Q de Barton, determinados primero en la etapa de proyecto y después con la información obtenida durante la construcción. Como resultado de esta comparación, se determinó que durante la etapa de proyecto el macizo rocoso fue calificado como de buena calidad ($RMR=72$ y $Q=25$), mientras que, con información de construcción resultó de regular a mala calidad ($RMR=51$ y $Q=1.5$ a 1.9).

Con base en los resultados de las clasificaciones, se obtuvieron recomendaciones constructivas y se determinaron los parámetros de resistencia y deformabilidad del macizo rocoso, los cuales fueron comparados con los obtenidos en la etapa de proyecto. Se concluyó que los parámetros determinados con los ensayos de campo, se encuentran comprendidos dentro del rango obtenido con las clasificaciones geomecánicas de construcción.

Por otro lado, con base en un intervalo de parámetros de resistencia y deformabilidad determinados a partir de los ensayos de campo, laboratorio y con los determinados de acuerdo con las ecuaciones empíricas derivadas de las clasificaciones geomecánicas, se efectuó una serie de análisis por elementos finitos, con la finalidad de determinar los desplazamientos generados alrededor de las excavaciones subterráneas. Finalmente se efectuó un análisis paramétrico para tratar de llegar a los desplazamientos medidos con la instrumentación instalada. Dando como resultado que, para llegar más o menos a valores de desplazamientos similares a los medidos durante la construcción, hubo necesidad de emplear valores del módulo de deformabilidad del terreno mayores a los obtenidos mediante las pruebas de campo.

Objetivo

El presente trabajo tiene como objetivo, realizar una evaluación del comportamiento geotécnico observado durante la construcción de la casa de máquinas y galería de oscilación de la Central Hidroeléctrica Aguamilpa, en el Estado de Nayarit, México. Para ello se emplearon las clasificaciones geomecánicas para macizos rocosos más difundidas en la mecánica de rocas, tales como la clasificación RMR (*Rock Mass Rating*) de Bieniawski y el sistema Q de Barton.

Primero se investigaron los resultados de calidad del macizo rocoso determinada durante la etapa de proyecto y posteriormente con base en la información obtenida del seguimiento geológico-geotécnico realizado durante la construcción, se efectuó una clasificación geomecánica, empleando los parámetros definidos en la obra. Finalmente se realizó una comparación de la calidad del macizo rocoso antes y después de la construcción, analizando y discutiendo los resultados obtenidos.

Otro objetivo planteado en esta tesis, es aprovechar la información obtenida de las clasificaciones geomecánicas y de la instrumentación realizada durante la obra, para efectuar una serie de análisis por elementos finitos y conocer el comportamiento tensodeformacional del macizo rocoso que alojó la casa de máquinas y galería de oscilación. Para tal efecto, se realizaron los análisis con parámetros mecánicos de la roca definidos en la etapa de diseño y complementados con las propiedades de resistencia y deformabilidad determinadas en las clasificaciones geomecánicas, empleando los tratamientos de proyecto y los empleados durante la construcción. Finalmente se realizó el análisis de forma paramétrica con el propósito de obtener los valores de E y ν que conducen a las deformaciones medidas en los instrumentos instalados, comentando los resultados obtenidos.

Introducción

El Proyecto Hidroeléctrico Aguamilpa, forma parte del aprovechamiento integral de la cuenca del Río Santiago; se ubica a 700 km al NW de la Ciudad de México, en la parte central del estado de Nayarit, en los municipios de Tepic y el Nayar. (figura 1).



Figura 1. Localización del proyecto Hidroeléctrico Aguamilpa.
(CFE, Moreno G. et.al, 1994, monografía geológica proyecto Hidroeléctrico Aguamilpa, Nay)

Para llevar a cabo la construcción de la presa Aguamilpa, se realizaron estudios geológicos realizados en forma ininterrumpida desde 1960 a 1983, los cuales, incluyeron etapas de evaluación, prefactibilidad y factibilidad. En 1985 se iniciaron las etapas de preconstrucción (diseño ejecutivo) y construcción, consistentes en excavaciones, estudios geológicos, geofísicos y geotécnicos de detalle, los cuales permitieron definir el diseño final de la presa y, durante la construcción, detectar numerosos problemas.

En el capítulo I del trabajo, se presenta un resumen de las características de las obras del proyecto. En el capítulo II, se efectúa un análisis de la información geológico – geotécnica de las cavernas de casa de máquinas y galería de oscilación, mientras que en el capítulo III, se describe el diseño de los tratamientos y la construcción de las obras subterráneas, también se analiza la información de la instrumentación. En este mismo capítulo, se lleva a cabo una discusión de los resultados, tanto del proyecto inicial como final de los tratamientos. En la discusión se trata de evaluar las causas que motivaron el uso de una cantidad mayor de soporte que la que se tenía inicialmente prevista.

Por otra parte en el capítulo IV, se muestran las clasificaciones geomecánicas efectuadas durante el proyecto y se realizan nuevas clasificaciones con información obtenida durante el seguimiento geológico realizado durante la construcción. Al final de este capítulo se hará una tabla comparativa entre los resultados obtenidos de proyecto y los obtenidos con información de construcción.

En el capítulo V, se presenta una serie de análisis realizados mediante el programa de elementos finitos denominado *PHASES*, y cuyos resultados son ampliamente analizados y discutidos. Finalmente en el capítulo VI, se presentan las conclusiones.

I. Características de las Obras Subterráneas del Proyecto

La presa del proyecto Hidroeléctrico Aguamilpa, es la más alta en su tipo a nivel mundial y consta de cuatro estructuras: 1. obra de desvío, 2. obra de contención, 3. obra de generación y 4. obra de excedencias (ver figura 2). A continuación se hace una breve descripción de cada una de ellas.

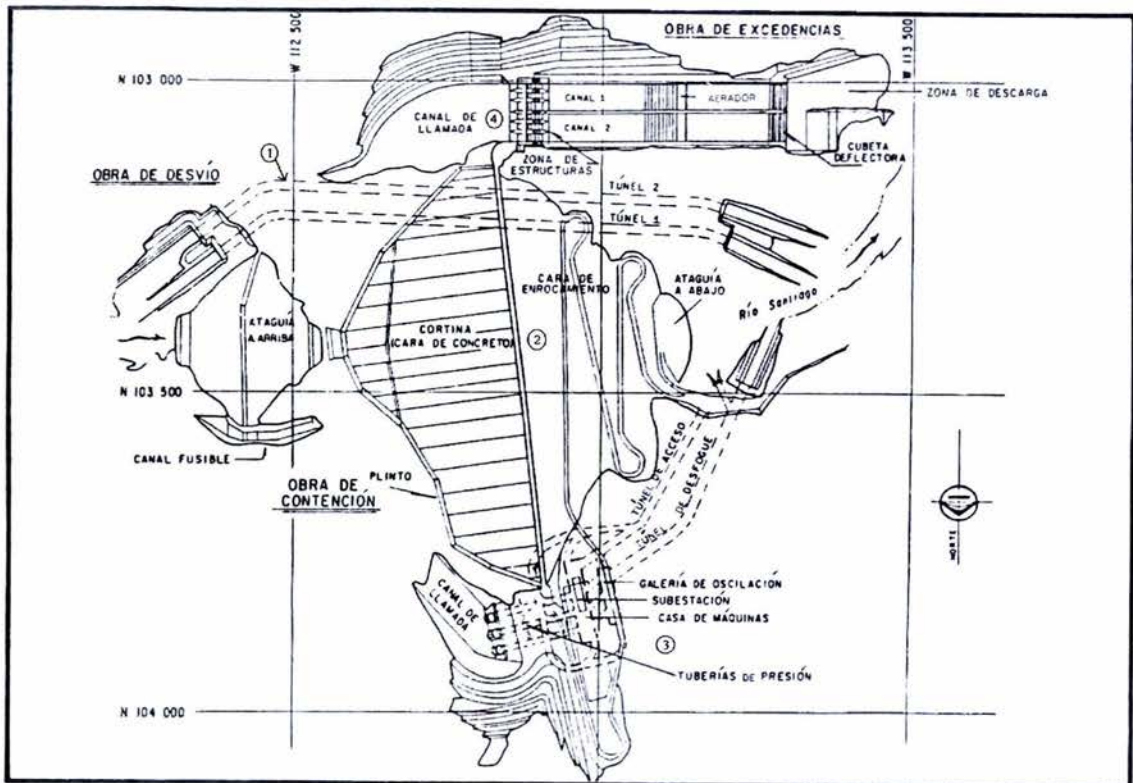


Figura 2. Planta de las diferentes obras del proyecto.
(CFE, Moreno G. et.al, 1994, monografía geológica proyecto Hidroeléctrico Aguamilpa, Nay)

1. Obra de desvío, se encuentra localizada en la margen izquierda del río, tiene dos túneles de sección portal de 16 x 16m y longitudes de 924 y 1,064m. Una parte de ambos túneles está revestida con concreto reforzado (las entradas, las zonas de transición y la salida del túnel 2); además consta de dos lumbreras para obturadores de cierre provisional, con excavación en sección rectangular de 3.5 x 16.5m con 33 y 37m de profundidad. También cuenta con una lumbrera de cierre final, de sección rectangular de 4 x 10m y 83m de profundidad.
2. Obra de contención, consiste en una cortina de 187m de altura, constituida por enrocamiento con pendiente 1.4:1 y cara de concreto con pendiente 1.5:1, la longitud de la corona es de 642m.
3. Las obras de generación localizadas en la margen derecha cuenta con tres unidades generadoras de 320 MW cada una y genera en promedio 2,131 GWh; las principales estructuras que conforman esta obra son: canal de llamada, obra de toma, tres tuberías de presión, casa de máquinas subterránea, galería de oscilación, lumbreras de buses y ventilación, plataforma de transformadores, subestación y túnel de desfogue. A continuación se describen las estructuras subterráneas más importantes (ver figura 3).

a) Obra de toma

Su piso es a la cota 170, tiene una base de 56m de ancho; el eje del canal presenta una orientación N45°W, con taludes 0.5:1, los cuales presentan bermas a cada 25m y cortes máximos de 15m hasta llegar a la cota 333.

b) Conductos a presión

Los conductos se inician a partir de las compuertas de servicio, con sección rectangular de 5.8 x 7.4m y mediante una transición en curva vertical cambian a sección circular. La zona de transición está revestida de concreto reforzado y la zona con sección circular de 7.4m de diámetro, tiene un revestimiento metálico empacado con concreto simple.

c) Casa de máquinas

La casa de máquinas en caverna, alberga los equipos electromecánicos y de acuerdo a éstos se definen los siguientes pisos: de turbinas, de generadores y de excitadores. En la caverna también se encuentran las galerías de drenaje, de inspección, de charolas y el cárcamo de bombeo.

d) Galería de oscilación

La galería de oscilación amortiguará los efectos de variación de presión ocasionados por los rechazos y toma de carga. Se localiza aguas debajo de la casa de máquinas y tubos de aspiración, en ella se encuentran las compuertas del desfogue, que aíslan las tuberías de aspiración cuando se requieran desaguar.

La separación entre la galería y la casa de máquinas es de 50m entre ejes y obedece a condiciones geotécnicas del macizo rocoso. En un extremo de la galería, se inicia el túnel de desfogue.

e) Desfogue

Conecta la galería de oscilación con el río, tiene una longitud de 391m; su geometría es de 16 x 16m, en sección portal y está revestido de concreto.

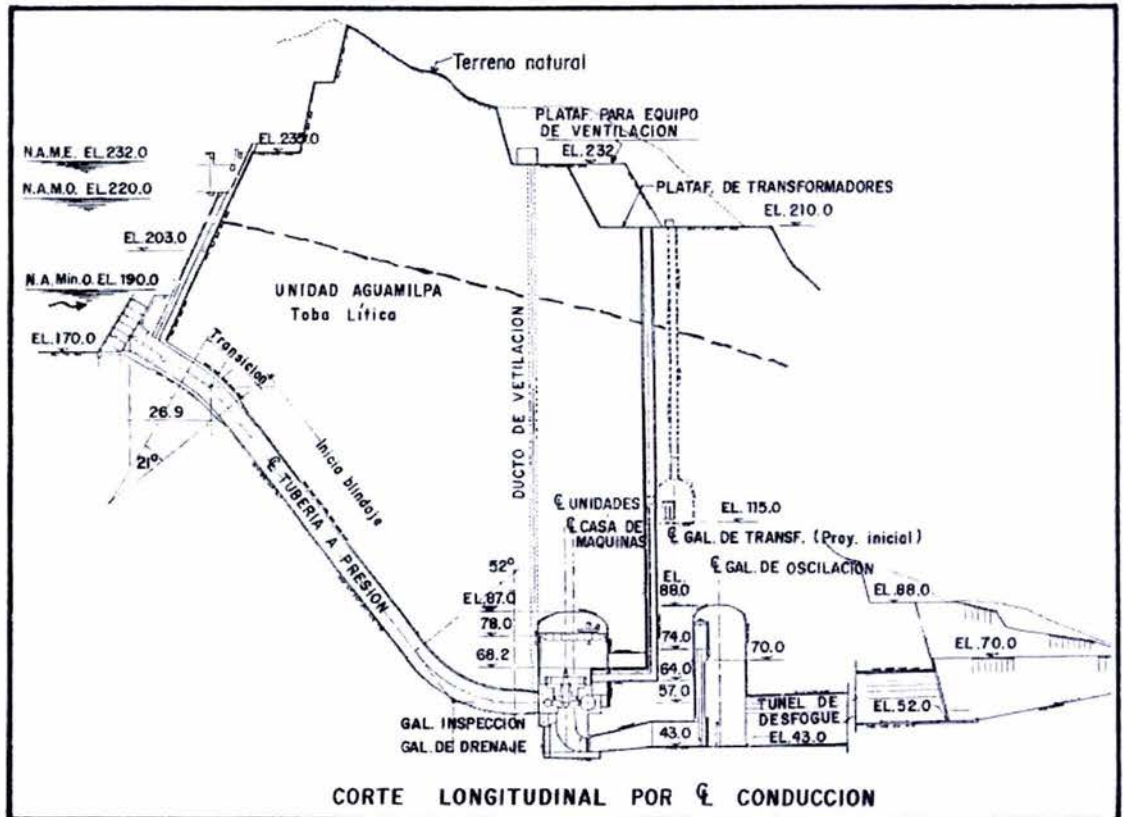


Figura 3. Perfil longitudinal de las obras de generación.
(Herrera et.al, 1992, memoria del congreso internacional de túneles)

4. Obra de excedencias

Es un vertedor ubicado en margen izquierda, en canal a cielo abierto de 569m de longitud horizontal, con un muro central divisorio, tiene una capacidad de 14,900 m³/s, para transitar una avenida con gasto máximo de 17,482 m³/s.

La zona de estructuras de control consta de seis vanos de 12m de ancho cada uno, divididos en dos canales, uno auxiliar y otro de servicio.

II. Análisis de la Información Geológica y Geotécnica

II.1 Geología y Geotecnia del Área del Proyecto

Los estudios geológicos y geofísicos de detalle efectuados durante la etapa de preconstrucción (diseño ejecutivo), permitieron ajustar el arreglo definitivo de la Central Hidroeléctrica y, al mismo tiempo, definir el modelo geológico del sitio, en el que predominan rocas volcánicas ignimbritas riódacíticas del Mioceno, inclinadas 20° al oeste, intrusionadas por una multitud de diques de varias composiciones y afectadas por numerosas fallas.

II.1.1 Estratigrafía

Las rocas que afloran en el área de la boquilla Colorines son exclusivamente de naturaleza ígneas extrusivas e intrusivas y constituyen una columna superior a los 400m, en donde se distinguen tres unidades: una inferior, denominada Aguamilpa, masiva, generalmente de buena calidad, otra intermedia, denominada unidad Colorín, pseudoestratificada, donde sus primeros 15m son de mala calidad, y la superior llamada, unidad Picachos, masiva y pseudoestratificada, de regular a buena calidad (ver figura 4). A continuación se describe cada una de estas unidades.

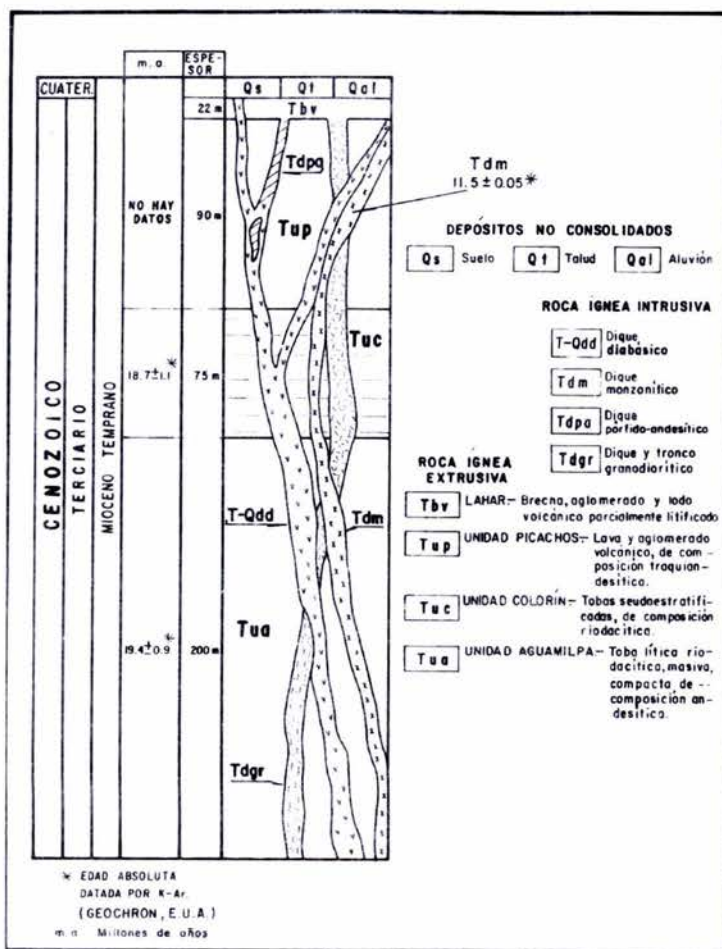


Figura 4. Estratigrafía del sitio.

(CFE, Moreno G. et.al, 1994, monografía geológica proyecto Hidroeléctrico Aguamilpa, Nay)

- **Rocas ígneas extrusivas**

- a) **Unidad Aguamilpa (Tua)**

Aflora en ambas márgenes en la parte central del área de la boquilla, extendiéndose hacia aguas arriba en la margen derecha. En esta Unidad están emplazadas las siguientes obras: túneles de desvío, casa de máquinas, galería de oscilación, cortina, la mayor parte del plinto y las ataguías. Corresponde a una toba de composición riódacítica, de color violáceo; en general su estructura es masiva, compacta y dura, con fragmentos de rocas andesíticas de 0.3 a 12cm de diámetro.

Al microscopio, esta roca tiene textura piroclástica y como minerales esenciales cuarzo, plagioclasas, feldespatos alcalinos; los minerales secundarios son opacos y apatita, todo en una matriz criptocrystalina, por lo que se clasifica como una ignimbrita riódacítica.

Por efectos de hidrotermalismo la roca presenta silicificación, propilitización y argilitización. La Unidad Aguamilpa silicificada toma color gris verdoso, se torna dura y se le observan vetillas de cuarzo; la propilitización torna a la roca en colores amarillo y verde, provoca disminución en su calidad e incrementa la presencia de arcilla en su fracturamiento.

Al ser afectada por la alteración argílica, la roca toma color blanquecino, sus feldespatos son alterados a arcillas y se vuelven deleznable. Otro factor que influye en la calidad de la roca es el intemperismo, que genera una capa de alteración de 6 a 8m de profundidad, dándole coloración ocre y cierto grado de fracturamiento.

Su contacto superior es con la Unidad Colorín, bien definido y diferenciable por la textura y pseudoestratificación de esta última. Su contacto inferior no fue cortado en ninguno de los barrenos perforados, por lo que su espesor real se desconoce, aunque se estima superior a los 200m. Por correlación regional se sabe que cubre, por contacto erosional discordante, a la secuencia andesítica basal.

- b) **Unidad Colorín (Tuc)**

Descansa en forma concordante sobre la Unidad Aguamilpa y subyace de la misma forma a la Unidad Picachos; aflora en ambas márgenes en la parte alta del eje de la boquilla, y se extiende a niveles inferiores hacia aguas abajo y hacia niveles superiores hacia aguas arriba. Las obras que se excavaron en esta Unidad, fueron los portales de entrada y parte de los dos túneles de desvío, el piso y parte de los taludes de la obra de excedencias, la obra de toma, parte de las lumbreras de buses, la parte alta de la margen derecha del plinto y la subestación.

Es una toba lítica con pseudoestratificación vulcanosedimentaria, inclinada 20° hacia el W (hacia aguas abajo); en su base de 15m de espesor, tiene capas de 15 a 20 cm de dureza media de textura arenosa y conglomerática de regular calidad; hacia su cima aumenta el espesor de sus capas hasta 1.5m, es dura, compacta, de color gris claro y en su base es de color rojizo.

Petrográficamente no existen diferencias en composición entre las Unidades Colorín y Aguamilpa, sólo cambios estructurales. La Unidad Colorín se clasifica como toba lítica dacítica a riódacítica, y tiene como minerales esenciales cuarzo, plagioclasas, sanidino y esquistas de vidrio; sus minerales secundarios son calcita, epidota, sericita y sus accesorios apatito y minerales opacos, todos en una

matriz criptocristalina cuarzo-feldespática. Los líticos son fragmentos de tobas ácidas criptocristalinas y andesíticas.

Se presenta silicificada en grado variable y en menor proporción propilitizada y argilitizada. Localmente suele presentar oxidación. Su espesor es de 75m medido en las excavaciones y en los numerosos barrenos.

c) Unidad Picachos (Tup)

Aflora en las partes altas de las dos márgenes y tiene su mayor extensión en la derecha; su espesor se estimó superior a los 120m. En esta unidad se excavó el 70% de los taludes del canal de llamada, el 30% de los taludes del canal de descarga y los taludes de la obra de toma. Descansa en forma concordante sobre la Unidad Colorín, su contacto es transicional y se trata de una lava de composición traquiandesítica, con textura porfirítica y fenocristales de plagioclasas en matriz afanítica, de color café rojizo; es dura, compacta, masiva y ocasionalmente seudoestratificada en capas discontinuas.

• Rocas ígneas intrusivas

Desde la etapa de factibilidad se identificaron en el área cuatro tipos de intrusivos: tres en forma de diques y uno en forma de tronco (stock) irregular, a veces diqueforme, cuya composición, del más antiguo al más joven, son granodioríticas, pórfido-andesíticas, monzoníticas y diabásicas afectan a la secuencia volcánica descrita. Su rumbo predominante es N15°W con 70° SE, aunque se aprecian algunos con tendencia NE-SW y E-W. En los siguientes incisos, se describen los diferentes intrusivos encontrados.

a) Intrusivos granodioríticos (Tdgr)

Son los más antiguos de la zona, están distribuidos principalmente en la margen derecha, en el arroyo El Colorín y cerca del cauce del río, tienen forma irregular y su espesor oscila entre 2 y 25m; se extienden por distancias no mayores de 350m, tienden a ser verticales y sus contactos con la roca encajonante son sellados, uno de ellos fue intersectado por los túneles de desfogue y de acceso.

Estos han sido intrusionados a su vez por diques de composición diabásica, los cuales son de color gris verdoso, de textura porfirítica con máficos de anfíboles, que se concentran en pequeñas zonas formando manchones más oscuros, que dan la impresión de ser xenolitos.

b) Diques pórfido-andesíticos (Tdpa)

De todos los diques son los más antiguos y menos abundantes, su espesor varía de 2 a 10m, tienen una extensión hasta de 500m y generalmente tiene un rumbo E-W, con buzamiento hacia el sur de 50° a 65°.

Cuando están inalterados son compactos, duros y de color gris verdoso, siempre con sus contactos arcillosos con traza de pirita. Estos diques son muy alterables a arcilla, adquiriendo una coloración ocre.

c) Diques monzoníticos (Tdm)

Tienen una distribución regular, su espesor varía de 2 a 4m, y sus afloramientos se extienden por distancias hasta de 500m, son de color crema, de textura afanítica con escasos fenocristales de plagioclasas. Ocasionalmente presentan bandeamiento en sus contactos con la roca encajonante.

Su tendencia es vertical 80°SW a 90° y su rumbo promedio $\text{N}25^{\circ}\text{W}$. Por erosión diferencial forman crestones casi perpendiculares al curso del río. Presentan fracturamiento moderado, intemperismo en grado bajo y sólo en algunos cuerpos argilitización incipiente. Afloran en ambas márgenes y son muy numerosos y extensos en la derecha.

d) Diques diabásicos (T-Qdd)

Son los que tienen distribución más amplia, su extensión suele ser mayor de 500m, y sus espesores varían de 0.05 a 3.5m. En roca sana su coloración es verde oscura a negra, y su textura afanítica con algunas vetillas de calcita; son compactos, masivos y de dureza regular. Cuando son afectados por el intemperismo su color se torna ocre y son deleznable en alto grado.

Su rumbo general es $\text{N}10^{\circ}\text{W}/50^{\circ}\text{NE}$, con tendencia a ser verticales, aunque su comportamiento es muy alabeado, tanto a rumbo como en echado. Son fácilmente afectados por la erosión.

• **Depósitos no consolidados**

La secuencia ígnea antes mencionada, tanto intrusiva como extrusiva, se encuentra parcialmente cubierta por depósitos de lahar, talud, suelo o aluvión, los cuales se describen a continuación.

a) Depósito de lahar (Tbv)

Se localiza en la margen izquierda en la zona de aguas arriba del eje de la cortina, sobre el canal de llamada del vertedor. Su espesor varía de 3 a 8m, con un máximo de 22m; este depósito semicomcompacto, está constituido por fragmentos de roca de tamaño variable, desde unos centímetros hasta bloques con diámetros de 2 a 4m, los cuales están compactados en una matriz de arena y arcilla de tonalidad rojiza, su velocidad de propagación es baja y varía de 500 a 1000 m/s, con espesores máximos de 30m.

b) Depósitos de talud (Qt)

Antes de la construcción cubría junto con el suelo el 90% de la zona, excepto los arroyos y los cortes de los caminos; está constituido por detritos de las tres unidades, envueltos en un material arcilloso suave y su espesor promedio es de 5m.

c) Suelo (Qs)

Es muy frecuente encontrarlo en la región y lo constituyen limos, arcillas y pequeños fragmentos de roca y material vegetal. Es de color ocre, su espesor promedio es de 0.5 m y constituye el material de mayor cobertura en las laderas.

d) Aluvión (Qal)

Su distribución se limita al cauce del río y de algunos arroyos. Está integrado por limos, arenas, gravas y bloques de gran tamaño, de composición heterogénea. En la zona de la cortina su espesor varía de 2.4 a 26 m como máximo en la zona de la ataguía aguas abajo; sobre el eje de la cortina alcanza 13 m de espesor.

II.1.1.2 Geología Estructural

Las estructuras geológicas de la zona están representadas por cuatro diversos tipos de discontinuidades: fallas, fracturas, diques y pseudoestratificación.

◆ Fallas

1) Sistema E-W

Este sistema es el más antiguo y el más importante, consta de cinco fallas: tres están en la margen izquierda, dos de las cuales afectan al vertedor y la otra provocó el 90% del volumen de los derrumbes en la obra de desvío; las otras dos están en la margen derecha y afectan la obra de generación (talud frontal obra de toma, bocatoma No.2, piso del canal de llamada, tubería de presión 2 y lumbreras de buses 1 y 2).

La falla del canal de llamada del vertedor, que se encuentra en la margen izquierda; es una falla alabeada tanto en rumbo como en inclinación y tiene tendencia a ser E-W con inclinación variable de 64° a 78° hacia el N; se observó relleno arcilloso de 5cm de espesor y propició la formación de un bloque delgado.

La falla Templete está en la margen izquierda y quedó descubierta con la limpieza de la cortina, afectó al desplante del plinto, el talud derecho, el piso del canal de descarga y el talud izquierdo de la zona de descarga del vertedor; tiene un rumbo general E-W con inclinación de 64° a 78° al norte y manifiesta alteración hidrotermal a ambos lados de la roca encajonante; su plano se presenta relleno en zonas por un dique diabásico y en otras por arcilla de 10 a 15cm de espesor.

Por otro lado la falla Cajones, se ubicó en la margen izquierda aguas abajo del eje de la cortina. Su plano de falla está muy alabeado, tanto en rumbo como en inclinación que, en forma general, presentó E-W/34°-68°N y tiene un relleno de arcilla de 10 a 20cm.

Así mismo la falla geológica FR-4, se localizó en la margen derecha y está expuesta superficialmente en 500 m, desde el talud derecho de la obra de toma hasta la subestación; afecta el talud frontal de obra de toma, la bocatoma No.2, la tubería de presión No. 3 y las lumbreras de buses 2 y 3. Su rumbo general es de N80°E con inclinación de 50° a 60° al NW; en la superficie forma una franja de roca triturada con arcilla de 2 a 4 m de espesor, la cual se reduce a profundidad. Esta falla causó los mayores problemas de estabilidad en las obras de generación.

La última falla de este sistema, es la Caminera; la cual se localizó en la margen derecha y es un ramal de la FR-4, juntándose a profundidad hacia el E y W; su comportamiento es alabeado, tanto en rumbo como inclinación que son E-W/65° al norte, con variaciones hasta de 35°.

2) Sistemas de fallas Colorines

Este sistema consta de seis fallas, cuatro están en la margen derecha; dos de las cuales afectan la casa de máquinas y al túnel de desfogue de la obra de generación y dos se encontraron en la margen izquierda, las cuales afectaron las obras de excedencias y de desvío. En seguida se describirán cada una de las seis fallas mencionadas.

Falla Colorines 1, se localizó sobre el arroyo el Colorín, no afecta las obras y tiene una orientación N50°E y echado de 50° al SE, forma un contacto por falla entre la Unidad Colorín y la Unidad Picachos a un mismo nivel topográfico y se le calculó un salto de aproximadamente 10 m en sentido vertical; además formó un cizallamiento y un relleno de material triturado de aspecto brechoide con espesor variable de 0.5 a 4 m.

Por otro lado la falla Colorines 2, se localizó en superficie a 100m al sur de la falla 1 y corta normalmente el arroyo el Colorín, en donde se observa un escarpe de 4 m muy silicificado. Cabe hacer mención que esta falla fue intersectada por el socavón 8-C, con un plano relleno de arcilla hasta de 30 cm, lo que obligó a cambiar la ubicación original de la casa de máquinas. Durante la construcción esta falla quedó expuesta en el camino a la subestación.

La falla Colorines 3 se define por una asociación intensa de fracturamiento discontinuo de orientación N60°E y echado 70°SE. Las fracturas más sobresalientes de este sistema alcanzan una longitud de 20 m. Es importante mencionar que la porción SW de esta falla, en combinación con otra, provocó un derrumbe en el camino al portal del túnel de desfogue.

Por lo que respecta a la falla 4, se localizó en el extremo sur del arroyo el Colorín, en su sector de dirección N-S, esta falla sigue una orientación N60°E/80°SE. En su extremo SW se observa que se ha labrado un pequeño arroyo poco socavado que forma paredes de 5 m de alto, donde se observan pequeñas estrías que marcan la dirección de su movimiento. A lo largo de su extensión, que son aproximadamente 250m, se observaron zonas con material arcilloso, de color blanco que lo rellenan. Durante la construcción fue seguida a rumbo con la excavación del túnel de desfogue, lo que provocó la formación de zonas inestables en la bóveda.

Así mismo la falla 5, se ubicó en la margen izquierda, está expuesta desde el cauce del río hasta la parte sur del área del proyecto, cruza los túneles de desvío, el piso del canal de llamada y los taludes del canal de descarga del vertedor y tiene un rumbo N61°E con inclinación variable de 60° a 80° al SE. A lo largo de su traza forma una franja de roca alterada de 1 a 2 m, acompañada por una zona de arcilla de 30 a 40 cm.

Por último la falla 6, localizada en la margen izquierda, es semiparalela a la falla 5, afecta a los dos túneles de desvío, y al piso y taludes del canal de llamada, se presenta como un plano relleno de 10 a 20 cm de arcilla, tiene un rumbo N60°E con inclinación variable de 60 a 80° hacia el SE y se observó un salto de 15m, en una longitud de 600 m aproximadamente.

◆ Fracturamiento

Los sistemas de fracturas presentes en la región, aunque muy definidos, no son muy persistentes y cambian de una zona a otra, sin embargo, mediante los análisis estereográficos de polos y

estadística de las fracturas levantadas en los socavones, se determinaron los siguientes sistemas de fracturas:

En la margen izquierda existen dos concentraciones principales de fracturas, sistemas I y II y dos secundarias, sistemas III y IV.

Sistema I	N68°E/75°SE
Sistema II	N62°W/70°SW
Sistema III	N32°E/76°SE
Sistema IV	N25°W/82°NE

El análisis mostró que la densidad de fracturas fue baja (7%).

En la margen derecha, existen dos sistemas principales, sistemas I y II y dos sistemas secundarios; sistemas III y IV.

Sistema I	N36°E/68°SE
Sistema II	N85°E/76°SE
Sistema III	N24°E/74°SE
Sistema IV	N38°W/75°NE

Las densidades del fracturamiento son muy reducidas (5%), a pesar de que se graficaron 365 polos y, además se observó una gran dispersión en todo el estereograma, aunque menor que en la margen izquierda. En la figura 5, se muestran los estereogramas de los sistemas de fracturas.

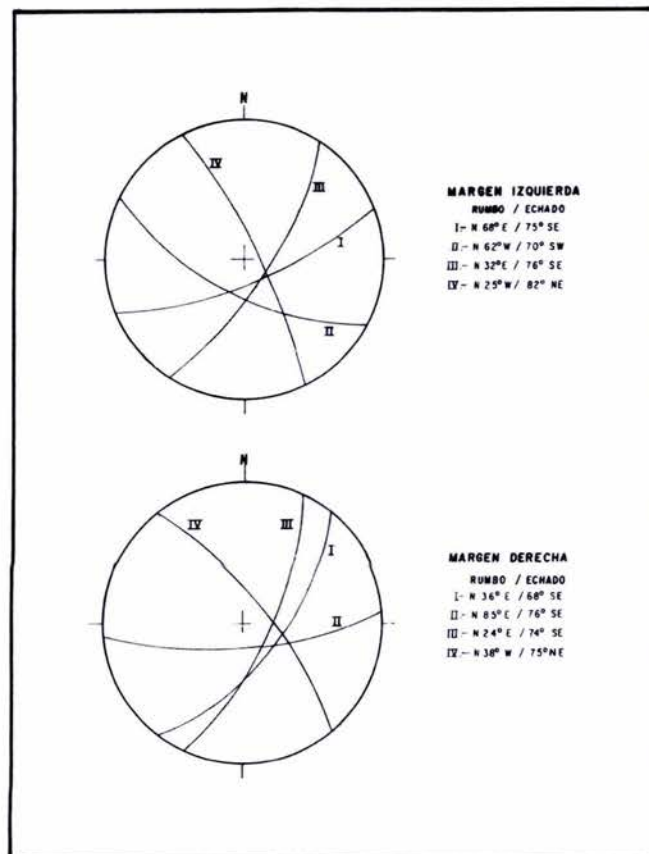


Figura 5. Estereogramas de los sistemas de fracturas.
(CFE, Moreno G. et.al, 1994, monografía geológica proyecto Hidroeléctrico Aguamilpa, Nay)

II.1.3 Agua en el Subsuelo

Durante los múltiples estudios realizados en la zona del proyecto, y en la ejecución de las diferentes obras construidas, no se detectó presencia de agua, salvo en algunas zonas específicas, se observó un poco de humedad.

II.1.4 Información Geotécnica del Proyecto

Con base en la información geológica y en las clasificaciones geomecánicas, se determinó la calidad de roca para cada Unidad, la cual resultó ser la siguiente:

a) Unidad Aguamilpa (Tua)

En los núcleos de perforación de los numerosos barrenos realizados se obtuvieron índices de recuperación de 100% y un RQD de 94% que le confieren una calidad de roca excelente. También en los estudios geofísicos se obtuvieron velocidad de propagación en roca inalterada del orden de 5,000 m/s.

b) Unidad Colorín (Tuc)

En muestras de núcleos obtenidas en las perforaciones, la roca inalterada presenta una recuperación de 95% y un RQD de 80%, lo que la clasifica como de buena calidad; en estudios geofísicos se registró una velocidad de propagación de 3,800 m/s, aunque es importante mencionar que la capa de intemperismo llega hasta los 20m de profundidad.

c) Unidad Picachos (Tup)

Las muestras de núcleos de roca inalteradas, presentaron una recuperación de 97%, un RQD de 87%, lo cual la clasifica como de buena calidad, la velocidad de propagación registrada en esta unidad fue de 3,600 m/s.

En la tabla 1, se muestra un resumen con las características físicas de las tres Unidades.

Unidades		Promedio			
		Recuperación %	RQD %	Vp (m/s)	Ω/m
Tup	Intemperizada	71	33	650	-----
	Sana	97	87	3600	-----
	Falla	84	53	650	-----
Tuc	Intemperizada	81	47	1600	680
	Sana	95	80	3800	750
	Falla	-----	-----	-----	-----
Tua	Intemperizada	68	15	2450	
	Sana	100	94	5000	
	Falla	-----	-----	3500	

Tabla 1. Características físicas de las unidades.
(CFE, Moreno G. et.al, 1994, monografía geológica proyecto Hidroeléctrico Aguamilpa, Nay)

II.2 Geología de las Obras Subterráneas

II.2.1 Estudios Previos

Como se comentó al inicio del trabajo, el objetivo de éste es discutir los resultados del comportamiento de las excavaciones de las obras subterráneas de casa de máquinas y galería de oscilación, para lo cual de aquí en adelante hablaremos únicamente de estas obras.

Los sitios donde se emplazaron estas obras fueron objeto de un estudio más detallado, con geología superficial, perforaciones, despalmes y socavones. Con el resultado de estas investigaciones se pudo conocer la distribución de las distintas unidades litológicas; el dimensionamiento, continuidad, composición y distribución de cuerpos intrusivos; la identificación de fallas, la orientación, distribución y densidad de los sistemas de fracturamiento. En la figura 6, se muestra una sección geológica de la zona de las obras de generación.

Cabe hacer mención que la alternativa 1, para la casa de máquinas subterránea en la etapa de factibilidad del proyecto, se combinaba con una obra de toma con grandes volúmenes de excavación que se tenían considerados para su colocación en el cuerpo de la cortina.

A principios de 1988 se cambió el diseño de la cortina, y se eligió una de aluvión-enrocamiento; con esta decisión resultó que los grandes volúmenes de material de enrocamiento ya no eran requeridos.

Con los resultados de todos los estudios realizados, se sabía que la mayor parte del esquema de la obra de generación en margen derecha quedaría en rocas de la Unidad Aguamilpa, excepto el corte de la obra de toma que sería en la Unidad Colorín, que el macizo rocoso estaba afectado por el sistema de fallas Colorines, de la 1 a la 4, que una de ellas afectaría el desfogue, y que además existía un fallamiento secundario de orientación E-W.

En el socavón exploratorio 8C, proyectado para la alternativa 1, se identificaron las principales estructuras geológicas siguientes:

- 1) La falla Colorines 2, prevista con anticipación, con zonas particulares de relleno arcilloso y un intenso fracturamiento asociado.
- 2) Una falla N-S que provocó la alteración de un dique diabásico (ramal), localizado en la parte profunda del socavón y que tendría influencia en la pared de aguas arriba.
- 3) Un dique diabásico de 2 a 3 m de espesor con orientación N30°W, que tendría influencia en la pared de aguas abajo.

El cambio de diseño de la cortina y las condiciones geológicas encontradas en la alternativa 1, fueron determinantes para considerar tres alternativas más para la ubicación de la casa de máquinas.

Falta página

N° 14

Por medio del estudio geológico estructural del fracturamiento, se analizaron datos de discontinuidades obtenidos de los levantamientos de los socavones 8C, 2, 4 y 6, cuyo resultado permitió definir el patrón estructural general de la margen derecha, constituida por cuatro sistemas de fracturamiento (ver figura 7, estereograma de la margen derecha):

Sistema I	N58°E/60°SE
Sistema II	N72°E/72°NW
Sistema III	N46°W/60°NE
Sistema IV	N12°E/60°SE°

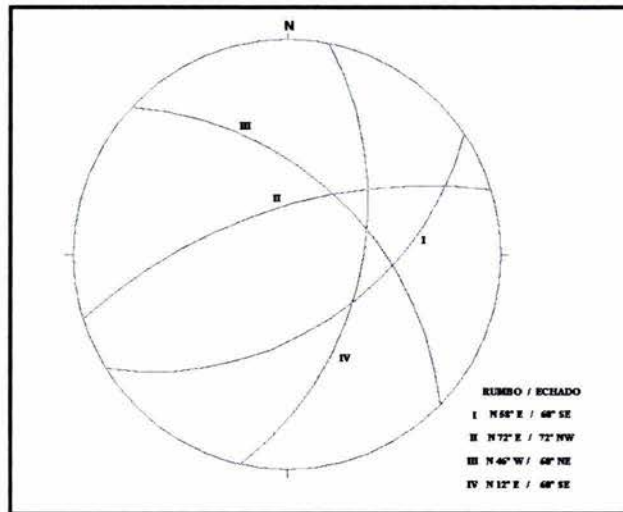


Figura 7. Estereograma de la margen derecha

Con esta información geológica, se realizó una simulación de formación de bloques y cuñas removibles para la excavación de casa de máquinas, aplicando la teoría de bloques, y se estimó la geometría de tres cuñas clave potencialmente inestables, formadas por cuatro o más planos de discontinuidades; se observó con anticipación a la excavación, que en la cara noreste (pared aguas abajo), debido al buzamiento de los sistemas de fracturamiento de la margen derecha, se formarían cuñas con dirección de deslizamiento potencial hacia el SE.

Finalmente, se decidió elegir la alternativa 3, ubicada a unos 50 m al oriente y en forma paralela a la alternativa 1. Para su exploración se prolongaron dos de los cruceros del socavón 8C; el crucero 1E, con 114 m de longitud, se localiza en la parte media de las excavaciones, mientras que el crucero 3E tiene 72 m de longitud y se ubica próximo al tímpano norte de las mismas, ambas a la elevación 78, 10 m a bajo de la bóveda.

II.2.2 Estratigrafía

Las paredes y bóveda de casa de máquinas y galería de oscilación se excavaron en rocas de la Unidad Aguamilpa, la cual está constituida por una toba lítica de composición riódacítica, de buena calidad, masiva, de coloración violácea, dureza alta, abrasiva, con fenocristales de cuarzo y fragmentos de andesitas subangulosas, que varían de tamaño de 0.3 a 12 cm. Dichas rocas, registraron velocidades sísmicas mayores de 4,000 m/s, que reflejan un material de buena calidad y resistividades mayores de 800 ohm-m, lo cual indica bajo grado de alteración, su densidad promedio es de 2.63.

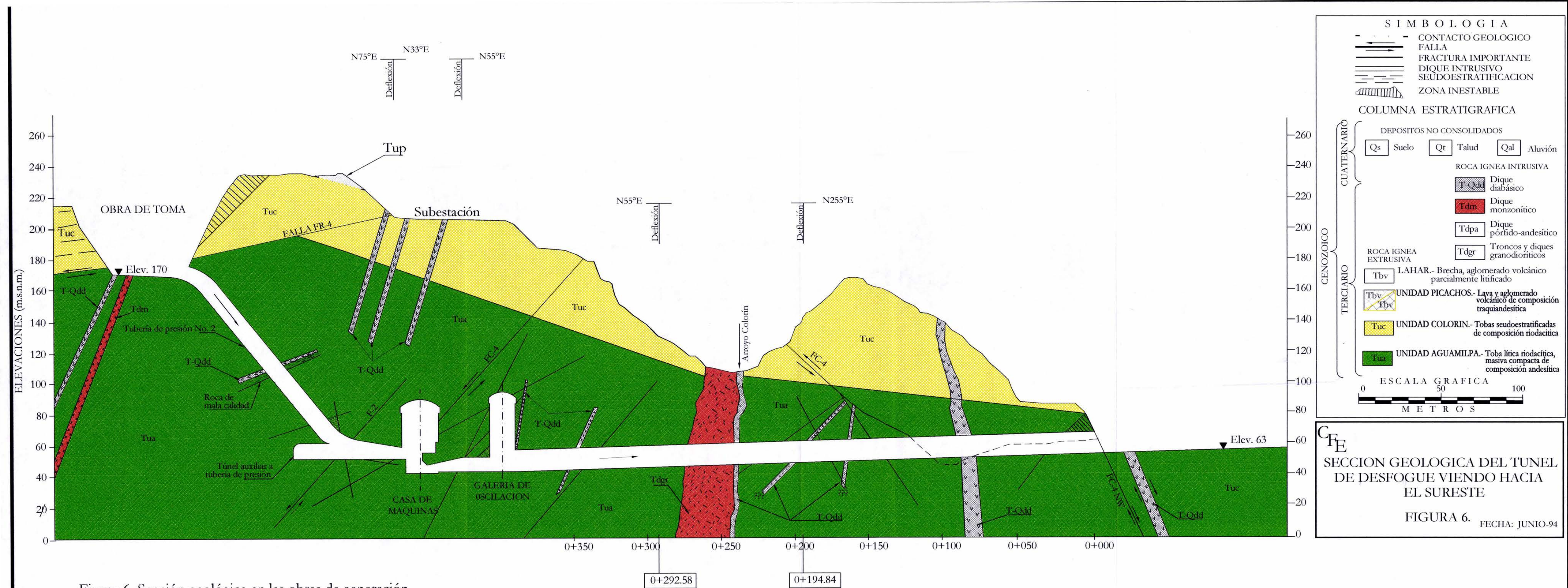


Figura 6. Sección geológica en las obras de generación

- Diques

Los intrusivos identificados, se reducen a cuatro diques diabásicos, cuyo espesor varía de 20 cm a 2 m. Ocasionalmente presentan vetillas de calcita entre sus contactos con la roca y se observan también contactos sellados y en algunas ocasiones con 1 a 2 mm de arcilla. Su orientación e inclinación muestra una tendencia N30°W con 60° al NE. Estos materiales son menos duros que las tobas, pero también tienen buena calidad.

De los cuatro diques observados, cabe destacar uno por su continuidad, el cual atraviesa la caverna en forma oblicua al eje; se detectó en la pared aguas arriba, en el cadenamamiento 0+050 y en la pared aguas abajo, en el cadenamamiento 0+115.

II.2.3 Geología Estructural

- Fallas

En la zona de la casa de máquinas existen por lo menos ocho fallas normales, cuyos rumbos y echados se distribuyen en tres direcciones principales: N38°E/58°SE, N75°W/85°NE y N10°W/65°NE; estas estructuras se identificaron y denominaron en estudios previos a la excavación como Colorines 3, Colorines 4, F-1, F-2, F-3, F-4, FL-1 y FL-2 (ver figura 8, Estereograma de Casa de Máquinas).

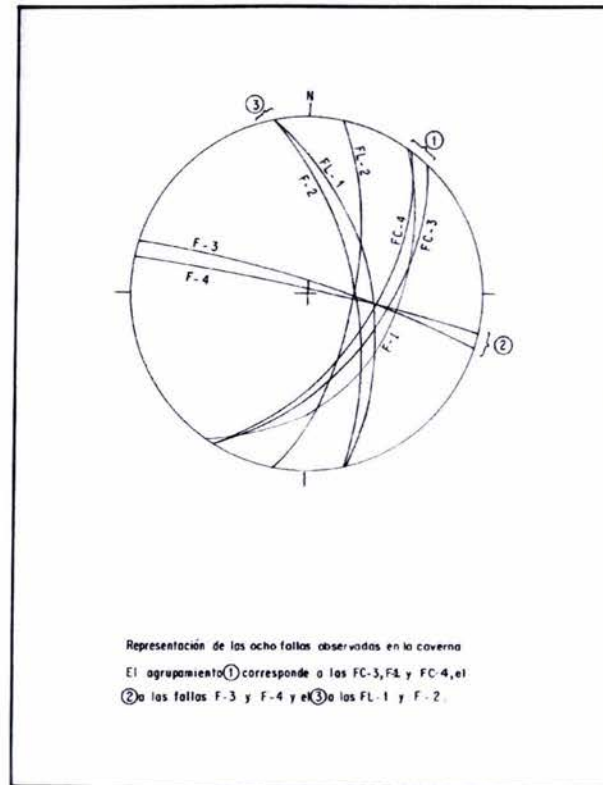


Figura 8. Estereograma de la casa de máquinas.
(CFE, Moreno G. et.al, 1994, monografía geológica
proyecto Hidroeléctrico Aguamilpa, Nay)

La importancia de estas discontinuidades varía de acuerdo a sus características, tales como su persistencia, relleno arcilloso, fracturamiento asociado y su posición desfavorable respecto a la excavación. Las estructuras más importantes son las fallas Colorines 3 y 4, seguidas por las fallas F-3, F-4 y por último las fallas FL-1 y FL-2.

- Fracturas

Las discontinuidades más frecuentes en el macizo rocoso están constituidas por fracturas las cuales son reflejo del fallamiento descrito anteriormente. Se definieron cuatro sistemas de fracturas:

1) Sistema S1

N-S a N45°E con buzamiento de 50° a 75° al SE, espaciamiento de 7 a 10m, continuo, superficies planas, poco rugosas y espesor de arcilla menor a 1 cm.

2) Sistema S2

N60° a 75°W con echado de 55° a 75° al NE, espaciamiento de 10 a 15 m, continuo con rellenos de arcilla de 1 a 15 cm de espesor.

3) Sistema S3

N-S a N45°W con echado de 45° a 80° E, este sistema es poco frecuente pero tiene la misma orientación que el eje mayor de la casa de máquinas.

4) Sistema S4

N45° a 75°E con echado de 45° a 80°SE, poco frecuente, con relleno de arcilla.

En la figura 9, se observan los sistemas de fracturamiento y su localización en la zona de las cavernas.

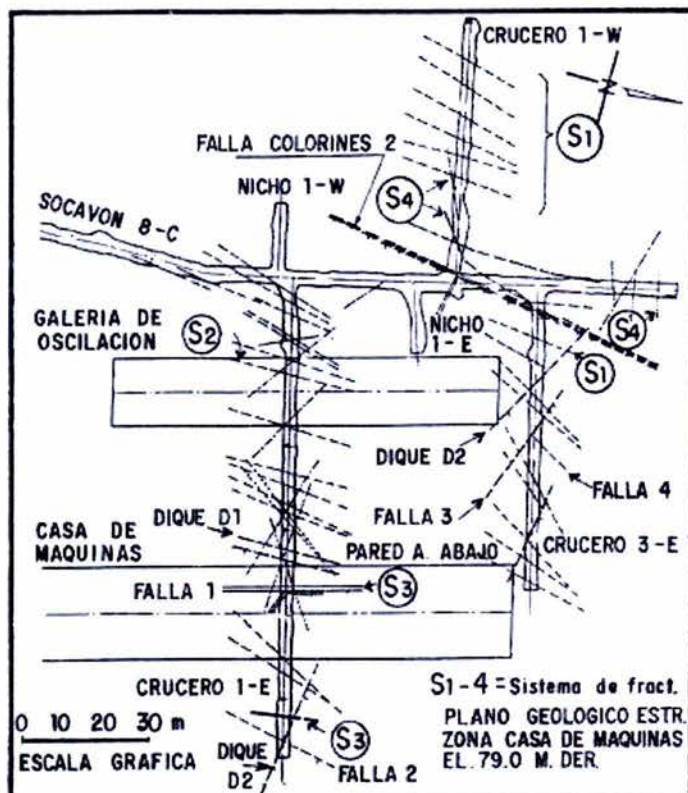


Figura 9. Sistema de Fracturamiento en la zona de casa de máquinas y galería de oscilación.
(Herrera et.al, 1992, memoria del congreso internacional de túneles)

II.2.4 Agua en el Subsuelo

Durante los sondeos exploratorios directos efectuados en la zona de las cavernas de casa de máquinas y galería de oscilación, así como en el socavón 8C, no se detectó la presencia de agua, tampoco durante la construcción, únicamente se detectaron zonas muy locales donde se apreciaba humedad.

II.2.5 Información Geotécnica

◆ Roca Intacta

Durante la etapa de estudios se realizaron pruebas de laboratorio en los núcleos de roca, obtenidos de los barrenos de perforación. Los ensayos se efectuaron a los núcleos extraídos de un barreno (CD-4), localizado a unos 70 m de distancia del sitio de la casa de máquinas; los resultados obtenidos se muestran en la tabla 2.

Párametro	X	n	cv
RQD	77%	---	---
γ	2.63	37	---
Rc	773	37	47
E	311	37	34
Rt	102	25	32

Tabla 2. Propiedades de la roca intacta.
(Herrera et.al, 1992, memoria del congreso internacional de túneles)

Donde;

- γ peso volumétrico, en t/m^3
- R_c Resistencia en compresión simple, en kg/cm^2
- E Módulo de deformación, en t/cm^2
- R_t Resistencia a la tensión indirecta, en kg/cm^2
- \bar{X} Promedio
- n Número de ensayos
- c_v coeficiente de variación

Se efectuó la clasificación de la roca intacta, de acuerdo con el criterio de Deere y Millar, la cual dio como resultado que, la resistencia varía de baja a alta y su módulo relativo de medio a alto.

♦ Macizo Rocoso

Para conocer las propiedades del macizo rocoso, se realizaron pruebas de campo en el socavón 8C. Se realizaron seis pruebas de placa flexible, de las cuales cuatro fueron horizontales y dos verticales, con la finalidad de determinar la deformabilidad del macizo rocoso. También se efectuaron cuatro pruebas de roseta junto con diez de gato plano, con objeto de estimar la magnitud de los esfuerzos internos actuantes en la zona de casa de máquinas. De los resultados obtenidos (ver tablas 3 y 4), se definieron los valores recomendados para fines de diseño.

Dirección	Módulo de Deformabilidad (t/cm^2)	Intervalo de Esfuerzos (kg/cm^2)
E-W	180	0 a 30
	150	30 a 50
N-S	250	0 a 30
	230	30 a 50
Vertical	150	0 a 50

Tabla 3. Módulo de deformabilidad del macizo rocoso.
(Herrera et.al, 1992, memoria del congreso internacional de túneles)

Dirección	Estado de esfuerzos
Vertical	Esfuerzos debidos al peso propio
N-S	Aproximadamente 1/3 del esfuerzo vertical
E-W	1/3 del esfuerzo vertical + esfuerzo tectónico no mayor de $40 kg/cm^2$

Tabla 4. Esfuerzos internos en el macizo rocoso.
(Herrera et.al, 1992, memoria del congreso internacional de túneles)

Debido a la anisotropía que presentó el macizo rocoso, se recomendaron diferentes valores para tres direcciones ortogonales. Por otro lado, debido a la dispersión de resultados de las pruebas de gato plano no se pudo definir con precisión la magnitud de los esfuerzos tectónicos en la dirección este-oeste.

Para conocer las características dinámicas del macizo, se realizaron ensayos geofísicos dentro del socavón 8C, utilizando el método microsísmico. Las constantes elásticas-dinámicas obtenidas se muestran en la tabla 5.

Velocidad de onda P	4,300 m/s
Velocidad de onda S	2,200 m/s
Relación de Poisson	0.32
Módulo de Deformación	350 t/cm ²

Tabla 5. Características dinámicas del macizo rocoso
(Herrera et.al, 1992, memoria del congreso internacional de túneles)

III. Diseño de los Tratamientos y Construcción de las Obras Subterráneas

III.1. Diseño Inicial de Tratamientos

Con base en las exploraciones realizadas en el sitio, se detectaron diversos problemas potenciales de estabilidad relacionados principalmente con la formación de bloques de roca al intersectarse los sistemas de fracturamiento S1, S2 y S3. A continuación se enuncian estos problemas:

- a) Cuñas con salida hacia la excavación en la bóveda de casa de máquinas.
- b) Cuñas formadas por la intersección de S1 y S2 en las paredes de aguas abajo de ambas cavernas de la casa de máquinas y galería de oscilación.

Así mismo, a continuación se describen brevemente los tratamientos proyectados.

❖ Bóvedas

El soporte se diseño considerando una presión de anclaje equivalente para soportar una cuña de roca máxima, con salida hacia la excavación; formada por la intersección de los sistemas S1, S2 y S3, el ancho de la casa de máquinas es de 24 m y la del pozo de oscilación de 16 m.

El tratamiento consistió en colocar anclas radiales de fricción de 1" ϕ y 9 m de longitud @ 1.4 en tres bolillo; las anclas serían de varilla corrugada de $f_y = 4,200 \text{ kg} / \text{cm}^2$, inyectadas con mortero de $f'_c = 180 \text{ kg} / \text{cm}^2$, como mínimo; colocadas en perforaciones de 2 1/4" ϕ . La presión de anclaje resultante fue de 11 t/m² (ver figura 11).

Una vez diseñados los tratamientos tanto en la bóveda como en las paredes de casa de máquinas y galería de oscilación, éstos sufrieron cambios de consideración, los cuales estuvieron apoyados en las excavaciones de la bóveda de casa de máquinas, y se especificó que para los bloques de roca definidos por el levantamiento geológico durante la excavación y con base en su revisión de estabilidad que requirieran mayor soporte o longitudes de anclaje distinta, se utilizarían anclas de 1 1/2" ϕ de $f_y = 4,200 \text{ kg} / \text{cm}^2$, en longitudes de 9 y 12 m.

El revestimiento definitivo de la bóveda de ambas cavernas consistió en concreto lanzado de 15 cm de espesor $f'_c = 300 \text{ kg/cm}^2$, reforzado con doble malla de acero de $15 \times 15 \times 1/4'' \phi$ y sujeta a las anclas de $1''$ y $1 1/2'' \phi$, como se muestra en la figura 10. El concreto lanzado proporcionó al terreno una presión de soporte entre 3 y 5 t/m^2 .

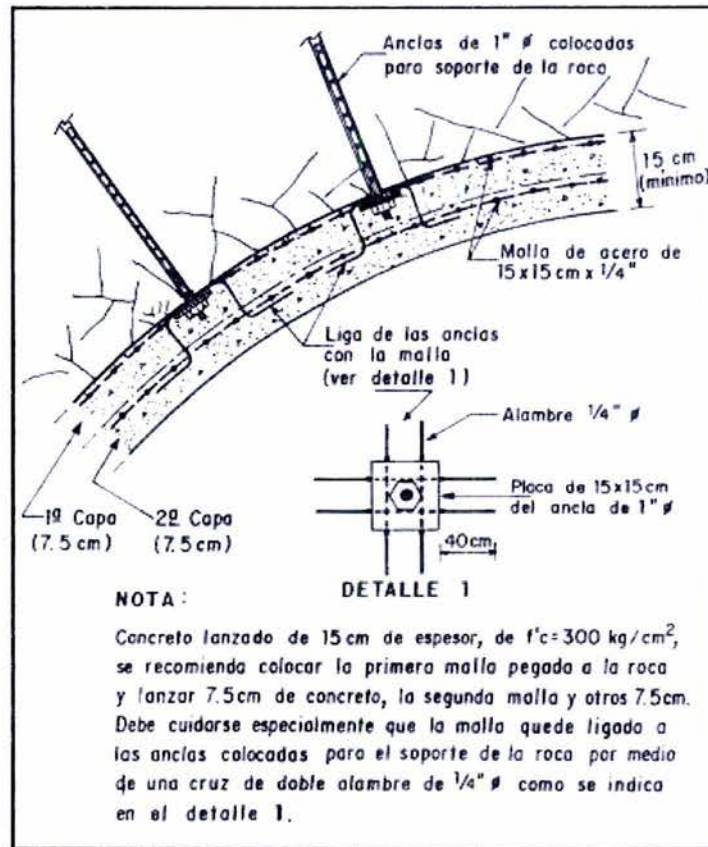


Figura 10. Revestimiento definitivo de ambas cavernas.
 (Herrera et.al, 1992, memoria del congreso internacional de túneles)

❖ Paredes

El pilar central entre ambas cavernas estaría sometido a un esfuerzo vertical mayor del orden de 90 a 125 kg/cm^2 , con cuñas de roca con salida hacia la caverna de casa de máquinas.

La presión de anclaje estimada fue de 12 t/m^2 considerando un bloque de roca máximo formado por la intersección de los sistemas S1 y S2. Las anclas resultaron de $1 1/2'' \phi$, 6 m longitud m; colocadas @ 3 m alternadas, son de varilla corrugada de $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$, colocadas en perforaciones de $2 1/4'' \phi$ (ver figura 11) inyectadas con mortero de cemento de las mismas característica que para la bóveda. En el pilar se procuró que el anclaje colocado desde ambas cavernas se traslapara. En las traveses carril se colocaría una fila adicional de anclas de tensión de $1'' \phi$ y 6 m de longitud, colocadas en perforaciones de $2 1/4'' \phi$ a 0.6 m bajo la orilla del carril.

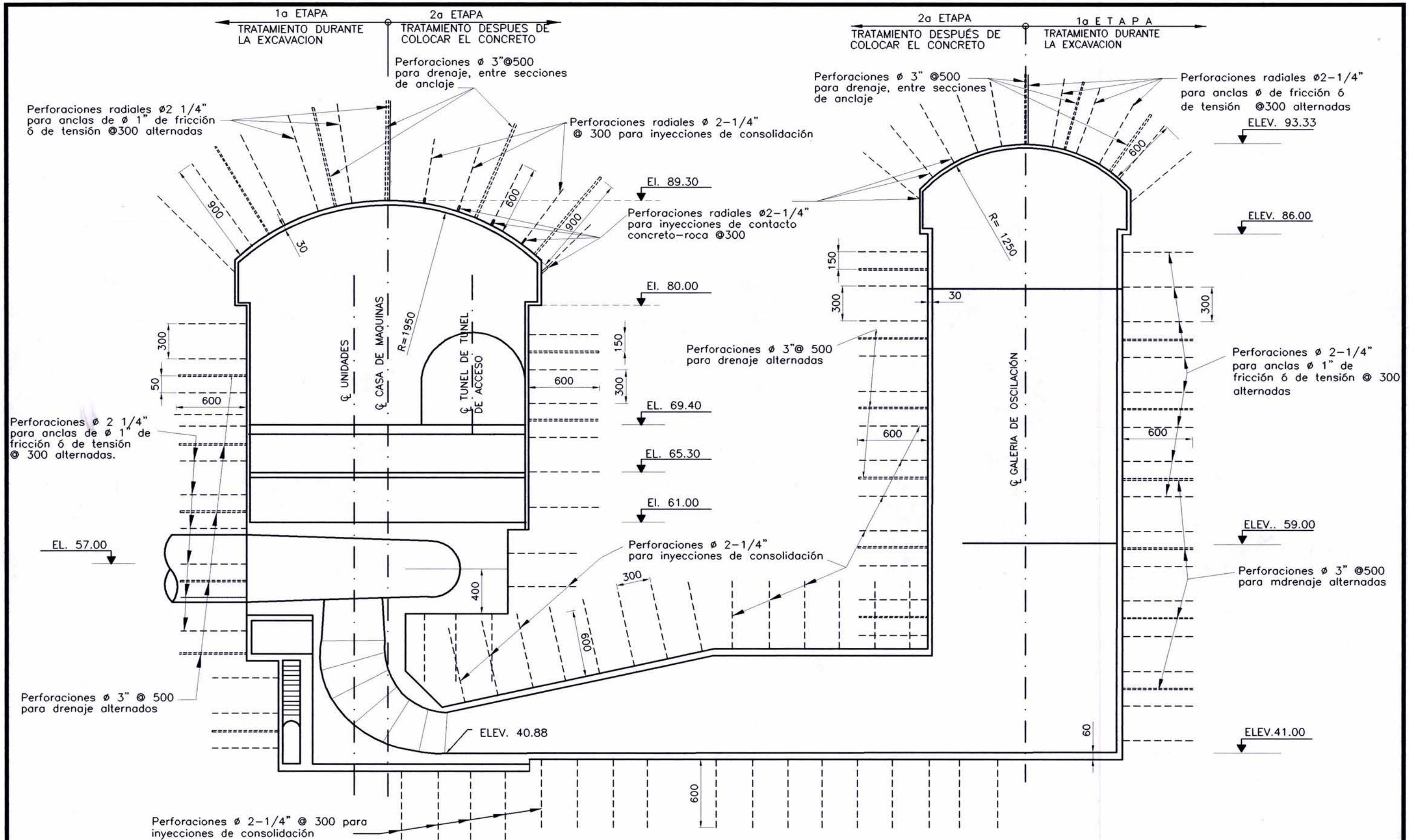


Figura 11. Tratamientos de las obras de generación

Es importante mencionar que el fracturamiento constituyó un factor determinante en la formación de bloques inestables, tanto en la bóveda como en las paredes de esta excavación, determinándose la forma geométrica de los bloques tipo en la pared de aguas arriba, como lo muestra la figura 12.

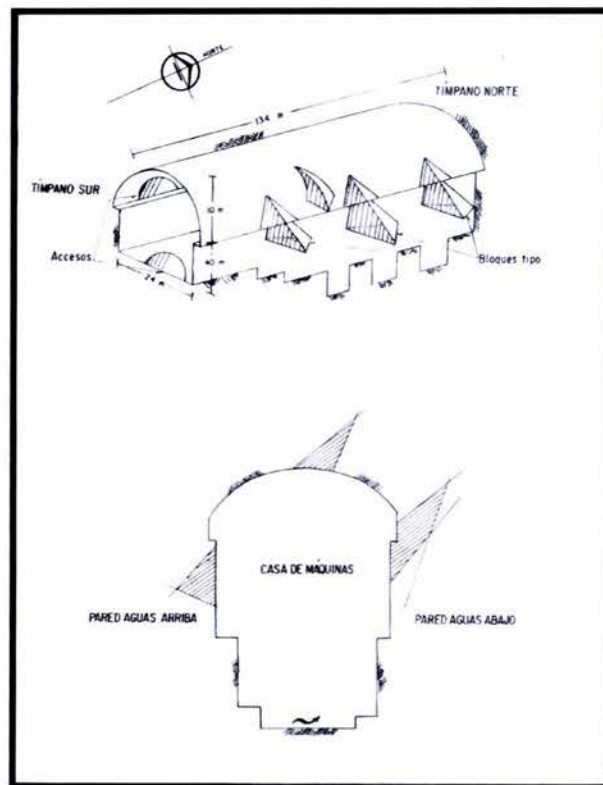


Figura 12. Esquema de la geometría de las cuñas en casa de máquinas.
(Herrera et.al, 1992, memoria del congreso internacional de túneles)

Debido a que las cavernas se excavarían en diferente tiempo no se consideraron tendones de anclaje postensados. Finalmente, con objeto de evitar la presión hidrostática sobre los bloques de roca, se colocaron drenes de 3" ϕ y longitudes de 9 a 18, tanto en bóveda como en paredes de ambas cavernas.

El drenaje en la pared aguas arriba, consistió en drenes de 3" ϕ 9 m de longitud en posición ascendente 10°, con respecto a la horizontal en patrón de 6 m horizontales por 5 m verticales. Por lo que respecta a la pared aguas abajo, es semejante al de la pared aguas arriba pero, de 4 m de longitud.

III.2 Procedimiento de Excavación

La casa de máquinas subterránea es una caverna que tiene 134m de largo por 24 m de ancho, su nivel más profundo llega a la cota 39, y alcanza una altura total de 50 m. La excavación de la caverna de casa de máquinas se inició en la bóveda, cota 89; se efectuó en tres etapas las cuales consistieron en un túnel central de 8 x 8 m y dos túneles laterales desfasados. La caverna de galería de oscilación tiene 87 m de largo por 17 m de ancho y alcanza 48 m de altura su excavación se realizó en dos etapas y también se inicio por la bóveda con un túnel piloto de

10 x 10 m que dejó expuesta la mitad de la bóveda del lado de la pared de aguas arriba; más tarde se excavó el otro lado de la pared. El anclaje fue colocado inmediatamente después de cada voladura.

Posteriormente a la excavación de la bóveda de la casa de máquinas se realizaron cuatro banquetes de 6 m y uno de 4 m hasta llegar a la elevación 52 y de ahí se excavaron los fosos de las unidades hasta la elevación 40. Para el caso de galería de oscilación se realizaron 6 banquetes de 6 m cada uno. En la figura 13, se muestra un esquema con las etapas de excavación anteriormente descritas.

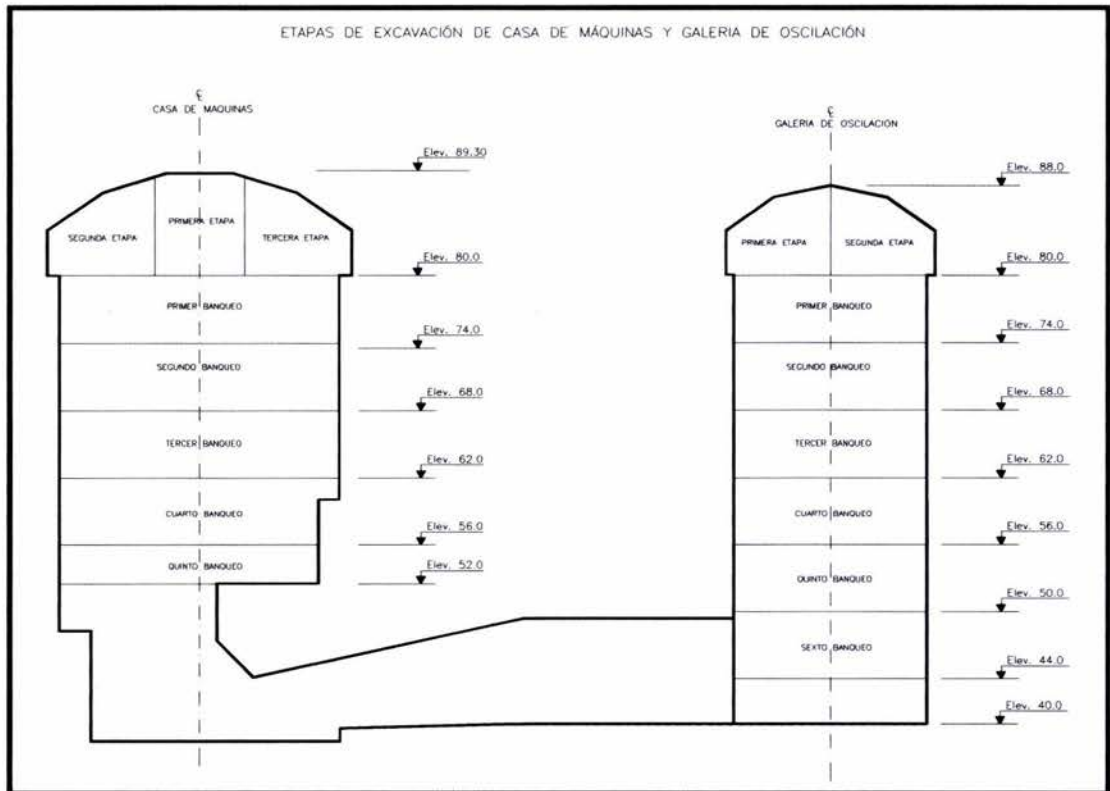


Figura 13. Etapas de excavación de la casa de máquinas y galería de oscilación

III.3 Tratamientos Ejecutados

Paralelamente a la excavación de las cavernas de casa de máquinas y oscilación, el grupo de geología de construcción llevó a cabo un levantamiento a detalle de las discontinuidades del macizo rocoso, con lo cual se logró detectar oportunamente bloques de roca potencialmente inestables que requirieron de un soporte adicional al diseñado originalmente. Las principales estructuras geológicas así como las cuñas más importantes que afloran en las bóvedas y en las paredes aguas abajo de ambas cavernas se pueden observar en las figuras 14, 15 y 16.

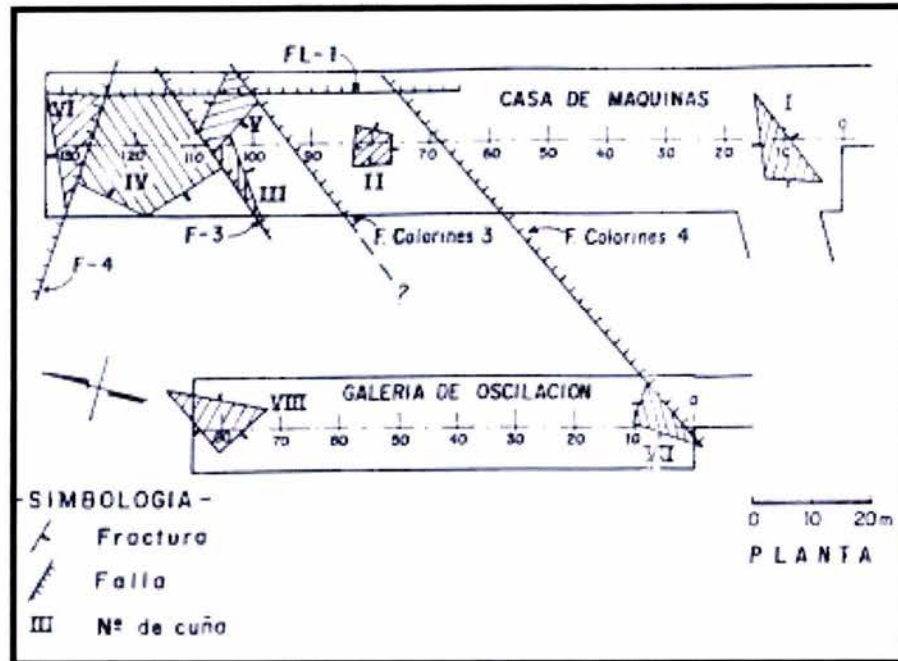


Figura 14. Ubicación de las cuñas en las cavernas de casa de máquinas y galería de oscilación. (Herrera et.al, 1992, memoria del congreso internacional de túneles)

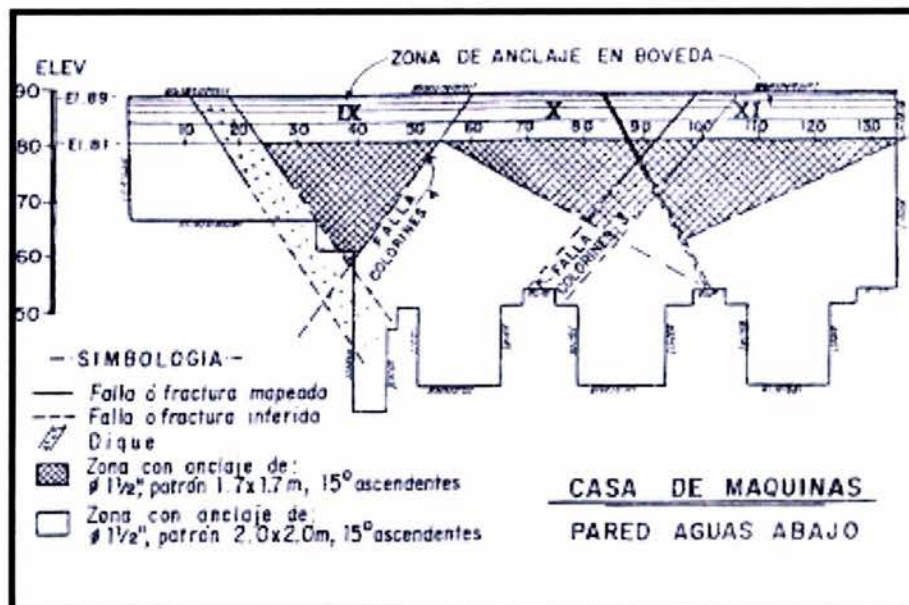


Figura 15. Principales problemas de estabilidad en casa de máquinas. (Herrera et.al, 1992, memoria del congreso internacional de túneles)

En la bóveda de casa de máquinas (figura 15), en su extremo norte, se presentaron los principales problemas de estabilidad, debido a la presencia de estructuras geológicas importantes, tales como las denominadas fallas Colorines 3 y 4, fallas 3 y 4 las cuales no se detectaron durante la exploración y falla longitudinal 1, todas con rellenos arcillosos y que al intersectarse con otras fracturas formaron tres bloques con salida hacia la excavación, cuyo volumen en conjunto fue de 6,200 m³ aproximadamente. En esta zona se requirió suspender la excavación hasta concluir la colocación del refuerzo adicional.

Otra zona que presentó mayores problemas fue la pared de aguas abajo de la galería de oscilación, ya que afloraron fracturas continuas y planas (sistemas S1 y S2) que formaron cuñas en gran parte del área de la pared, como lo muestra la figura 16.

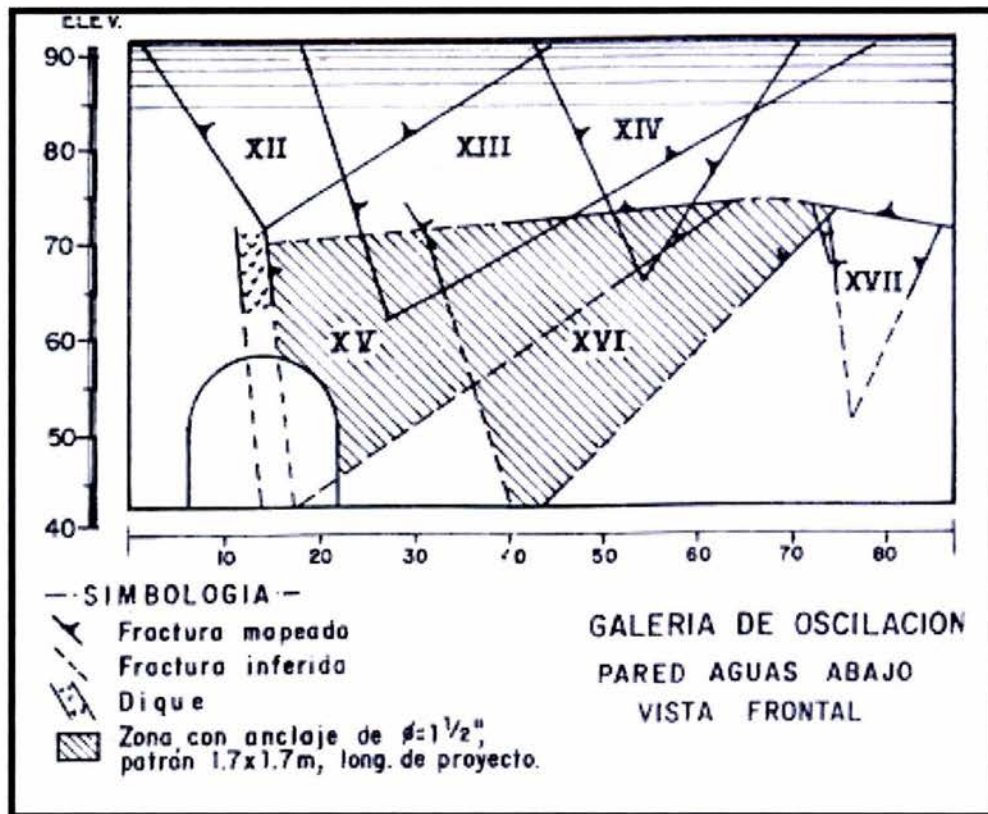


Figura 16. Cuñas inestables en pared aguas abajo de galería de oscilación.
(Herrera et.al, 1992, memoria del congreso internacional de túneles)

Para el diseño del refuerzo adicional se realizaron análisis de estabilidad de cada cuña en forma tridimensional aplicando la estereografía y el análisis vectorial. Las fuerzas involucradas en los análisis fueron las siguientes: peso propio, carga sísmica ($c=0.16g$), fuerza de anclaje y, en el caso del mecanismo de falla por deslizamiento, fricción en los planos de falla. En todos los casos se estableció un factor de seguridad, F.S.=1.3; como valor mínimo para el diseño del soporte.

Se utilizaron únicamente anclas de fricción como elemento de soporte para el refuerzo adicional de las cuñas. El anclaje total que se colocó en cada una de éstas, se muestra en la tabla 6, expresado como presión total de anclaje. Dicha presión incluye la del anclaje de proyecto que es de 11 t/m^2 para las bóvedas y de 12 t/m^2 para las paredes.

Sitio	Cuña	Presión de Anclaje (t/m ²)
Bóveda, Casa de Máquinas	I	12.5
	II	16.6
	III	11.0
	IV	28.3
	V	21.5
	VI	17.3
Bóveda, Galería de Oscilación	VII	11.0
	VIII	14.5
Paredes	IX a XVII	16.6

Tabla 6. Presión de anclaje en cuñas de bóvedas y paredes.
(Herrera et.al, 1992, memoria del congreso internacional de túneles)

Además, en las bóvedas se estimó una presión adicional al terreno de entre 3 y 5 t/m², proporcionada por el concreto lanzado.

En la tabla 7, se muestra una comparación entre el anclaje de proyecto y el que fue colocado al final de la construcción. En esta tabla, se muestra el incremento de anclaje que hubo necesidad de colocar, principalmente por la presencia de estructuras geológicas que no fueron detectadas durante la exploración, tal es el caso de las fallas Colorines 3 y 4.

Sitio	Tratamiento Inicial		Tratamiento Final		Incremento de Anclaje (t/m ²)	Porcentaje de Incremento (%)
	Cuña	Presión de Anclaje (t/m ²)	Cuña	Presión de Anclaje (t/m ²)		
Bóveda, Casa de Máquinas	Cuña de roca máxima, con salida hacia la excavación.	11.0	I	12.5	1.5	13.64
			II	16.6	5.6	50.91
			III	11.0	0.0	0.00
			IV	28.3	17.3	157.27
			V	21.5	10.5	95.45
			VI	17.3	6.3	57.27
Bóveda, Galería de Oscilación	Cuña de roca máxima, con salida hacia la excavación.	11.0	VII	11.0	0.0	0.00
			VIII	14.5	3.5	31.82
Paredes	Cuña de roca máxima, con salida hacia la caverna de casa de máquinas.	12.0	IX a XVII	16.6	4.6	38.33

Tabla 7. Comparación entre el tratamiento inicial y final.

En la figura 17, se muestra la disposición del sistema de estabilización del pilar entre la casa de máquinas y la galería de oscilación de proyecto.

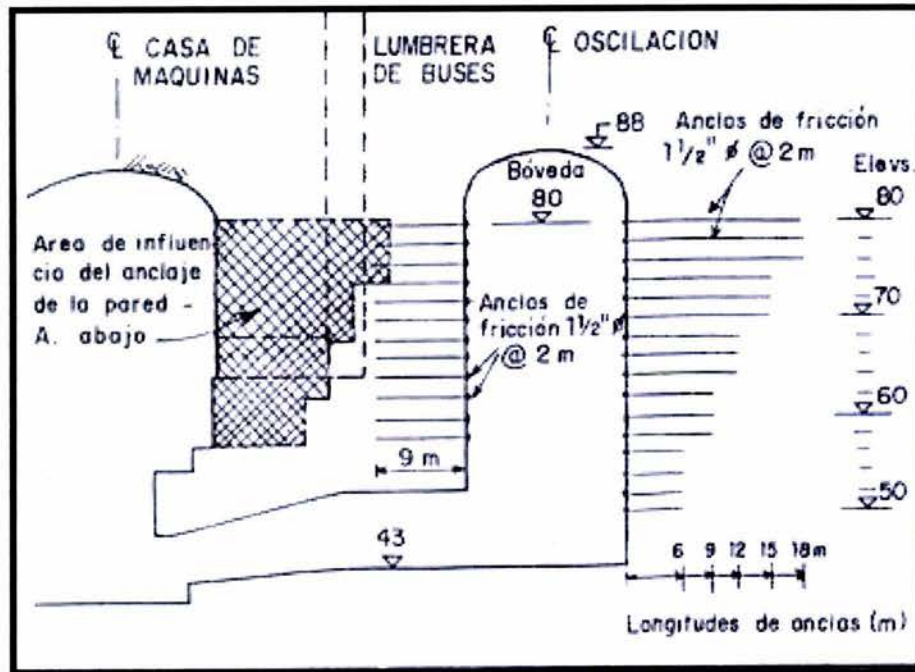


Figura 17. Sistema de tratamiento en las paredes de ambas cavernas (proyecto).
(Herrera et.al, 1992, memoria del congreso internacional de túneles)

III.4. Instrumentación

La instrumentación de las obras subterráneas tuvo como finalidad monitorear el comportamiento durante y posterior a la excavación, así como durante la operación de casa de máquinas.

La instrumentación instalada consistió en extensómetros de barra, de tipo mecánico, capaces de registrar los desplazamientos del macizo rocoso en zonas donde se definieron cuñas de roca susceptibles a deslizar. Estos instrumentos son muy precisos, capaces de registrar desplazamientos de hasta 0.001 mm. Durante la instalación, se dejó un punto de referencia fijo a la cabeza de la barra que permitiera establecer por medio de mediciones externas y mediante un micrómetro de barra el desplazamiento sufrido por ésta.

La bóveda y paredes de ambas cavernas fueron instrumentadas con extensómetros de barra en las zonas específicas de las cuñas de roca encontradas durante la excavación, llevando un monitoreo de los desplazamientos en forma continua, con objeto de colocar mayor soporte o bien controlar el uso de explosivos. A continuación se describe el comportamiento de los diferentes instrumentos colocados en bóveda y paredes de casa de máquinas.

a) Bóveda

Durante la excavación de casa de máquinas se confirmó la existencia de siete cuñas potencialmente inestables en la bóveda, asociadas a fallas del sistema Colorines FC-3 orientadas al N40°E, con echado de 50° a 60° al SE, otras E-W pseudo verticales F3 y F4 y una falla N-S con un echado de 65°-80° E y sistemas paralelos de discontinuidades.

En cada una de las cuñas detectadas, se instalaron por lo menos un conjunto de extensómetros de barra (cortos y largos); en la bóveda se colocaron seis estaciones con longitudes de 2, 7 y 15 m respectivamente, en un arreglo como el que se muestra en la figura 18.

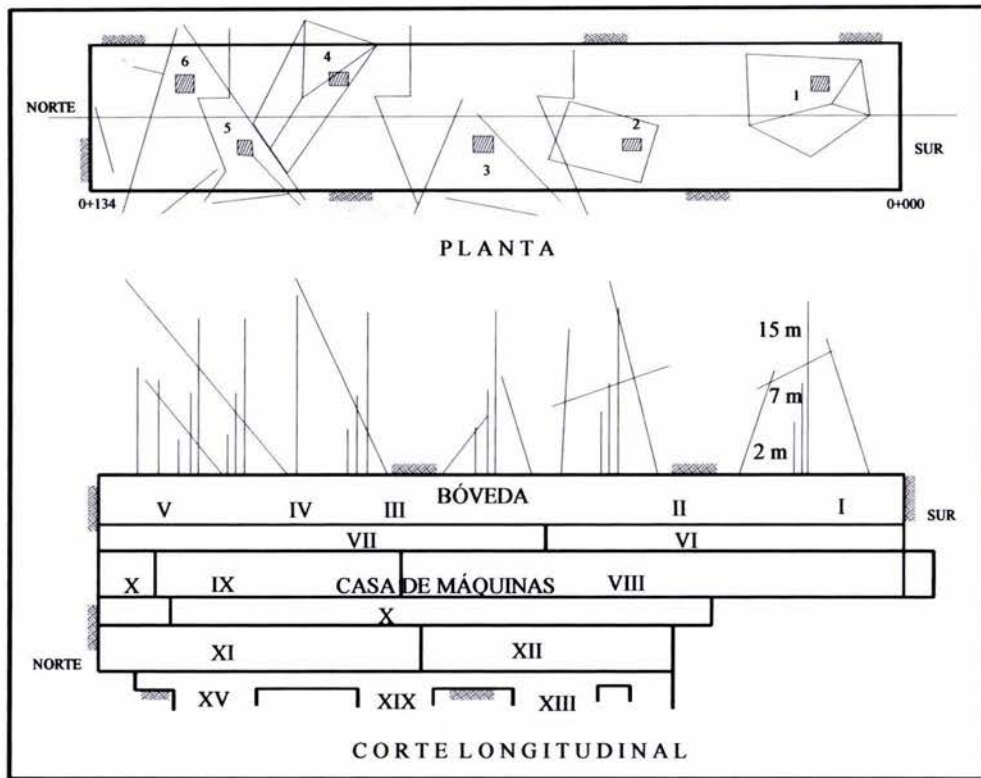


Figura 18. Ubicación de extensómetros en bóveda de casa de máquinas.

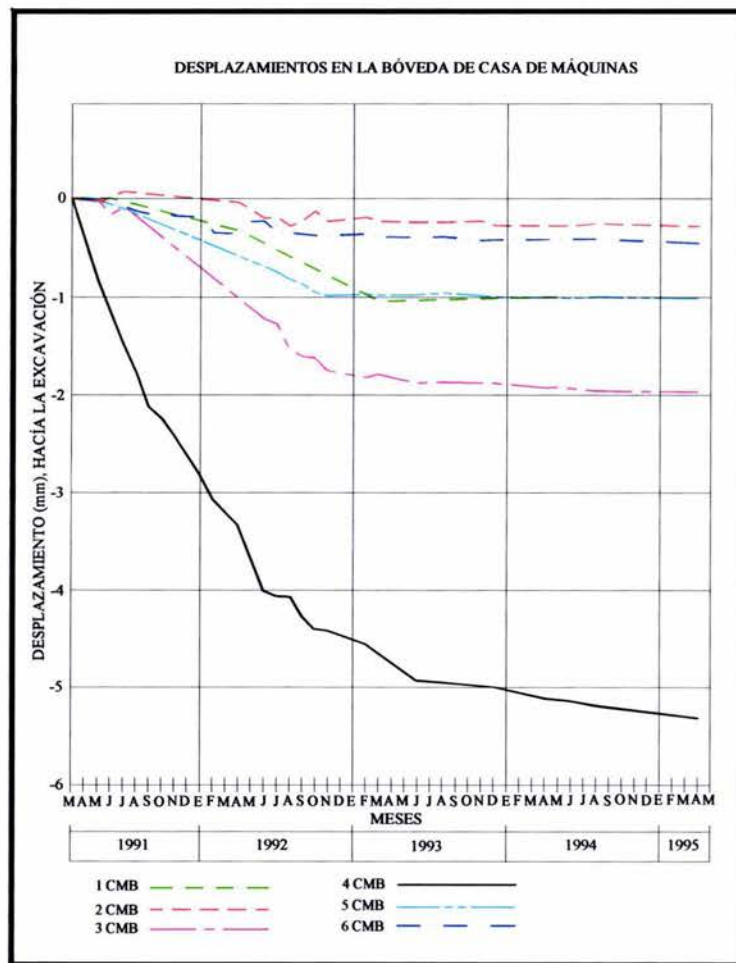


Figura 19. Resultados de los extensómetros en la bóveda de casa de máquinas.

Las lecturas registradas, indicaron que los movimientos se detuvieron prácticamente después de la excavación y soporte de la bóveda, excepto en la zona de la cuña que se ubica entre los cadenamientos 0+125 y 0+135, próxima al tímpano Norte y con mayor excentricidad hacia la pared aguas arriba, registrando hasta abril de 1995 un movimiento promedio diario de 0.61 micras, con una tendencia clara a la estabilización (ver figura 19).

b) Pared aguas abajo

A partir de enero de 1991 y hasta octubre del mismo año, se excavó por medio de banquetes la caverna de casa de máquinas, de la elevación 79 hasta la 49. Los detalles de excavación de los fosos para las unidades generadoras se realizó entre febrero y abril de 1992. Se consideró en todo momento como corte más desfavorable la pared de aguas abajo por las discontinuidades que forman cuñas susceptibles al desplazamiento. En esta pared se instalaron extensómetros de barra con longitudes de 6, 12 y 18 m respectivamente, distribuidos de la forma en que se muestran en la figura 20.

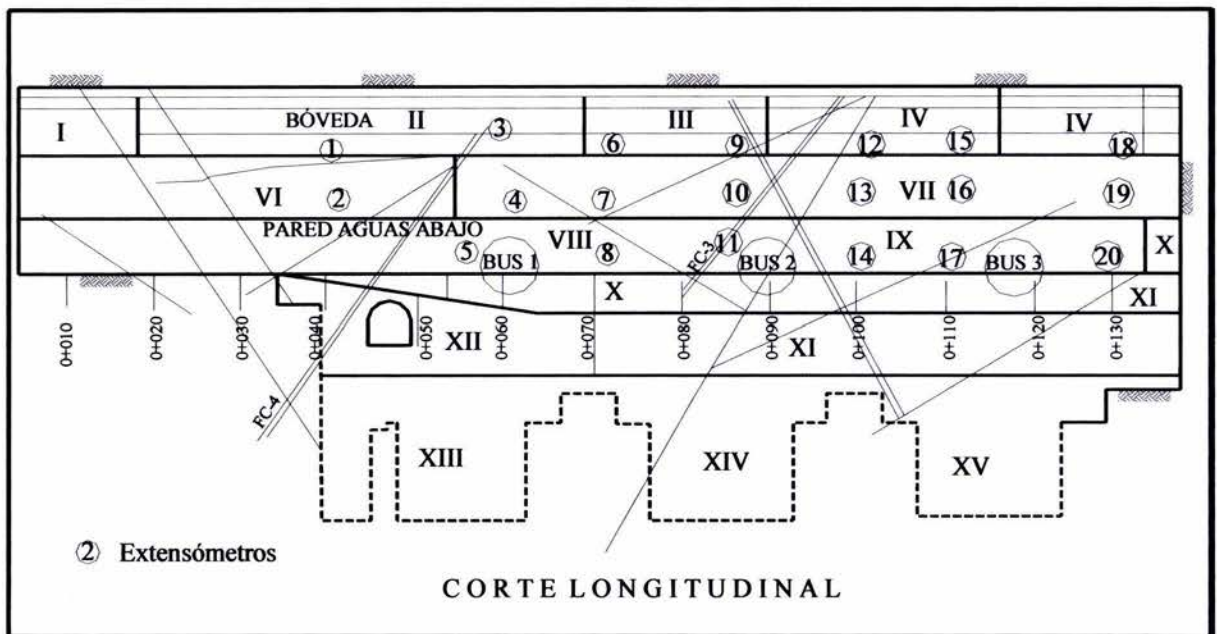


Figura 20. Ubicación de extensómetros en la pared de aguas abajo de casa de máquinas.

Por lo que respecta al comportamiento de la pared de aguas abajo, 6 instrumentos estaban registrando valores de 9 a 13 micras/día en diciembre de 1992, con desplazamientos totales de 5 a 15 mm. Con el tiempo los desplazamientos bajaron hasta un rango de 3 a 12 micras/día, pero 4 instrumentos (Nos. 2,7,10 y 13) registraban valores de 9.5 a 12 micras/día, lo cual fue considerado como alto. Estos instrumentos quedan localizados en el centro de la pared (ver figura 21).

Del análisis de la instrumentación, se concluyó que estos movimientos fueron ocasionados por el relajamiento natural de la masa de roca, la falta de traslape entre el anclaje de casa de máquinas y el de galería de oscilación, además de la influencia de las excavaciones de la propia galería de oscilación, de la ampliación de las tuberías de aspiración y de las lumbreras de buses.

En abril de 1993 se sugirió la instalación de más anclaje, el cual pasaría de un lado a otro del pilar, la razón fue el continuo de los desplazamiento del pilar (de 28 m de espesor entre la casa de máquinas y la galería de oscilación), que registraba velocidades de 9 a 12 micras/día en la parte central. Se instalaron alrededor de 50 anclas de 1 1/2" de ϕ y 12 m de largo en la parte central (en una zona de 26 m de largo y 14 de altura). Se perforaron barrenos de 18 m de largo y se metieron barras de 12 m hasta el fondo, dejando 6 m del barreno sólo inyectados donde había bastantes anclajes cortos instalados anteriormente. Las barras fueron inyectadas traslapando con los anclajes colocados antes desde las dos cavernas. Los movimientos se redujeron considerablemente hasta llegar a 0.4 a 2 micras/días (ver figura 21), hasta detenerse totalmente con el tiempo.

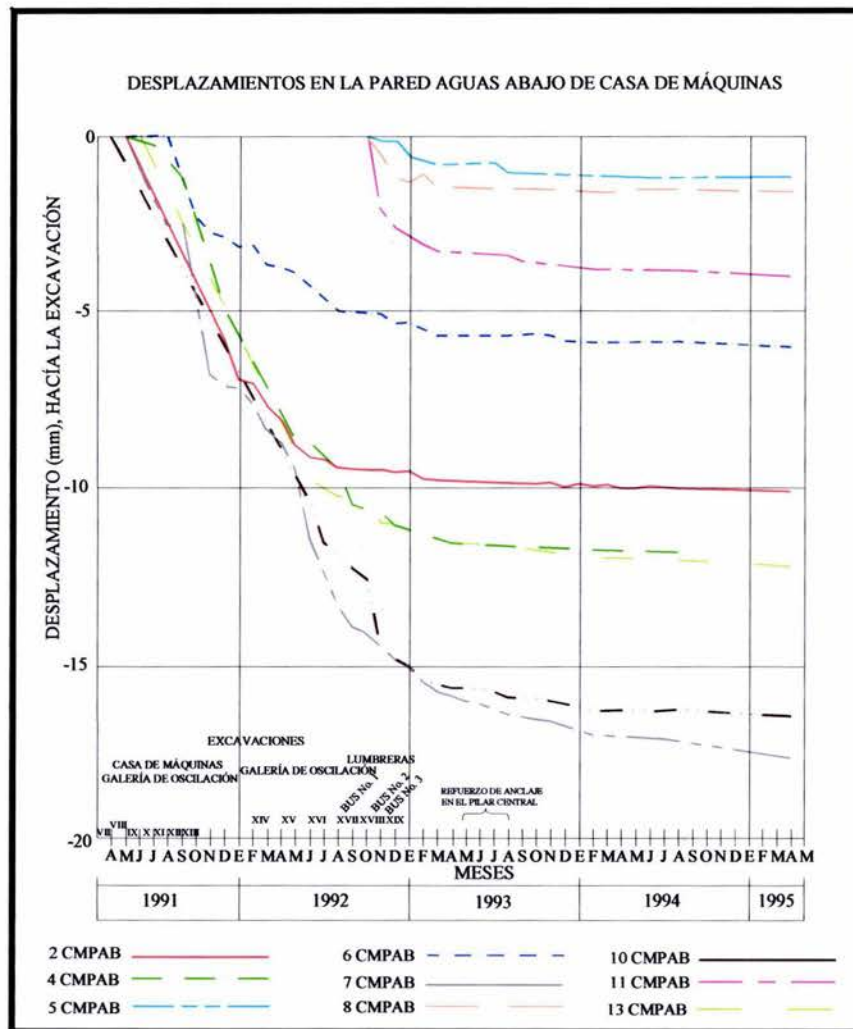


Figura 21. Resultados de los extensómetros en la pared de aguas abajo de casa de máquinas.

c) Pared aguas arriba

En la pared de aguas arriba varios extensómetros indicaban desplazamientos desde 5 y hasta 10 mm en total, al terminarse la excavación en agosto – septiembre de 1992. En diciembre de ese año sólo tres instrumentos estaban marcando entre 3 y 4.5 micras/día. El extensómetro número 16 que estaba registrando 4.5 micras/día, en febrero de 1993 solamente registraba 2 y 3 micras/día, notándose una clara tendencia a estabilizarse. Con el tiempo todos los extensómetros en esta pared se estabilizaron (ver figuras 22 y 23).

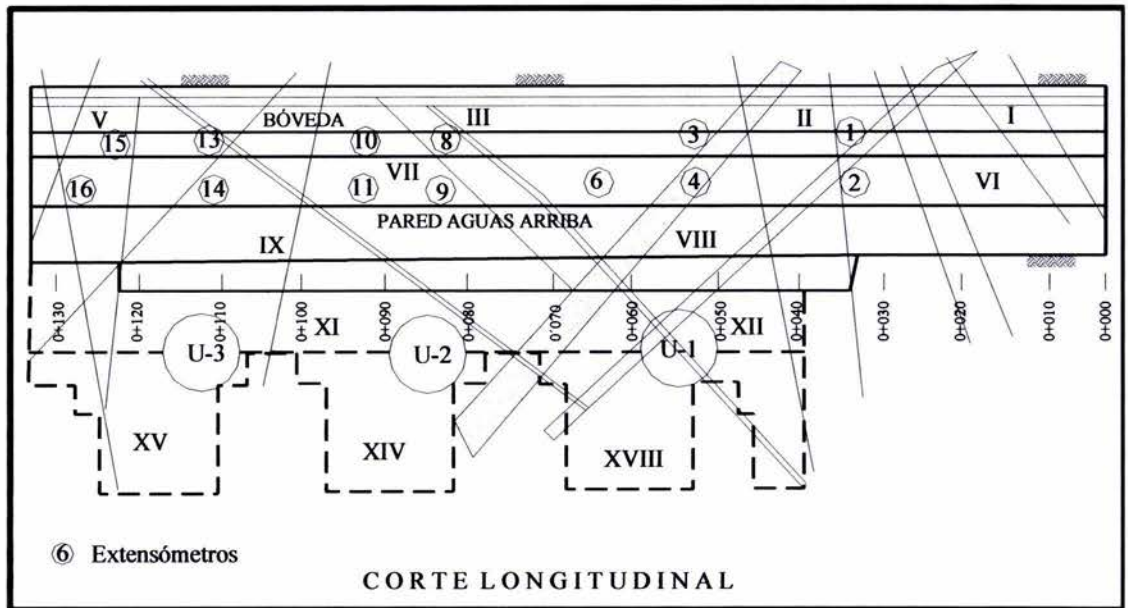


Figura 22. Ubicación de extensómetros en la pared de aguas arriba de casa de máquinas.

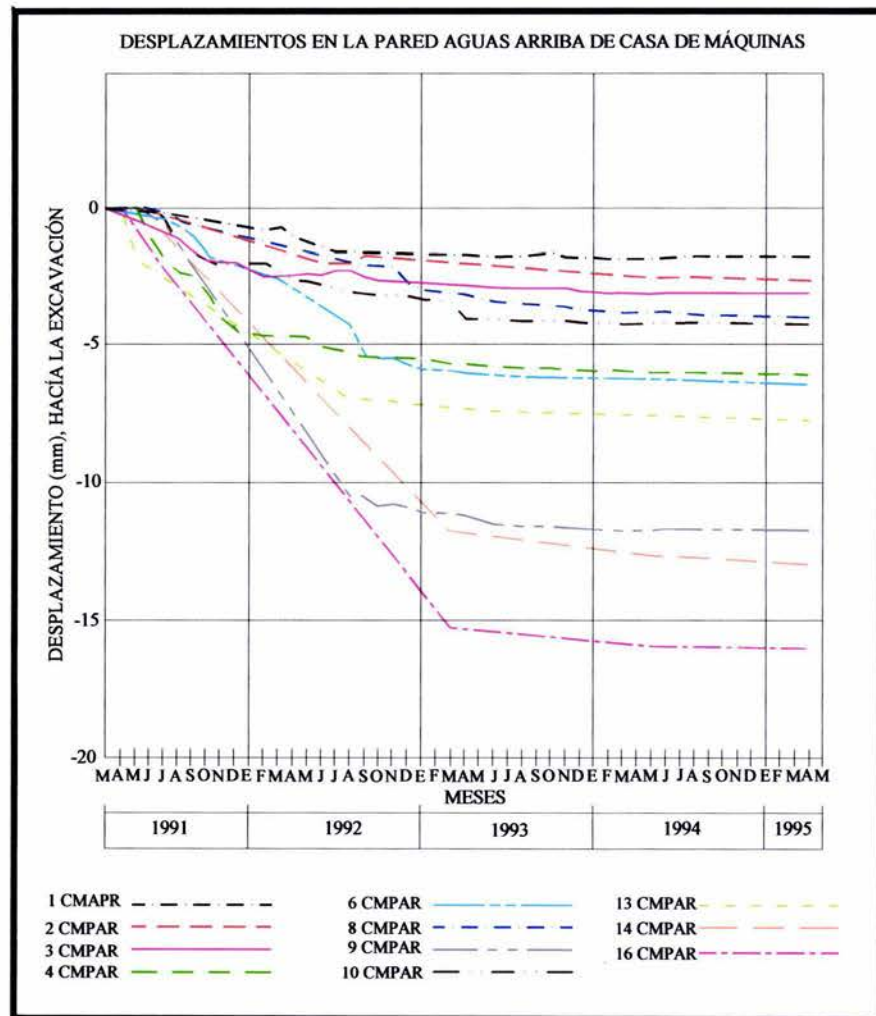


Figura 23. Resultados de los extensómetros en la pared de arriba de casa de máquinas.

IV. Clasificaciones Geomecánicas del Macizo Rocoso en la Zona de las Obras Subterráneas

En los párrafos siguientes, se describirán los resultados de la clasificación geomecánica, primero los determinados en la etapa de diseño, luego la nueva clasificación con base en información recopilada de la excavación de las diferentes obras del proyecto.

Las clasificaciones geomecánicas son una herramienta que puede ser utilizada para hacer una caracterización del macizo rocoso, útiles para estimar los posibles rangos de variación de los parámetros mecánicos que definen el comportamiento del terreno y además permiten tener una primera aproximación de los tratamientos que requerirá el terreno para ser estable durante la excavación.

Estas herramientas son muy útiles siempre y cuando se tenga un conocimiento profundo de las condiciones del terreno y para esto es fundamental haber realizado un trabajo de campo y laboratorio muy completo.

Las clasificaciones geomecánicas más difundidas en la ingeniería de túneles y obras subterráneas, que fueron empleadas en el proyecto y en la tesis, son las conocidas como *Rock Mass Rating* o sistema *RMR* de Z.T. Bieniawski (1986) y la clasificación del *Instituto Geotécnico Noruego*, o sistema *Q*, desarrollado por Barton, Lien y Lunde (1979). Ambas clasificaciones se basan en los datos de recuperación de núcleos, número de familias de discontinuidades, rugosidad y estado general de las juntas, presencia de agua y adicionalmente pueden considerar la resistencia, la orientación de las discontinuidades respecto a la excavación y el tipo de obra de que se trate. Cabe hacer mención que el índice *RQD* (Rock Quality Designation) de Deere, está relacionado con la recuperación de núcleos en los sondeos y da una idea muy clara del fracturamiento de la roca. Actualmente se utiliza poco como clasificación independiente, pero representa un parámetro muy importante y clave en las clasificaciones geomecánicas anteriormente expuestas.

La clasificación geomecánica *RMR*, toma en cuenta los siguientes parámetros:

- 1) Resistencia a compresión simple
- 2) *RQD* (Rock Quality Designation)
- 3) Espaciamiento de las discontinuidades
- 4) Estado de las discontinuidades
- 5) Presencia de agua
- 6) Orientación de las discontinuidades respecto a la excavación

Cada uno de estos parámetros tiene un valor numérico que se suma o resta definiendo cinco categorías de calidad de roca, mismas que se muestran en la tabla 8:

RMR	CLASE	CALIDAD
100 a 81	I	Muy buena
80 a 61	II	Buena
60 a 41	III	Mediana
40 a 21	IV	Mala
< 20	V	Muy mala

Tabla 8. Clases de roca según el *RMR*.

Por otro lado, el sistema Q de Barton toma en cuenta seis parámetros que tienen rangos de valores de acuerdo a sus características y son expresados matemáticamente de la siguiente manera:

$$Q = \frac{RQD}{J_n} * \frac{J_r}{J_a} * \frac{J_w}{SRF} \quad (1)$$

Donde:

- Q** = Índice de calidad del macizo
- RQD** = Índice de calidad de la roca
- J_n** = Número de sistemas de juntas
- J_r** = Número de la rugosidad de las fisuras
- J_a** = Número de la alteración de las fisuras
- J_w** = Factor de reducción por la presencia de agua en las juntas
- SRF** = Factor de reducción por esfuerzos

IV.1 Clasificaciones Geomecánicas Iniciales y de Pre-construcción

Todas las obras subterráneas se excavaron en la unidad litológica denominada Aguamilpa, esta unidad es la base de la secuencia volcánica y está constituida por una toba lítica de composición riodacítica.

Las clasificaciones geomecánicas de las obras subterráneas del proyecto, fueron realizadas durante la etapa de estudios.

Clasificación RMR, (1979); en la zona de casa de máquinas y galería de oscilación		
Parámetro	Dato	Valoración
Resistencia a compresión simple de la roca matriz:	Resistencia Media; 83 a 145MPa.	12
Índice RQD	94 %	19
Espaciamiento entre discontinuidades	10 < s < 15 m	20
Estado de las discontinuidades	Cerradas o rellenas de arcilla, calcita o fragmentos de roca	24
Presencia de agua	Húmedo	9
Corrección por orientación de discontinuidades	Muy desfavorable	- 12
TOTAL		72
		CLASE III
		Roca buena

Tabla 9. Clasificación geomecánica RMR, (Bieniawski, 1979), en etapa de proyecto.

Clasificación Q		
Parámetro	Dato	Valoración
Índice RQD:	94% Buena	94%
Jn (número de familias de juntas)	4	15
Jr (rugosidad de juntas)	Ondulada, rugosa e irregular	3
Ja (alteración de las juntas)	Muy cerrado, duro, relleno de cuarzo e impermeable	0.75
Jw (presencia de agua)	Húmedo	1
SRF (<i>stress reduction factor</i>)	Roca competente, problemas de tensión en la roca, tensión media	1
$Q = \frac{RQD}{Jn} \frac{Jr}{Ja} \frac{Jw}{SRF}$		25 Roca buena

Tabla 10. Clasificación del Instituto Geotécnico Noruego, o Sistema Q, (Barton, 1976), en etapa de proyecto.

Las tablas 9 y 10 fueron realizadas durante el presente trabajo y la información contenida en ellas, fue deducida del informe interno de CFE denominado Aspectos Geológico-Ingenieriles del P.H. Aguamilpa, Alt. Colorines, Diciembre de 1983.

Sin embargo el resumen presentado en la tabla 11, fue obtenido de este mismo informe, pero el desglose de parámetros no se localizó, por lo que hubo la necesidad de crear las tablas 9 y 10 para comparar los parámetros empleados en las clasificaciones antes y después de construcción.

Sitio	Clasificaciones Geomecánicas					
	Barton, 1976		Bieniawski, 1979			
	Q	Calidad de Roca	RMR Básico	Ajuste de Orientación	RMR Final	Clase
Casa de Máquinas y Galería de Oscilación	25	BUENA	84	-12	72	II BUENA

Tabla 11. Clasificaciones geomecánicas de proyecto. (CFE, Alcalá, et.al, 1983, informe interno, modificado).

IV.2 Clasificaciones Geomecánicas Pos-construcción

En el presente trabajo, se realizó una nueva clasificación geomecánica utilizando los datos obtenidos de los levantamientos geológicos efectuados durante la excavación de casa de máquinas y galería de oscilación. Durante la ejecución de las excavaciones, se corroboró que las obras subterráneas se encuentran ubicadas en la Unidad Aguamilpa. El intervalo de RQD empleado se determinó con base en los barrenos efectuados durante la etapa de proyecto y algunos otros realizados antes y durante la construcción. En las tablas 12 y 13, se muestran los valores de cada parámetro de la clasificación RMR y Q respectivamente.

Clasificación RMR, (1979); en la zona de casa de máquinas y galería de oscilación		
Parámetro	Dato	Valoración
Resistencia a compresión simple de la roca matriz:	Resistencia Media; 77 MPa.	7
Índice RQD	66-86 %	18
Espaciamiento entre discontinuidades	7 < s < 15 m	20
Estado de las discontinuidades	apertura de 1 a 4 mm, rellenas de arcilla o calcita	10
Presencia de agua	Ligeramente húmedo a húmedo	8
Corrección por orientación de discontinuidades	Muy desfavorable	- 12
TOTAL		51 CLASE III Roca media

Tabla 12. Clasificación geomecánica RMR, (Bieniawski, 1979).

Clasificación Q		
Parámetro	Dato	Valoración
Índice RQD:	66-86% de Regular a Buena	66% - 86%
Jn (número de familias de juntas)	3	9
Jr (rugosidad de juntas)	Irregular, rugosa, plana	1.5
Ja (alteración de las juntas)	Rellenos de arcilla o calcita	3
Jw (presencia de agua)	Seco o pequeña entrada local	1
SRF (<i>stress reduction factor</i>)	Zonas individuales débiles, con arcilla o roca triturada, prof. > 50 m	2.5
$Q = \frac{RQD}{Jn} \frac{Jr}{Ja} \frac{Jw}{SRF}$		1.5 – 1.9 Roca mala

Tabla 13. Clasificación del Instituto Geotécnico Noruego, o Sistema Q, (Barton, 1976).

En la tabla 14, se muestran los resultados de la nueva clasificación geomecánica.

Sitio	Clasificaciones Geomecánicas					
	Barton, 1976		Bieniawski, 1979			
	Q	Calidad de Roca	RMR Básico	Ajuste de Orientación	RMR Final	Clase
Casa de Máquinas y Galería de Oscilación	1.5 a 1.9	Mala	63	-12	51	Media

Tabla 14. Resultados de la nueva clasificación geomecánica.

IV.3 Comparación de Resultados

Con objeto de realizar una comparación de la calidad del macizo rocoso, determinada en la etapa de proyecto, con la obtenida con información de construcción, en la tabla 15 se muestra un resumen de los resultados obtenidos.

Sitio	Clasificaciones Geomecánicas							
	De Proyecto				Con Información de Construcción			
	Barton, 1976		Bieniawski, 1979		Barton, 1976		Bieniawski, 1979	
	Q	Calidad de Roca	RMR	Clase	Q	Calidad de Roca	RMR	Clase
Casa de Máquinas y Galería de Oscilación	25	Buena	72	Buena	1.5 a 1.9	Mala	51	Media

Tabla 15. Comparación de los resultados de las clasificaciones geomecánicas.

La tabla 15 muestra que existe una diferencia considerable en la determinación de la calidad del macizo rocoso, ya que con las clasificaciones geomecánicas efectuadas en la etapa de proyecto, se obtienen valores de $Q=25$ para la clasificación de Barton, mientras que con Bieniawski se determinó un $RMR=72$, obteniéndose una calidad de roca buena con ambas clasificaciones.

Por lo que respecta a los resultados de la clasificación del macizo rocoso empleando la información del seguimiento geológico-geotécnico durante la obra, se observa que con el sistema Q de Barton, se obtuvo una calidad de roca mala ($Q=1.5$ a 1.9); mientras que con el sistema RMR, de Bieniawski resulta una calidad de roca media ($RMR=51$), es decir que en la etapa de proyecto resultó una calidad de roca de mejores condiciones que la que presentó durante la obra.

En la tabla 16, se muestra una comparación entre los valores de cada uno de los parámetros utilizados en las clasificaciones geomecánicas, presentando las diferencias en número, es decir la diferencia entre el valor empleado en proyecto y el utilizado con datos de construcción; así mismo, se obtiene la diferencia parcial en porcentaje, esto es, la diferencia en número, dividido entre el valor del parámetro de proyecto; finalmente, se determina la diferencia en porcentaje global, la cual se determinó dividiendo la diferencia en número para cada parámetro, entre el RMR y Q de proyecto, respectivamente.

Parámetro	Clasificación Geomecánica RMR					
	Valoración		Diferencia de valoración			
	De Proyecto	De Construcción	en número	en (%) parcial	en (%) global	
Resistencia a la compresión simple de la roca matriz	12	7	5	(-)	42%	(-) 7%
Índice RQD	19	18	1	(-)	5%	(-) 1%
Espaciamento entre discontinuidades	20	20	0	(-)	0%	(-) 0%
Estado de las discontinuidades	24	10	14	(-)	58%	(-) 19%
Presencia de agua	9	8	1	(-)	11%	(-) 1%
Corrección por orientación	-12	-12	0		0%	0%
	72	51				

Parámetro	Clasificación Geomecánica Q					
	Valoración		Diferencia de valoración			
	De Proyecto	De Construcción	en número	en (%) parcial	en (%) global	
Índice RQD	94%	66% a 86%	18%	(-)	19%	(-) 1%
Jn (número de familias de juntas)	15	9	6	(+)	40%	(+) 24%
Jr (rugosidad de juntas)	3	1.5	1.5	(-)	50%	(-) 6%
Ja (alteración de las juntas)	0.75	3	-2.25	(-)	300%	(-) 9%
Jw (presencia de agua)	1	1	0		0%	0%
SRF (stress reduction factor)	1	2.5	-1.5	(-)	150%	(-) 6%
	25	1.5	1.9			

Tabla 16. Comparación de los parámetros empleados en las clasificaciones geomecánicas. Nota: (-) cuando el valor influye de manera negativa en la calidad y (+) si mejora la calidad

La descripción y medida de las características y propiedades de la matriz rocosa y de las discontinuidades del macizo rocoso, proporcionan los datos necesarios para su evaluación geomecánica global. A partir de estos datos, la aplicación de las clasificaciones permiten estimar la calidad y parámetros resistentes aproximados del macizo, en términos de cohesión y de fricción. A continuación se discuten los resultados obtenidos:

Clasificación de Bieniawski

♦ *Resistencia a la compresión simple*

Analizando los datos de la tabla 16, se observa que para la clasificación de Bieniawski, la valoración para la resistencia a la compresión simple es mayor en la etapa de proyecto, debido a que se utilizó una resistencia de entre 83 a 145 MPa, mientras que en la clasificación efectuada con información de construcción se utilizó un valor de 77 MPa, lo cual, significó una diferencia en la valoración de 5 puntos, que representan -42% en la diferencia parcial y -7% de diferencia con respecto a la calificación final; es decir que en la etapa de proyecto se sobreestimó la resistencia a la compresión simple, dando como resultado una roca de mejor calidad que la presentada durante la obra; por consiguiente, es recomendable que este parámetro el cual tiene un peso importante dentro de la clasificación geomecánica, en la etapa de proyecto se realicen más sondeos exploratorios y por consiguiente una cantidad mayor de ensayos de laboratorio, con objeto de que se determine con mayor precisión la resistencia a la compresión simple, además de que, en proyectos de magnitud como el que se trata en el presente trabajo, se realicen durante la construcción de las obras subterráneas, sondeos adicionales con objeto de calibrar los modelos geomecánicos elaborados en la etapa de pre-construcción y en caso de juzgarse necesario, adecuar o modificar los sistemas de tratamiento e incluso los procedimientos constructivos; sin embargo, no debemos olvidar que la determinación de la resistencia a la compresión simple se obtiene en unas cuantas probetas que en ocasiones no son representativas de la masa rocosa, y no se toma en cuenta si las probetas presentan algún plano de debilidad bien definido (fracturas o fisuras), además de que la valoración que se le asigna a este parámetro, no considera factores que condicionan las resistencia de la probetas tales como: representatividad de las muestras, forma y volumen de las probetas, dirección de aplicación de la carga (en rocas con anisotropía) y menos la velocidad de aplicación de la carga, por lo anterior, es recomendable que para asignar una calificación derivada de la resistencia a la compresión simple, se analicen todos y cada uno de los factores que afecten esta resistencia y se realice una evaluación de las muestras que serán ensayadas.

♦ *R_{QD}*

En cuanto a este parámetro, podemos decir que no marcó gran diferencia, ya que para la clasificación de proyecto se empleó un *R_{QD}* de 94%, mientras que con información de proyecto se utilizó un valor de entre 66 y 86% (para la comparación, se utilizó en promedio 76%); lo cual significó una diferencia en la valoración de 1, que representa -5% en la diferencia parcial y -1% en la calificación final; por lo que se considera que tiene poco peso dentro de la clasificación geomecánica, sin embargo nos da una clara idea del fracturamiento de la roca, pero no de aspectos fundamentales e importantes como la orientación, separación, rellenos, y demás condiciones de las discontinuidades que caracterizan un macizo rocoso. La diferencia del *R_{QD}*, se debió a que en la etapa de proyecto probablemente se tomó un promedio de valores de los sondeos realizados en

la casa de máquinas, en específico de la margen derecha, mientras que el R_{QD} definido en el presente trabajo, se determinó con base en sondeos realizados en estudios posteriores al proyecto y algunos otros realizados durante la construcción, por lo que es recomendable que en la etapa de proyecto se realicen el mayor número de sondeos posible.

♦ *Espaciamiento entre discontinuidades*

El espaciamiento entre discontinuidades, resultó de 20 para ambas clasificaciones (antes y después de construcción), por lo que el resultado no afectó en la valoración de la calidad de la roca, sin embargo, debe considerarse que el espaciamiento entre los planos de discontinuidad condicionan el tamaño de los bloques de la matriz rocosa y por tanto, define el papel que ésta tendrá en el comportamiento mecánico del macizo rocoso. En macizos rocosos con espaciamientos grandes, de varios metros, en los procesos de deformación y rotura prevalecerán las propiedades de la matriz rocosa o de los planos de discontinuidad según la escala de trabajo considerada y la situación de la obra con respecto a las discontinuidades; si los espaciamientos son menores, de varios decímetros a 1 ó 2 metros, el comportamiento del macizo lo determinarán los planos de debilidad; si el espaciamiento es muy pequeño, el macizo estará muy fracturado y presentará un comportamiento isótropo, el cual estará controlado por las propiedades del conjunto de bloques más o menos uniformes.

♦ *Estado de las discontinuidades*

Es uno de los parámetros que más influyó y que marcó la gran diferencia en la calidad de la roca, ya que durante proyecto se le asignó una valoración de 24, con información de construcción se le determinó una calificación de 10, lo cual implica una diferencia de 14 puntos, -58% de diferencia parcial y de -19% en la determinación de la calificación final, lo cual aumentó de forma importante el valor de RMR obtenido y por consiguiente se asignó una calidad de roca de mejores condiciones.

Cabe recordar que el estado de las discontinuidades toma en cuenta: longitud, abertura, rugosidad, relleno y alteración de éstas y que debe ponerse mucho énfasis en su determinación, primero en la longitud o persistencia, ya que las discontinuidades importantes como las fallas y diques suelen ser muy continuas, y representan los mayores planos de debilidad en el macizo rocoso, por lo que deben ser caracterizadas y descritas con especial atención. En cuanto a la abertura puede ser muy variable en diferentes zonas de un mismo macizo rocoso: mientras que en superficie la abertura puede ser alta, ésta se reduce con la profundidad, pudiendo llegar a cerrarse. Los procesos de desplazamiento en la discontinuidad o de disolución pueden dar lugar a aberturas importantes.

Otro aspecto importante que debe cuidarse y que ayuda a aumentar o disminuir la calidad de la roca, es la rugosidad, que tiene como finalidad principal la evaluación de la resistencia al corte de los planos de las discontinuidades, ya que si las paredes se encuentran muy rugosas la resistencia al corte aumenta y decrece con el aumento de la abertura y peor aún si ésta presenta relleno. La evaluación de la rugosidad es difícil de estimar, sin embargo existen técnicas y algunas expresiones empíricas con las cuales se puede estimar de forma adecuada.

El relleno es el parámetro que mayor peso tiene en la determinación del estado de las discontinuidades, ya que pueden aparecer rellenas de un material de naturaleza distinta a la roca de las paredes. Existe gran variedad de materiales de relleno con propiedades físicas y mecánicas muy

variables. La presencia de relleno gobierna el comportamiento de la discontinuidad, por lo que deben ser reconocidos y descritos todos los aspectos referentes a sus propiedades y estado. Debe tomarse en cuenta que si se trata de materiales blandos o alterados, éstos pueden sufrir variaciones importantes en sus propiedades resistentes a corto plazo si cambia su contenido de humedad o si se presenta algún movimiento a lo largo de las juntas. Las características principales del relleno que deben describirse en los afloramientos son: su naturaleza, espesor, resistencia al corte y permeabilidad (los dos últimos parámetros de forma indirecta o cualitativa).

- ♦ *Presencia de agua*

En este parámetro prácticamente no hubo diferencia, ya que impacta sólo en un -1% en la calificación final de la calidad de la roca, sin embargo, debe tomarse en cuenta que el agua en el interior de un macizo rocoso procede generalmente del flujo que circula por las discontinuidades, aunque en ciertas rocas permeables las filtraciones a través de la matriz rocosa pueden ser también importantes.

- ♦ *Corrección por orientación*

Finalmente, en el valor asignado a la corrección por orientación no hubo diferencia, pero es importante tomar en cuenta que la orientación relativa y el espaciamiento de las diferentes familias de un macizo rocoso, definen la forma de los bloques que conforman el macizo. Por otro lado, la orientación de las discontinuidades con respecto a las estructuras u obras de ingeniería condicionan la presencia de inestabilidades y roturas a su favor.

Clasificación geomecánica de Barton

A continuación se describen y discuten los resultados obtenidos, cabe hacer mención que la mayoría de los parámetros que toma en cuenta la clasificación de Bieniawski, también son considerados para la determinación del índice Q .

- *Índice RQD*

Al igual que para la clasificación de Bieniawski, nuevamente el índice RQD no influye de manera importante en el resultado de la clasificación de Barton, ya que este parámetro sólo representa el -1% de la calificación final, pero es base importante para la calificación final de la calidad del macizo rocoso.

- *Número de familia de juntas (J_n)*

Este parámetro expresado como factor de la forma siguiente $\left(\frac{RQD}{J_n}\right)$, representa el tamaño de

los bloques y si observamos la tabla 16, se aprecia una diferencia en la valoración asignada a (J_n), ya que en la clasificación geomecánica efectuada en la etapa de proyecto, se consideraron cuatro familias de discontinuidades, mientras que con datos de construcción se consideró que los diferentes sistemas de fracturamiento y las fallas existentes fueron agrupadas en tres sistemas, por lo que la valoración asignada a la clasificación de proyecto fue de 15, mientras que a la de construcción se le asignó un valor de 9, lo cual representó una diferencia parcial de +40% y de

+24% en la calificación final, lo cual nos deja ver que nuevamente las discontinuidades juegan un papel muy importante en esta clasificación y su estudio y determinación en campo deberán realizarse con la mejor precisión posible, levantando el mayor número de discontinuidades para definir las familias principales y secundarias que intervendrán en la caracterización del macizo rocoso.

- *Rugosidad de las juntas (J_r)*

Como se mencionó anteriormente, la resistencia al corte entre bloques es uno de los aspectos mas determinantes en el comportamiento mecánico de los macizos rocosos y esta definida como

$\left(\frac{J_r}{J_a}\right)$. En la etapa de proyecto a la rugosidad de las juntas (J_r), se le asignó una valoración de 3,

mientras que con información de proyecto se le asignó un valor de 1.5, resultando una diferencia parcial de -50%, y en la calificación global de -6%, con lo cual se corrobora lo que se mencionó en párrafos anteriores, de que este parámetro, al igual que lo referente a las discontinuidades tiene un peso considerable dentro de la clasificación de Barton.

- *Alteración de las juntas (J_a)*

Este parámetro, junto con la rugosidad definen la resistencia al corte, y fue de los que presentó mayor diferencia en la puntuación asignada, ya que en la etapa de proyecto, se consideró que el contacto entre paredes de roca era muy cerrado y relleno de cuarzo lo que derivó que se le asignará un valor de 0.75, mientras que con información de construcción resultó que el contacto entre paredes de roca presentó rellenos de limo o arena arcillosa o con poca arcilla, por lo que se le asignó una valoración de 3; obligando a la disminución de la calidad de la roca. Para este parámetro la diferencia parcial en porcentaje, resultó de -300% y en la calificación final repercutió en -9%; por lo que es importante estudiar, sobre todo en discontinuidades primarias como las fallas y diques que representan los planos potenciales de debilidad en el macizo rocoso, su abertura y rugosidad, pero sobre todo la existencia de algún relleno que condicione el comportamiento del macizo rocoso.

- *Presencia de agua*

Al igual que en la clasificación de Bieniawski, la presencia de agua no presentó ninguna diferencia, sin embargo no debemos olvidar que la infiltración que pudiera existir por las discontinuidades, sobre todo en aquellas que presenten rellenos de arcilla, limo y/o arena, deberá estudiarse con detalle la presencia de agua, ya que esta de existir, causará un sin número de problemas durante la

ejecución de la obra. El factor $\left(\frac{J_w}{SRF}\right)$, representa la influencia del estado tensional.

- *Stress reduction factor SRF*

Este es el último de los parámetros de la clasificación de Barton, al cual se le asignó en la etapa de proyecto una calificación de 1, que corresponde a una roca competente y con problemas de esfuerzos medios en la roca; mientras que con datos derivados de la construcción, resultó una

valoración de 2.5, correspondiente a una excavación atravesada por zonas blandas de roca que pueden ocasionar descompresión o desprendimiento de rocas al realizar la excavación y zonas individuales débiles, con arcilla o roca triturada, prof. > 50 m. La diferencia parcial fue de -150% y en la calificación global resultó de -6%, esto se debió a que en proyecto se sobreestimó la calidad geotécnica de la roca, pero sobre todo a que no se consideró relleno en las principales discontinuidades, que como ya se ha dicho, son aspectos fundamentales y de gran peso, que condicionan el comportamiento del macizo rocoso.

Como se puede observar, para ambas clasificaciones las discontinuidades y sus características tales como longitud, abertura, rugosidad, relleno, alteración, presencia de agua, etc, son las que definen el comportamiento del macizo rocoso y son las que tienen mayor influencia en la determinación de la calidad de la roca, mediante las clasificaciones geomecánicas; es por eso, que a la hora de efectuar dichas clasificaciones, deberá ponerse mucho cuidado y empeño en la campaña de exploración de campo, de laboratorio, pero sobre todo a la hora de efectuar los levantamientos de las discontinuidades.

Sin embargo, no debemos perder de vista que ninguna de las dos clasificaciones geomecánicas toman en cuenta la permeabilidad de las rocas, simplemente hacen mención a la presencia de agua como húmedo, ligeramente húmedo, seco, etc., pero no se profundiza en aspectos como la filtración y el flujo de agua a través de la matriz rocosa a favor de los poros y fisuras, dependiendo de la permeabilidad de la interconexión entre ellos y de otros factores como el grado de meteorización, la anisotropía o el estado de esfuerzos a que está sometido el material. Su determinación es compleja por la gran variabilidad que presenta, incluso en zonas próximas dentro del mismo macizo rocoso. La presencia de varias familias de juntas, de discontinuidades singulares como fallas, zonas meteorizadas, alteradas, tectonizadas, etc., suponen zonas de anisotropía en la permeabilidad del macizo; por lo tanto para que el parámetro de presencia de agua en las clasificaciones geomecánicas tenga un peso y valor real, es recomendable realizar pruebas de permeabilidad en campo y mediciones de los niveles freáticos y con base en ello, realizar una evaluación del comportamiento del macizo rocoso en esas condiciones.

Así mismo, las clasificaciones geomecánicas dentro de la determinación del estado de las discontinuidades, toman en cuenta la presencia de relleno, pero básicamente la de Bieniawski no diferencia si el relleno es de arcilla y menos desglosa la clasificación de las arcillas, las cuales dependiendo del tipo el comportamiento es diferente, no se especifica si el relleno es producto de detritus de la misma roca, si es arena, limo, etc. Por lo anterior y considerando que la presencia de rellenos, sobre todo de tipo arcilloso, condicionan y controlan el comportamiento mecánico de las discontinuidades, para que tengan mayor precisión las clasificaciones geomecánicas, se recomienda que se obtengan muestras de los rellenos y se determinen sus propiedades en laboratorio y si el proyecto y los recursos lo permiten, efectuar pruebas de campo para determinar la resistencia al esfuerzo cortante de las discontinuidades.

Por otro lado, la rugosidad tiene como principal finalidad la evaluación de la resistencia al corte de los planos, que para discontinuidades sin cohesión puede ser estimada a partir de datos de campo y de expresiones empíricas y como es sabido, ésta aumenta la resistencia al corte, que decrece con el aumento de la abertura y, por lo general, con el espesor de relleno. La rugosidad puede ser medida en campo con diversos métodos, dependiendo de la exactitud requerida, de la escala de medida o de la accesibilidad al afloramiento, incluyendo desde estimaciones cualitativas hasta

medidas cuantitativas, y en la medida en que estas rugosidades sean determinadas, en esa medida los resultados de las clasificaciones geomecánicas serán reales o irreales.

Ninguna de las dos clasificaciones geomecánicas toman en cuenta la anisotropía o el estado de esfuerzos en el macizo rocoso, y como es bien sabido los esfuerzos en el interior de un macizo rocoso están producidos por las fuerzas exteriores aplicadas y por el peso propio del material. El carácter heterogéneo, discontinuo y anisótropo de los macizos rocosos hace además, que el estado de esfuerzos pueda variar de forma importante entre zonas próximas. Los esfuerzos tectónicos son la causa principal de los esfuerzos almacenados en las rocas y pueden liberarse en muy distintas formas, desde terremotos y desplazamientos en las fallas hasta explosiones de roca, fracturas y deformaciones en las excavaciones subterráneas. La construcción de obras de ingeniería influye sobre el estado de esfuerzos *in situ* creando nuevas fuerzas o modificando la distribución de las existentes, mismas que deberán determinarse y prever las consecuencias al comportamiento de la obra subterránea; para lo cual es necesario que en la etapa de proyecto, se realicen pruebas de campo y se determine el estado de esfuerzos del macizo rocoso.

Finalmente, cabe recordar que las clasificaciones geomecánicas, a pesar de no considerar algunos aspectos muy importantes que rigen el comportamiento mecánico del macizo rocoso, son una muy buena herramienta que sirve para darse una idea de la calidad de la roca y de los costos de la obra en una etapa de anteproyecto y que en la medida en que se haga el mayor número de estudios y más profundos, las clasificaciones se aproximarán más a la realidad y serán de mayor utilidad.

IV.4 Otros Parámetros del Macizo Rocosos Derivados de las Clasificaciones Geomecánicas

IV.4.1 Recomendaciones Constructivas Derivadas de las Clasificaciones Geomecánicas Pos-construcción

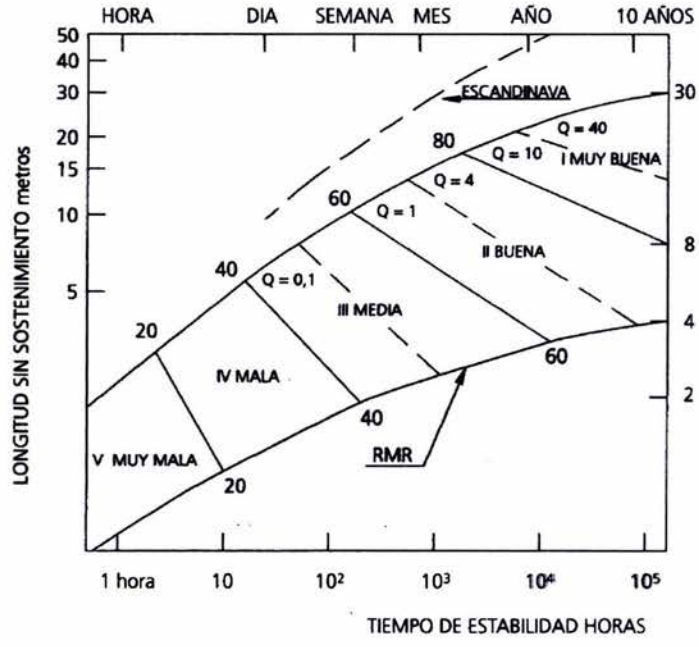
Las clasificaciones geomecánicas, además de permitir tener una idea preliminar sobre la calidad de la roca que alojará la obra, y de ser útiles para aproximarse a valores reales de los parámetros mecánicos, también son aplicables para una serie de recomendaciones constructivas que los autores adaptaron a cada caso. Es importante mencionar que estas recomendaciones no necesariamente serán las que definan los procedimientos constructivos y los sistemas de estabilización y soporte, sin embargo, representan una primera aproximación.

Debido a la variación de los parámetros tales como RQD , resistencia a la compresión simple de la roca intacta, discontinuidades y su relleno, su rugosidad, continuidad, etc., es conveniente establecer rangos de variación de los parámetros de RMR y Q respectivamente, más que utilizar un solo valor que restringiría la caracterización geotécnica del macizo rocoso. Considerando lo anterior, es conveniente adoptar para fines de estimación de las recomendaciones constructivas del proyecto Aguamilpa, los siguientes rangos de variación:

$$48 < RMR < 52$$

$$1.5 < Q < 2.0$$

La primera consideración que surge de la clasificación RMR de Bieniawski está relacionada con el tiempo máximo de estabilidad de la excavación sin sostener o estabilizar. Esta característica da una idea, del número de etapas en que se puede dividir la sección de excavación, así como su geometría y permite proponer la longitud de los avances y, con base en los tiempos en que la excavación puede considerarse segura, establecer ciclos de construcción que optimicen los costos de obra. En la gráfica 1, se relaciona el índice RMR con el tiempo de estabilidad del túnel sin sostener.



Gráfica 1. Relación entre la calidad de la roca y el tiempo de estabilidad sin sostener. (López, 1997, manual de túneles).

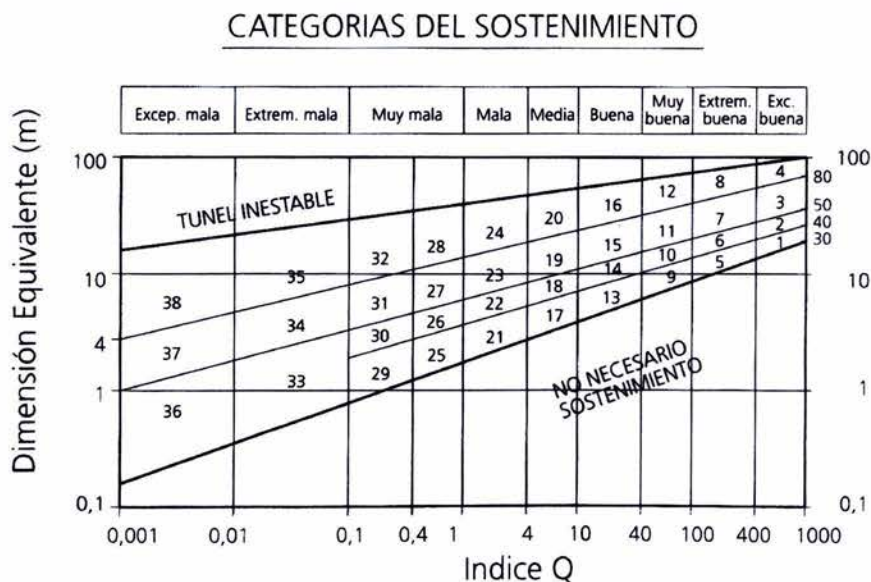
Las recomendaciones de soporte para las distintas calidades de roca, según Bieniawski, no son aplicables a las excavaciones de las cavernas de casa de máquinas y galería de oscilación, ya que son para excavaciones con claros de hasta 10 m.

Las recomendaciones de sostenimiento del Instituto Geotécnico Noruego, toman en cuenta el tipo de excavación y además incluyen un número muy amplio de categorías. Para utilizar la gráfica y las tablas de Barton es necesario definir la dimensión equivalente, D_e , del túnel, que es un recurso para homogeneizar los diámetros de las excavaciones. D_e es igual al diámetro del túnel dividido por un factor, ESR (*Excavation Support Ratio*), que se obtiene de la tabla 17.

DESCRIPCIÓN	VALOR
GALERÍAS TEMPORALES DE MINAS	3-5
POZOS VERTICALES: CIRCULARES / RECTANGULARES	2,5/2
GALERÍAS PERMANENTES EN MINAS, TÚNELES HIDRÁULICOS, GALERÍAS PILOTOS O GALERÍAS DE AVANCE (1)	1,6
CAVERNAS PEQUEÑAS, TÚNELES DE ACCESO, TÚNELES DE CARRETERA O FF.CC. POCO IMPORTANTES	1,3
CAVERNAS, TÚNELES DE CARRETERA O FF.CC., BOQUILLAS, INTERSECCIONES	1
CAVERNAS PARA FÁBRICAS, CENTRALES, ESTACIONES DE FF.CC., PLANTAS NUCLEARES	0,8

Tabla 17. Determinación del ESR. (López, 1997, manual de túneles).

Con los datos de ESR y dimensión equivalente De , se entra a la gráfica 2 y se obtiene una categoría de sostenimiento según la calidad Q y las dimensiones y tipo de excavación.



Gráfica 2. Categorías del sostenimiento según Barton.
(López, 1997, manual de túneles).

Con base en la categoría de sostenimiento y el índice Q , se entra a la tabla 18 y se determinan las recomendaciones de sostenimiento.

CATEGORIA	Q	RQD / In	r_r / ft	DIM. EQUIVALENTE	PRESIÓN (Kp/cm ²)	SOSTENIMIENTO	NOTAS	
21	4-1	> 12.5	< 0.75			B (seg) 1 - S 2-3	1	
		< 12.5	< 0.75			S 2-5-5		
		< 12.5	> 0.75			B (seg) 1		
22	4-1	10-30	> 1		1.5	B (seg) 1 - c/m		
		> 10	> 1			S 2-5-7.5		
		< 30	< 1			B (seg) 1 - c(m) 2-5-5		
		> 30	< 1			B (seg) 1		
23	4-1			> 15		B (seg) 1-1.5 + c(m) 10-15	1,2,4,7	
				< 15		B (seg) 1-1.5 + c(m) 5-10	1	
24	4-1			> 30		B (seg) 1-1.5 + c(m) 15-30	1,5,6,12	
				< 30		B (seg) 1-1.5 + c(m) 10-15	1,2,4,12	
25	1-0.4	> 10	> 0.5			B (seg) 1 + mer a c/m	1	
		< 10	> 0.5			B (seg) 1 + c(m) 5		
26	1-0.4	< 10	< 0.5			B (seg) 1 + c(m) 5		
						B (seg) 1 + c(m) 5-7.5	8,10,11	
27	1-0.4			> 12	2.25	B (seg) 1 + c(m) 5-7.5	1,9	
				< 12			B (seg) 1 + c(m) 7.5-10	
				< 12			B (seg) 1 + c(m) 5-7.5	
28	1-0.4			> 30		CCA 20-40 - B(seg) 1	8,10,11	
				< 12		c(m) 10-20 - B(seg) 1		
				> 30		B (seg) 1 + c(m) 30-40	1,4,5,9	
				20-30		B (seg) 1 + c(m) 20-30	1,2,4,9	
		< 20		B (seg) 1 + c(m) 15-20	1,2,9			
						CCA(r) 30-100 - B(seg) 1	4,8,10,11	

Tabla 18. Sostenimiento Recomendado por Barton.
(López, 1997, manual de túneles).

Aplicando las anteriores guías de diseño, a continuación se procede a su aplicación a las cavernas de casa de máquinas y galería de oscilación respectivamente.

Para ambas obras subterráneas se obtuvo un rango de $48 < RMR < 52$, que corresponde a una calidad de roca clase III, es decir roca de calidad regular según Bieniawski y para el intervalo de $1.5 < Q < 2.0$, corresponde una roca mala según Barton.

- ❖ De acuerdo con la gráfica 1, el tiempo de estabilidad sin soporte podría variar entre 2 a 90 días.
- ❖ Utilizando la tabla 17, se selecciona un $ESR = 1.0$, el ancho de la sección de excavación de casa de máquinas es de 24 m, y el de la galería de oscilación es de 17 m. Para la gráfica 2, de Barton y con un índice $1.5 < Q < 2.0$ y De , igual a 24 y 17 m respectivamente, la excavación (para ambas obras), cae en la categoría 23, según la tabla 18, el anclaje debe ser activo, sistemático con espaciamiento de 1 – 1.5 m y concreto lanzado de 10 - 15 cm de espesor, con malla electrosoldada y no se recomiendan marcos metálicos.

El tiempo de estabilización determinado en la etapa de proyecto, es de 4 y 21 días para casa de máquinas y galería de oscilación respectivamente. En cuanto al soporte recomendado, se menciona únicamente de la existencia de cuñas en el paramento de aguas abajo de la casa de máquinas, pero no se recomienda ningún tratamiento derivado de las clasificaciones geomecánicas.

Con objeto de discutir la utilidad de las recomendaciones constructivas de las clasificaciones geomecánicas, a continuación se hace una comparación entre el tratamiento empleado durante la construcción y el definido con el uso de las clasificaciones geomecánicas.

Cabe recordar que los tratamientos iniciales consistieron en anclas radiales de fricción de 1" ϕ y 9 m de longitud @ 1.4 en tres bolillo; una vez diseñados los tratamientos tanto en la bóveda como en las paredes de casa de máquinas y galería de oscilación, éstos sufrieron cambios de consideración, los cuales estuvieron apoyados en las excavaciones de la bóveda de casa de máquinas, y se especificó que los bloques de roca definidos por el levantamiento geológico durante la excavación y con base en su revisión de estabilidad que requirieran mayor soporte o longitudes de anclaje distinta, se utilizarían anclas de 1 1/2" ϕ en longitudes de 9 y 12 m; finalmente el revestimiento definitivo de la bóveda de ambas cavernas consistió en concreto lanzado de 15 cm de espesor $f'_c = 300 \text{ kg} / \text{cm}^2$, reforzado con doble malla de acero de 15 x 15 x 1/4" ϕ y sujeta a las anclas de 1" y 1 1/2" ϕ .

En el pilar central entre ambas cavernas se colocaron anclas de 1 1/2" ϕ , 6 m longitud; colocadas @ 3 m alternadas, inyectadas con mortero de cemento de las mismas características que para la bóveda. En el pilar se procuró que el anclaje colocado desde ambas cavernas se traslapara.

Por otro lado, con las clasificaciones efectuadas con información de construcción, el tiempo de estabilización resultó de dos hasta 90 días y el sistema de soporte recomendado resultó como anclaje activo sistemático, con espaciamiento de 1 - 1.5 m y concreto lanzado de 10 a 15 cm de espesor y malla electrosoldada.

De acuerdo con los tratamientos ejecutados en la obra y los determinados con base en las recomendaciones constructivas derivadas de las clasificaciones geomecánicas, se puede concluir que éstos últimos, corresponden perfectamente con lo ejecutado en la obra y se considera que los resultados son bastante confiables y aproximados. Por último, podemos decir que el uso de las

clasificaciones geomecánicas y de las recomendaciones constructivas, son muy útiles y dan una buena idea, primero de la calidad del macizo rocoso, y segundo como pudimos observar en la comparación anterior, los tratamientos definidos a partir de las clasificaciones son bastante confiables, claro siempre y cuando los datos empleados para la caracterización geotécnica del macizo rocoso, hayan sido determinados a conciencia, pero sobre todo que la cantidad y la calidad de los estudios de campo y laboratorio sean acorde al tipo e importancia de la obra.

IV.4.2 Parámetros de Resistencia y Deformabilidad para Diseño del Proyecto

En el presente apartado, se mencionarán los parámetros de resistencia (c y ϕ) y deformabilidad (E y ν), determinados en la etapa de proyecto y posteriormente durante construcción.

La determinación de las propiedades mecánicas de la roca intacta y del macizo rocoso, donde se ubicaron la casa de máquinas y la galería de oscilación, fueron obtenidos en la etapa de estudios mediante pruebas de laboratorio (tabla 2), pruebas *in-situ* para determinar el módulo de deformabilidad y el estado de esfuerzos en el macizo rocoso.

Macizo rocoso

La determinación de las propiedades del macizo rocoso fueron obtenidas de pruebas *in-situ*, las cuales fueron realizadas en el socavón 8C. Los resultados se presentan en las tablas 3,4 y 5 del inciso II.2.5.

En los análisis de estabilidad de la excavación, efectuados en la etapa de proyecto para las diferentes cuñas de casa de máquinas y de galería de oscilación, se utilizó el rango de $25^\circ < \phi < 35^\circ$ para el ángulo de fricción interna y para la cohesión se adoptó un valor de $c = 8 \text{ ton} / \text{m}^2$.

IV.4.3 Estimación de Parámetros de Resistencia y Deformabilidad con Información de Construcción

Los parámetros básicos necesarios para definir el comportamiento mecánico de los materiales presentes en las cavernas de casa de máquinas y galería de oscilación son el módulo de elasticidad E y la relación de Poisson ν , para la deformabilidad y cohesión c y ángulo de fricción interna ϕ , para la resistencia. Estos últimos, a su vez, son los que separan el comportamiento elástico del comportamiento elastoplástico en los análisis de esfuerzos mediante el método de los elementos finitos, que se presentan en capítulos posteriores.

La obtención de los parámetros mecánicos, es complicada y requiere de estudios muy minuciosos de campo y laboratorio. A través de una buena campaña de exploración y de laboratorio, como la efectuada en el proyecto hidroeléctrico Aguamilpa es posible aproximarse adecuadamente a valores representativos de la roca intacta. Sin embargo, al extrapolar estos valores al dominio del macizo rocoso, se encuentran serias dificultades ya que a medida que el dominio es más grande, el comportamiento del macizo difiere cada vez más de aquel que presentó el material en el laboratorio, debido a la presencia de las discontinuidades. Para el caso de Aguamilpa, se cuenta con ensayos *in-situ*, los cuales fueron determinantes para obtener los parámetros mecánicos del macizo rocoso.

a) Estimación de los parámetros de resistencia

El primer paso para llevar a cabo la caracterización mecánica del macizo rocoso, es establecer las propiedades de la roca intacta para cada unidad litológica.

Para tal objeto los autores Hoek y Brown (1980), realizaron un extenso trabajo de recopilación de datos y pruebas de laboratorio proponiendo un criterio de rotura empírico que actualmente es muy utilizado y aceptado en el mundo de la mecánica de rocas y representa muy bien el comportamiento de la roca intacta y del macizo rocoso.

El criterio de falla es válido para macizos rocosos isótropos, y toma en cuenta los factores que determinan la rotura de un medio rocoso a gran escala, como son la no linealidad con el nivel de esfuerzos, la influencia del tipo de roca y del estado del macizo, la relación entre la resistencia a la compresión y a la tensión, la disminución del ángulo de fricción con el aumento del esfuerzo confinante.

El criterio fue desarrollado inicialmente para su aplicación a macizos rocosos fracturados sin alteración, con matriz rocosa resistente, asumiendo que los bloques de roca están en contacto unos con otros y que la resistencia del macizo está controlada por la resistencia de las discontinuidades. La resistencia del macizo queda definida por la siguiente expresión:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sqrt{m \cdot \sigma_c \cdot \sigma_3 + s \cdot \sigma_c^2} \quad (3)$$

Donde m y s son constantes adimensionales que dependen de las propiedades del macizo rocoso, del tipo de roca y de la frecuencia y características de las discontinuidades. Por otro lado, s es un parámetro que relaciona la resistencia a la compresión simple de la roca intacta (σ_c), con la resistencia a la compresión simple del macizo rocoso (σ_c^m), mediante la expresión 4.

$$\sigma_c^m = \sqrt{s} \sigma_c \quad (4)$$

Para el caso de los ensayos de laboratorio, $s = 1$, ya que se trata de roca intacta.

El proceso utilizado por Hoek y Brown en la derivación de su criterio de rotura se basó únicamente en la prueba y el error y, aunque la hipótesis de partida proviene de la teoría de fractura de Griffith, no existe ninguna relación fundamental entre las constantes empíricas utilizadas con las características físicas de la roca.

Es importante mencionar que, la ecuación (3) no tiene ninguna utilidad práctica a menos que las constantes m y s sean estimadas adecuadamente. Hoek y Brown (1988) sugirieron que tales constantes pueden relacionarse de alguna manera con el índice de calidad RMR si se suponen condiciones totalmente secas y una orientación de las discontinuidades favorable a la excavación.

Debido a algunas cuestiones prácticas de la utilización del índice RMR para la estimación de las constantes m y s , el criterio no es aplicable para macizos alterados y de mala calidad; sin embargo, con el fin de ampliar el rango de aplicación del criterio de rotura, sobre todo a macizos rocosos de mala calidad, y emplear parámetros más geológicos para la evaluación de su resistencia, Hoek (1994) y Hoek et al, (1995), han propuesto un nuevo índice de calidad llamado *GSI (Geological Strength Index)*, que evalúa la calidad del macizo en función del grado y de las características del

fracturamiento, estructura geológica, tamaño de los bloques y alteración de las discontinuidades. El índice GSI no es otra cosa que el RMR de Bieniawski según la definición de 1976 o $GSI = RMR - 5$, según la versión de 1989. El GSI proporciona un sistema para estimar la reducción de resistencia del macizo rocoso para diferentes condiciones geológicas.

Las relaciones entre m_b/m_i y s con el GSI propuestas son:

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

$$s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9}\right)$$
(5)

donde, m_b y m_i corresponden con el macizo rocoso y la roca intacta respectivamente. Estas ecuaciones son válidas para $GSI > 25$. El valor de $GSI=25$ es arbitrario.

Los parámetros m y s , tanto de la roca intacta como del macizo rocoso, rigurosamente debieran determinarse mediante una exhaustiva campaña de laboratorio; sin embargo, para el caso que nos ocupa éstos parámetros no fueron determinados. Cuando los recursos para la exploración son limitados o por cualquier otra razón no fueran realizados, también es común hacer uso de las tablas que los propios autores de este criterio han publicado al respecto. En las tablas 19 y 20 de Hoek y Brown, se muestra la relación de las distintas calidades de roca y diferentes litologías con los parámetros m y s .

Criterio de rotura empírico							
$\sigma_1 = \sigma_3 + \sqrt{m\sigma_3\sigma_1 + s\sigma_3^2}$ σ_1 y σ_3 : esfuerzos principales mayor y menor σ_3 : esfuerzo compresivo uniaxial de la matriz rocosa m y s : constantes empíricas del macizo rocoso		Constantes del material: m y s .	Rocas carbonatadas: dolomitas, calizas y mármol.	Rocas arcillosas: arcillas, limolitas, lutitas y pizarras.	Rocas areniscas: areniscas y cuarcitas.	Rocas ígneas cristalinas de grano fino: gneiss, diabásicos, diabásicos, diabásicos y rholitas.	Rocas cristalinas ígneas de grano grueso y metamórficas: anfibolitas, gneiss, cuarcitas, micas y cuarzozonas.
Valores para el macizo rocoso alterado o afectado por voladoras (<i>disturbed</i>) Valores para el macizo rocoso sin alterar (<i>undisturbed</i>)							
Muestras de roca intacta							
Muestras de tamaño de probeta de laboratorio sin discontinuidades.	m	7,0	10,0	15,0	17,0	25,0	
$RMR = 100$	s	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	
$Q = 500$	m	7,0	10,0	15,0	17,0	25,0	
	s	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	
Macizo rocoso de muy buena calidad							
Bloque de roca sana. Juntas sin meteorizar y con espaciado de 1 a 3 m.	m	2,40	3,43	5,14	5,82	8,56	
$RMR = 85$	s	0,082	0,082	0,082	0,082	0,082	
$Q = 100$	m	4,10	5,85	8,78	9,95	14,63	
	s	0,189	0,189	0,189	0,189	0,189	
Macizo rocoso de calidad buena							
Bloques de roca sana o ligeramente meteorizada, con juntas espaciadas de 1 a 3 m.	m	0,575	0,821	1,231	1,395	2,052	
$RMR = 65$	s	0,00293	0,00293	0,00293	0,00293	0,00293	
$Q = 10$	m	2,006	2,865	4,298	4,871	7,163	
	s	0,0205	0,0205	0,0205	0,0205	0,0205	
Macizo rocoso de calidad media							
Varias familias de discontinuidades moderadamente meteorizadas con espaciados de 0,3 a 1 m.	m	0,128	0,183	0,275	0,311	0,458	
$RMR = 44$	s	0,00009	0,00009	0,00009	0,00009	0,00009	
$Q = 1$	m	0,947	1,353	2,040	2,301	3,383	
	s	0,00198	0,00198	0,00198	0,00198	0,00198	
Macizo rocoso de calidad mala							
Numerosas juntas meteorizadas con algo de relleno. Brechas compactas sin rellenos. Espaciado de 0,03 a 0,5 m.	m	0,029	0,041	0,061	0,069	0,102	
$RMR = 23$	s	0,000003	0,000003	0,000003	0,000003	0,000003	
$Q = 0,1$	m	0,447	0,639	0,959	1,087	1,598	
	s	0,00019	0,00019	0,00019	0,00019	0,00019	
Macizo rocoso de calidad muy mala							
Numerosas juntas intensamente meteorizadas con rellenos. Espaciado < 0,05 m. Brechas con rellenos arcillosos.	m	0,007	0,010	0,015	0,017	0,025	
$RMR = 3$	s	0,0000001	0,0000001	0,0000001	0,0000001	0,0000001	
$Q = 0,01$	m	0,219	0,313	0,469	0,532	0,782	
	s	0,00002	0,00002	0,00002	0,00002	0,00002	

Tabla 19. Relaciones aproximadas entre la calidad del macizo y la litología con las constantes del criterio de resistencia.





GENERALISED HOEK-BROWN CRITERION		STRUCTURE	SURFACE CONDITION	VERY GOOD Very rough, unweathered surfaces	GOOD Rough, slightly weathered, iron stained surfaces	FAIR Smooth, moderately weathered or altered surfaces	POOR Blocky, highly weathered surfaces with compact coatings or fillings containing angular rock fragments	VERY POOR Blocky, highly weathered surfaces with soft clay coatings or fillings
$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_c \left(m_b \frac{\sigma_1' - \sigma_3'}{\sigma_c} + s \right)^a$ <p> σ_1' = major principal effective stress at failure σ_3' = minor principal effective stress at failure σ_c = uniaxial compressive strength of intact pieces of rock m_b, s and a are constants which depend on the composition, structure and surface conditions of the rock mass </p>								
	BLOCKY -very well interlocked undisturbed rock mass consisting of cubical blocks formed by three orthogonal discontinuity sets	m_b/m_i s a E_r v GSI	0.60 0.190 0.5 75,000 0.2 85	0.40 0.062 0.5 40,000 0.2 75	0.26 0.015 0.5 20,000 0.25 62	0.16 0.003 0.5 9,000 0.25 48	0.08 0.0004 0.5 3,000 0.25 34	
	VERY BLOCKY-interlocked, partially disturbed rock mass with multifaceted angular blocks formed by four or more discontinuity sets	m_b/m_i s a E_r v GSI	0.40 0.062 0.5 40,000 0.2 75	0.29 0.021 0.5 24,000 0.25 65	0.16 0.003 0.5 9,000 0.25 48	0.11 0.001 0.5 5,000 0.25 38	0.07 0 0.53 2,500 0.3 25	
	BLOCKY/SEAMY-folded and faulted with many intersecting discontinuities forming angular blocks	m_b/m_i s a E_r v GSI	0.24 0.012 0.5 18,000 0.25 60	0.17 0.004 0.5 10,000 0.25 50	0.12 0.001 0.5 8,000 0.25 40	0.06 0 0.5 3,000 0.3 30	0.06 0 0.55 2,000 0.3 20	
	CRUSHED-poorly interlocked, heavily broken rock mass with a mixture of angular and rounded blocks	m_b/m_i s a E_r v GSI	0.17 0.004 0.5 10,000 0.25 50	0.12 0.001 0.5 6,000 0.25 40	0.08 0 0.5 3,000 0.3 30	0.06 0 0.55 2,000 0.3 20	0.04 0 0.60 1,000 0.3 10	

Tabla 20. Relación entre la calidad del macizo y la estructura con las constantes del criterio de resistencia.

La constante m_i de la roca intacta se puede extraer de la tabla 21 y con este valor, con la resistencia a la compresión simple de la roca intacta y el valor de s , estimar la resistencia a la compresión simple del macizo rocoso mediante la expresión:

$$\frac{\sigma_c^m}{\sigma_c} = \sqrt{s} \quad (6)$$

Rock type	Class	Group	Texture			
			Course	Medium	Fine	Very fine
SEDIMENTARY	Clastic		Conglomerate (22)	Sandstone 19	Siltstone 9	Claystone 4
			← Greywacke (18) →			
		Organic	← Chalk 7 → ← Coal (8-21) →			
	Non-Clastic	Carbonate	Breccia (20)	Sparitic Limestone (10)	Micritic Limestone 8	
		Chemical		Gypstone 16	Anhydrite 13	
METAMORPHIC	Non Foliated		Marble 9	Hornfels (19)	Quartzite 24	
	Slightly foliated		Migmatite (30)	Amphibolite 31	Mylonites (6)	
	Foliated*		Gneiss 33	Schists (10)	Phyllites (10)	Slate 9
IGNEOUS	Light		Granite 33		Rhyolite (16)	Obsidian (19)
		Granodiorite (30)			Dacite (17)	
	Dark		Diorite (28)			Andesite 19
		Gabbro 27 Norite 22	Dolerite (19)			Basalt (17)
Extrosive pyroclastic type		Agglomerate (20)	Breccia (18)	Tuff (15)		

*These values are for intact rock specimens tested normal to foliation. The value of m_i will be significantly different if failure occurs along a foliation plane (Hoek, 1983).

Tabla 21. De Hoek (1983), para estimar los valores de m_i de la roca intacta.

Los análisis por elementos finitos que se muestran en capítulos posteriores, serán efectuados con el programa de computadoras *PHASES*; el cual utiliza la ley de resistencia de Hoek y Brown y a pesar de que el modelo constitutivo que se empleará en estos análisis, no requiere de la introducción de los parámetros de Mohr-Coulomb, siempre resulta conveniente e importante estimar la cohesión y la fricción interna de las distintas unidades que constituyen al macizo rocoso, debido principalmente a que dichos parámetros tienen un mayor sentido ingenieril y a que dan una idea más clara de la competencia y calidad de la roca; además de que, se podrá efectuar una comparación entre los parámetros utilizados en el diseño de los tratamientos y los parámetros determinados a partir de las clasificaciones geomecánicas y de la ley de resistencia de Hoek-Brown.

A partir de los parámetros del criterio de resistencia de Hoek y Brown es posible estimar el ángulo de fricción interna para distintos niveles de presión de confinamiento a través de las ecuaciones (7) y (8) (solución de Balmer, 1952) en la cual los esfuerzos normal y cortante se relacionan con los esfuerzos principales:

$$\begin{aligned}\sigma_N &= \sigma_3 + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\partial\sigma_1/\partial\sigma_3 + 1} \\ \tau &= (\sigma_N - \sigma_3) \sqrt{\partial\sigma_1/\partial\sigma_3}\end{aligned}\quad (7)$$

donde, para un $GSI > 25$:

$$\frac{\partial\sigma_1}{\partial\sigma_3} = 1 + \frac{m_b \sigma_c}{2(\sigma_1 - \sigma_3)} \quad (8)$$

También es posible estimar la cohesión y ángulo de fricción interna para un intervalo dado de presión de confinamiento mediante una recta de Mohr-Coulomb secante a la curva de rotura de Hoek y Brown a través de las siguientes expresiones:

$$\phi_m = \tan^{-1} \left[\left\{ 4 \cdot b \cdot \cos^2 \left[30^\circ + \frac{1}{3} \tan^{-1} \left(\frac{1}{(b^3 - 1)^{1/2}} \right) \right] - 1 \right\}^{\frac{-1}{2}} \right] \quad (9)$$

donde:

$$b = 1 + \frac{16(m_b \cdot \sigma_3 + s \cdot \sigma_c)}{3 \cdot m_b^2 \cdot \sigma_c} \quad (10)$$

ó:

$$\phi_m = 2 \cdot \tan^{-1} \left[1 - \frac{\sigma_c \cdot \sqrt{s}}{\sigma_3} + \sqrt{\frac{\sigma_c}{\sigma_3} m_b + \left(\frac{\sigma_c}{\sigma_3} \right) \cdot s} \right]^{\frac{1}{2}} - 90^\circ \quad (11)$$

y:

$$c_m = \frac{\sqrt{s} \cdot \sigma_c (1 - \sin \phi_m)}{2 \cdot \cos \phi_m} \quad (12)$$

Una vez estimados los valores de la cohesión y el ángulo de fricción interna del macizo, es posible verificar la resistencia a compresión simple del macizo para distintas presiones de confinamiento mediante:

$$\sigma_c^m = \frac{2 \cdot c_m \cdot \cos \phi_m}{1 - \sin \phi_m} \quad (13)$$

Una vez explicadas y establecidas las bases empíricas y científicas para estimar los valores de los parámetros de resistencia del macizo rocoso, a continuación, se describe el procedimiento aplicado a la sección de análisis.

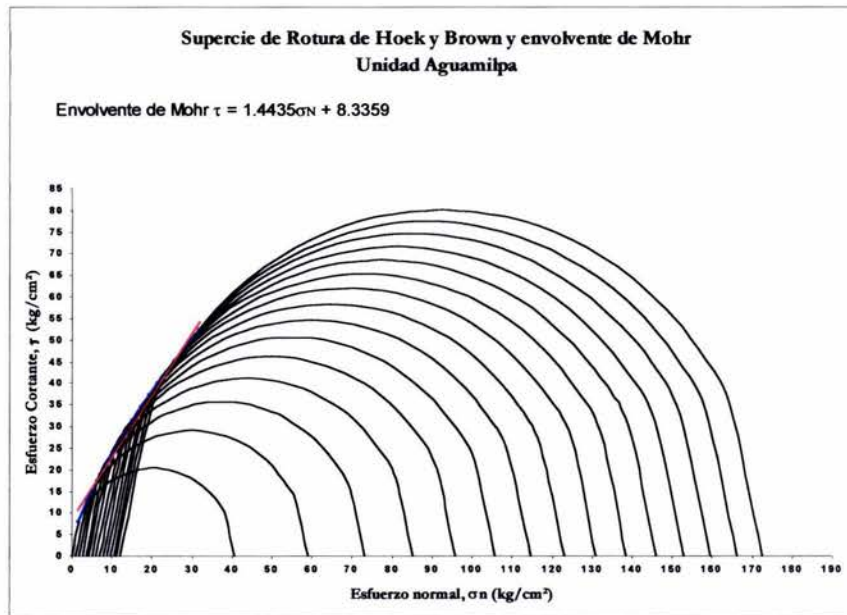
- ♦ Primero con el valor de $GSI = RMR_{76} - 5$ y las ecuaciones (5) se calculan los valores de m_b y s , los cuales se corroboran con los propuestos en las tablas 19 y 20.

Con $GSI = 46$; $m_i = 17$ (tabla 21), $m_b = 2.38$ y $s = 0.0022$.

Aplicando la tabla 19, se corroboran los valores de $m_b = 2.052$ y $s = 0.00293$; los cuales corresponde aproximadamente.

Utilizando la tabla 20, se obtiene $m_b = 2.72$ y $s = 0.003$; los cuales corresponden suficientemente bien. Los valores de m_b y s que serán empleados para la determinación de los parámetros de resistencia y deformabilidad son los obtenidos con la ecuaciones 5.

- ♦ Los valores de σ_c , m_b y s , se introducen en la ecuación (3) del criterio de rotura de Hoek y Brown; se calcula el valor de σ_1 para distintos valores del esfuerzo de confinamiento σ_3 , en un rango correspondiente a las profundidades representativas de la zona de las cavernas; se gráficán los círculos de Mohr en el espacio σ_N, τ . A partir de este punto en adelante los cálculos se efectuaron en una hoja de cálculo y los resultados se presentan más adelante en forma tabular.
- ♦ Con las ecuaciones (7) y (8) se calcula la superficie de rotura de Hoek y Brown y se introduce en la gráfica de los círculos de Mohr.
- ♦ Mediante una regresión lineal se calcula la envolvente de rotura de Mohr-Coulomb que mejor se ajuste a la superficie de rotura de Hoek y Brown; de la ecuación obtenida se extraen los parámetros c_m y ϕ_m del macizo rocoso y se genera la gráfica 3.



Gráfica 3. Superficie de rotura de Hoek y Brown y envolvente de Mohr.

- ♦ Con las ecuaciones (9) a (12) se calculan rangos de valores de c_m y ϕ_m y se verifica su correspondencia con los obtenidos mediante los pasos anteriores.
- ♦ Finalmente, se tabulan todos los resultados y se elige un rango.

Las constantes m_b y s del criterio de rotura de Hoek y Brown no tienen ningún significado físico y para darles un sentido práctico es necesario correlacionarlas con los parámetros c y ϕ de Mohr-Coulomb. Dada la no-linealidad del modelo de Hoek y Brown, los parámetros obtenidos mediante interpolación son muy sensibles al rango de valores de presión de confinamiento utilizado. Es decir, que el rango de esfuerzos de confinamiento que debe utilizarse en estos cálculos, debe corresponder aproximadamente con las profundidades que abarca la unidad geotécnica.

b) Estimación de las propiedades de deformabilidad del macizo rocoso, E_m y ν_m

La deformabilidad de un macizo rocoso está dada por la relación entre los esfuerzos aplicados y las deformaciones producidas, y queda definida por su *módulo de deformación*, que relaciona el esfuerzo con la deformación correspondiente. La deformabilidad al igual que las demás propiedades de los macizos, presenta un carácter anisótropo y discontinuo, por lo que su determinación resulta, compleja. Depende de la deformabilidad tanto de la matriz rocosa como de las discontinuidades, y ésta siempre es mayor que la primera.

La dificultad de realizar ensayos de compresión a escala real en macizos rocosos y de ensayar volúmenes representativos en laboratorio, son dos de los inconvenientes para estimar de forma directa la deformabilidad. Los métodos para su evaluación pueden ser directos e indirectos, los primeros son los más adecuados y dada la importancia y trascendencia del proyecto Aguamilpa fueron efectuados ensayos *in situ*, de placa y gato plano, sin embargo, con el propósito de corroborar y obtener un rango de posibles valores de deformabilidad, mismos que serán

comparados y discutidos con los determinados con las pruebas de campo, a continuación se aplica algunas correlaciones empíricas derivadas de las clasificaciones geomecánicas.

♦ Módulo de Deformación

Bieniawski (1978), estableció una relación entre el módulo de deformación *in situ* del macizo rocoso, E_m (GPa) y el índice RMR. La correlación (14), es válida para macizos rocosos de buena calidad.

$$E_m = 2RMR - 100 \text{ (Bieniawski,1978) (en GPa.)} \quad (\text{para } RMR > 50-55) \quad (14)$$

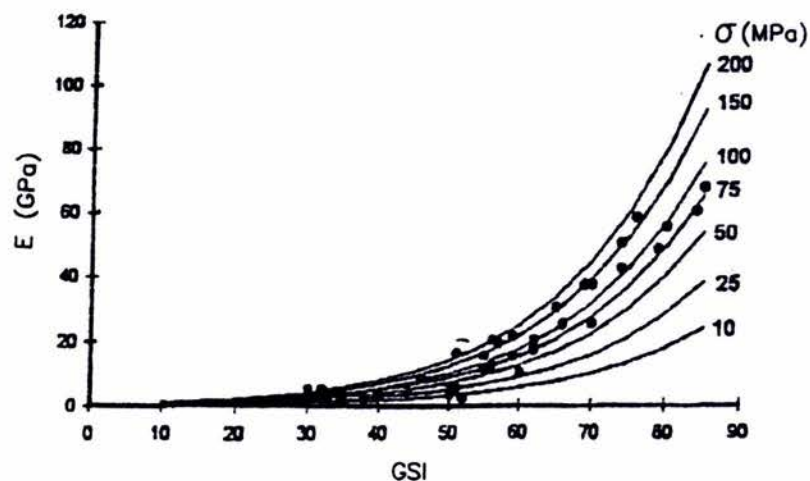
Por otro lado, Serafim y Pereira (1983) dedujeron una expresión (15), en función del valor del RMR, válida para valores de E_m entre 1 y 10 GPa. Para macizos rocosos de calidad baja a muy baja se obtienen valores demasiado altos.

$$E_m = 10^{\frac{RMR-10}{40}} \text{ (Serafim y Pereira,1983) (en GPa.)} \quad (\text{para } RMR < 50) \quad (15)$$

Hoek *et al.*,(1995) propone una modificación de la expresión de Serafim y Pereira, con base a observaciones y retroanálisis del comportamiento de excavaciones subterráneas en macizos de mala calidad, donde se ha observado la no validez de la expresión (15) al obtenerse valores de E_m superiores al valor de la roca intacta en laboratorio. Esta expresión (16), considera el valor de la resistencia a la compresión simple de la matriz rocosa y sustituye el parámetro RMR por el *GSI*.

$$E_m = \sqrt{\frac{\sigma_c}{100}} \cdot 10^{\frac{GSI}{40}} \quad (16)$$

La cual es equivalente a utilizar la gráfica 4.



Gráfica 4. Relación propuesta por Hoek (1995) entre el GSI, σ_c y el E_m . (Aduvire, et.al, 1997, manual de túneles y obras subterráneas).

Por último, la tabla 20 incluye algunos valores de E_m , relacionados con la calidad del macizo rocoso.

♦ Relación de Poisson

La relación de Poisson obtenida con base en los estudios de campo fue $\nu = 0.32$, en la literatura sobre mecánica de rocas prácticamente no existen correlaciones empíricas para la estimación de la relación de Poisson del macizo. Sin embargo se encuentran tablas con “valores típicos” para análisis de interacción con estructuras de soporte, que van desde $\nu_m = 0.15$ a 0.35 . Por lo tanto este parámetro tendrá que ser ajustado a un valor dado por experiencias con casos similares y sujeto a un análisis de sensibilidad. Por otro lado, en la actualidad se admite la hipótesis simplificadora de que el coeficiente de Poisson del macizo rocoso es el mismo que el de la roca intacta. La tabla 20 también incluye valores que pudieran servir como parámetros relacionados con la calidad del macizo rocoso; donde para las características de la roca donde se alojaron las cavernas le correspondería $\nu_m = 0.25$, sin embargo, para efectuar los análisis de esfuerzos se utilizará una relación de Poisson determinada en el proyecto de 0.33 .

IV.4.4 Comparación de resultados

En las tablas 22 a 24 respectivamente, se muestran los parámetros de resistencia c y ϕ estimados con el procedimiento descrito anteriormente, así como los utilizados en la etapa de diseño del proyecto y la resistencia a la compresión simple del macizo rocoso. Cabe aclarar que éstos parámetros no pueden ser comparados, ya que los de proyecto fueron determinados en discontinuidades, mientras que los obtenidos con las diferentes expresiones corresponden al macizo rocoso, sin embargo, son presentados y comentados.

UNIDAD	C_m (regresión)	C_m (ecs. 9 a 12)	C_m (proyecto)
Aguamilpa	8.0-9.0	3.0-5.0	8.0
Unidades en kg/cm²			

Tabla 22. Resultados de la cohesión para el macizo rocoso, C_m .

UNIDAD	ϕ_m (regresión)	ϕ_m (ecs. 9 a 12)	ϕ_m (proyecto)
Aguamilpa	54-56	56-65	25-35
Unidades en grados			

Tabla 23. Resultados del ángulo de fricción del macizo rocoso, ϕ .

UNIDAD	σ_c^m (ecs. 4 y 12)	σ_c^m (proyecto)
Aguamilpa	36-40	-----
Unidades en kg/cm²		

Tabla 24. Resultados de la resistencia a la compresión simple del macizo rocoso.

Observando las tablas anteriores, es posible apreciar que los rangos de valores obtenidos con las diferentes expresiones, en algunos casos, tienen una amplitud importante, esto se debe a que, no se encontraron suficientes datos de laboratorio y de recuperación que permitan estrechar la dispersión de los parámetros básicos con los que se determinan los valores de calidad del macizo rocoso. Respecto a la diferencia que presentan los parámetros obtenidos con las diferentes ecuaciones y los determinados en proyecto, es normal que los de proyecto sean considerablemente menores, ya que como se dijo anteriormente éstos fueron determinados en discontinuidades y los obtenidos en la presente tesis, corresponden al macizo rocoso.

Es oportuno mencionar que la ecuación (12), por lo general arroja valores de cohesión muy conservadores. Lo anterior se debe a que dicha ecuación interpola el resultado mediante una línea secante (recta de Mohr-Coulomb), mientras que el criterio de Hoek y Brown es parabólico. Entonces, cuanto más grande sea el esfuerzo de confinamiento, el resultado de c será menos preciso. Por lo tanto es recomendable que el rango propuesto, para cuando se tenga que efectuar un análisis, se aproxime más al obtenido mediante regresión lineal que al obtenido con la ecuación (12). Esto sucede en sentido contrario para el ángulo de fricción interna (ecs. 9 y 11), por lo que el rango de valores de ϕ también debe estar más sesgado hacia los valores de la regresión lineal.

Obtener estas equivalencias, resulta importante porque además de darle un sentido más ingenieril a la resistencia de Hoek y Brown, un modelo de elementos finitos que utilice una ley de resistencia tipo Mohr-Coulomb, se comportará de forma similar al que utiliza el criterio de Hoek y Brown si se le asignan los parámetros equivalentes. Por otro lado, como se verá más adelante, el modelo de Hoek y Brown no es aplicable a todos los macizos de roca y por lo tanto es imprescindible contar con los parámetros de Mohr obtenidos con m y s .

Finalmente, en la tabla 25 se presentan los valores obtenidos del módulo de deformabilidad.

UNIDAD	E_m Bieniawski, (1978)	E_m Serafim & Pereira, (1983)	E_m Hoek, (1995)	E_{mv} Tabla 23	E_m (Proyecto)
Aguamilpa	4	9 - 11	39 - 44	9	18-25
Unidades en GPa					

Tabla 25. Resultados de diferentes módulos de deformabilidad del macizo rocoso.

V. Análisis de Esfuerzos por el Método de los Elementos Finitos

V.1 Modelo Geomecánico

El comportamiento de las cavernas de casa de maquinas y galería de oscilación se revisará mediante el Método de Elementos Finitos, para tal fin es necesario que en una etapa previa a la modelación matemática, se hayan tomado en cuenta los factores que podrían influir en el comportamiento de la obra. El programa de computadora utilizado para efectuar los análisis geotécnicos permite tomar en cuenta varios aspectos fundamentales para la aproximación del problema real. Algunos de los aspectos más importantes se describirán a continuación y el hecho de ignorarlos o desconocerlos puede llevar a resultados completamente diferentes a los que presentó la excavación durante la construcción.

a) Topografía:

Al modelar geomecánicamente la excavación de ambas cavernas, se determinó que la topografía no será factor de influencia en el comportamiento tenso-deformacional del macizo, ya que esta influencia es función directa de la profundidad a la que se va a realizar la obra y para este caso tenemos una cobertura de 115 m aproximadamente. En superficie se tiene un terreno muy irregular.

b) Litología y estructura geológica:

En el caso de las cavernas se tienen condiciones de calidad de roca media. La totalidad del macizo donde se excavaron dichas cavernas se encuentra dentro de la misma unidad litológica. Corresponde a una toba de composición riódacítica, de estructura masiva. Durante la excavación se comportó como una roca sólida donde las deformaciones generalmente no alcanzaron magnitudes importantes, salvo en el pilar central que divide casa de maquinas y galería de oscilación. La estabilidad de la excavación dependió, más que debido a procesos deformacionales importantes, a otros efectos como la descompresión de la roca debida, a la presencia del fracturamiento y de fallas detectadas durante construcción, que favorecieron la apertura de juntas y que pudieron propiciar la caída de bloques potencialmente inestables, particularmente significativo en la pared que divide ambas cavernas.

c) Geometría

La elaboración del modelo geomecánico contempla la geometría exacta de la sección, así como las dimensiones de las distintas etapas de la excavación.

d) Modelo del material:

En el planteamiento geomecánico de la excavación es de fundamental importancia la correcta o por lo menos aproximada modelación del material, en cuanto a sus propiedades mecánicas como en su relación esfuerzo deformación (ley constitutiva). Los estados de esfuerzos que obtengamos del análisis dependerán en gran medida de estas características.

Una de las principales limitaciones y que hoy en día continúa siendo uno de los escollos más difíciles de librar de la geotecnia es la identificación de los parámetros de los materiales. Aún con

la alta sofisticación de los actuales aparatos de ensayo en laboratorio se presentan problemas que hacen cuestionables los resultados obtenidos de las muestras. Pero la más grande dificultad la encontraremos al pretender extrapolar estos resultados a la gran masa de roca que se tratará de modelar. En el modelo de análisis de la excavación de la casa de maquinas y galería de oscilación se consideró un material isótropo, y con una superficie de fluencia tipo cohesivo-friccionante, cuyos parámetros mecánicos equivalentes se obtuvieron en el inciso anterior y, como se explicó, corresponden a un material sano en su matriz pero afectado por planos de debilidad que en este caso se refieren al fracturamiento.

e) Esfuerzos “In Situ”

Uno de los problemas más inciertos en Ingeniería Geotécnica y que condicionan más los resultados de los análisis, es el desconocimiento del estado tensional en el interior de un macizo rocoso. Los altos costos de los ensayos *in situ* son una gran limitante para muchos proyectos, afortunadamente por la magnitud e importancia del proyecto Hidroeléctrico Aguamilpa fueron realizados, una buena cantidad de ensayos de campo, con los cuales se determinó $k_0 = \sigma_h/\sigma_v = 0.33$; por lo que en el modelo computacional se tomará este valor.

Por su parte, la geología influye, en muchas ocasiones, de manera determinante en el estado primario de esfuerzos en un macizo. Las formas principales de influencia de la geología pueden ser esfuerzos tectónicos (residuales), anisotropía debida a estratificación y/o fracturamiento.

Para la generación del estado primario de esfuerzos geostático a utilizar en el análisis numérico, al tratarse de un estudio convencional, las únicas herramientas que se tienen al alcance son las ecuaciones de la estática. Es posible crear en nuestro modelo un estado de esfuerzos “teórico” previo al análisis de la excavación, que tome en cuenta, tanto el peso de los materiales y la profundidad, como la geometría de la superficie del terreno natural.

Para efectuar una correcta modelación de la casa de maquinas y galería de oscilación, se debe tomar en cuenta la forma del terreno y se tiene que definir para calcular el estado inicial de esfuerzos. Para estos casos, en principio, los esfuerzos principales deben estar orientados paralela y perpendicularmente a la superficie del terreno. Sin embargo, la práctica indica que, así como la magnitud de estos esfuerzos se incrementa con la profundidad, su orientación también debe ir variando gradualmente, como una función, tanto de la profundidad como de la longitud de la ladera. En el programa utilizado para el análisis contiene herramientas numéricas para simular la influencia de factores como la inclinación y longitud de la ladera, imprescindibles para alcanzar una idealización más o menos realista de los estados iniciales de esfuerzos.

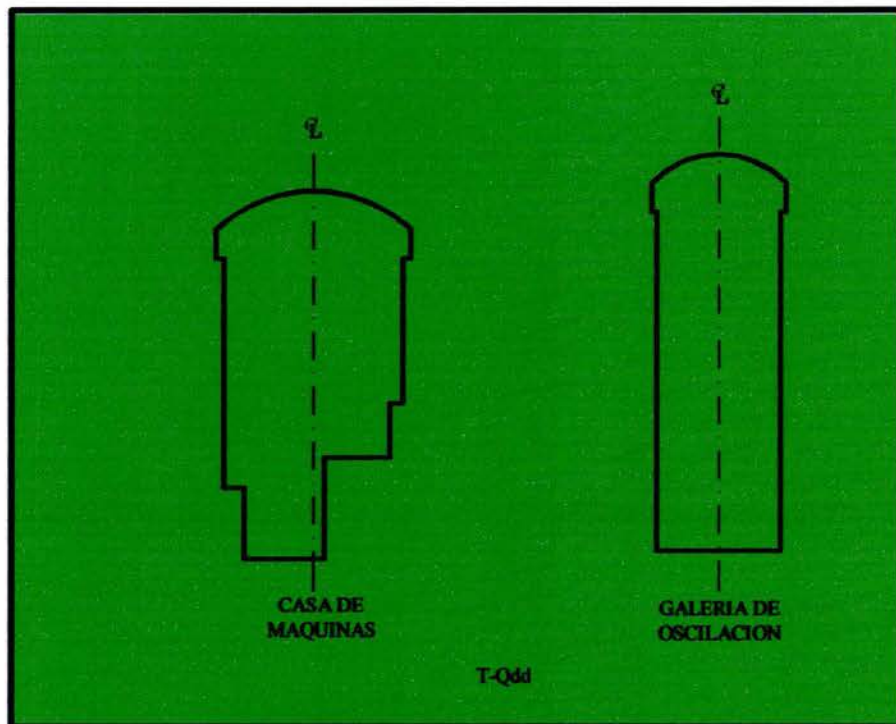
f) Modelación de la excavación por etapas

Los esfuerzos y deformaciones en muchas estructuras dependen significativamente de la historia y detalles del procedimiento constructivo y las cargas. Cuando el comportamiento del material es inelástico, el estado final de las deformaciones depende de manera muy importante de la secuencia de los eventos. Por esto, el primer requisito que debe cumplir un programa de elementos finitos es el de ser capaz de realizar cómputos en serie, es decir que a partir de un cierto estado del problema, se debe poder realizar una corrida subsiguiente, partiendo del estado de esfuerzos y deformaciones alcanzado hasta ese momento. De manera contraria, cuando el material es elástico

lineal, la solución obviamente no puede depender del número o la secuencia de pasos de excavación.

Es importante mencionar que el programa de elementos finitos utilizado en el análisis cuenta con un tratamiento matemático adecuado para la modelación de los procesos de excavación y la colocación de elementos de estabilización y soporte, así como del desfase de tiempo entre el avance y el sostenimiento con su correspondiente redistribución parcial de los estados de esfuerzos.

En el caso de las cavernas subterráneas de Aguamilpa, se realizó un modelo geomecánico correspondiente con una sección geológica del túnel de desfogue viendo hacia el sureste. En dicho modelo se indican las condiciones topográficas (configuración del terreno natural), geométricas (sección de excavación, etapas constructivas y elevaciones), geológico-estructurales y mecánicas de los materiales. En la figura 24 se muestra el modelo geomecánico utilizado en los análisis por elementos finitos.



Unidad Aguamilpa	$m = 2.9542$	$K_0 = 0.33$
$15 \times 10^3 < E < 25 \times 10^3$ Mpa	$s = 0.0042$	$\gamma_w = 26.3$ KN/m ³
$\sigma_c = 77$ Mpa	$\nu = 0.32$	$\gamma_s = 23.5$ KN/m ³

V.2 Consideraciones Básicas

Para llevar a cabo el estudio del comportamiento que tuvo la obra, en cuanto a la excavación y la implementación de sistemas de soporte, estabilización y reforzamiento, la sección transversal seleccionada en el capítulo anterior para el modelo geomecánico, fue discretizada e introducida en el programa de elementos finitos *PHASE² 2D finite element program for calculating stresses and estimating support around underground excavations*, de la empresa Rocscience Inc.

El programa de elementos finitos empleado está diseñando especialmente para resolver problemas tenso-deformacionales y de estabilidad en geotecnia. Contiene modelos constitutivos avanzados para la simulación del comportamiento no-lineal de los materiales, además de poseer las herramientas básicas para modelizar procesos de construcción y excavación. Entre otras cosas, está dotado de elementos especiales para el tratamiento de estructuras (revestimientos), elementos para simular anclajes o pernos de fricción y concreto lanzado. Finalmente, incluye varios dispositivos fundamentales para la aproximación del problema real, como la creación de estados iniciales de esfuerzos, consolidación del terreno, presencia y flujo de agua, etcétera.

En general se trata de un programa de elementos finitos completo y adecuado, que cumple con las características básicas que debe tener todo programa de análisis geotécnico de excavaciones:

- Posibilidad de introducir varios materiales de diferentes propiedades
- Creación de estados iniciales de esfuerzos
- Simulación de la excavación por etapas
- Leyes constitutivas geotécnicas
- Elementos estructurales para simular revestimientos, concreto lanzado, anclajes, etc.
- Posibilidad de trabajar con agua subterránea
- Herramienta para dividir las fuerzas nodales de excavación en fases para simular el tiempo de colocación de los sistemas de soporte, etc.

Además de contar con las herramientas básicas de cálculo, el programa posee un pre-procesador moderno (CAD) que permite al usuario definir con mucha facilidad las condiciones de frontera del problema y crear mallas adecuadas y con el grado de refinamiento deseado. También incluye un post-procesador que permite al usuario generar todo tipo de gráficos de resultados para la correcta interpretación y buena presentación.

Así mismo para efectuar los análisis de la excavación de las cavernas, se consideró que los sistemas temporales de soporte y estabilización pueden ser colocados en un momento en el que el macizo aún no ha terminado de estabilizarse, estos deben analizarse con algún método de relajación de esfuerzos y realizar un estudio paramétrico para la secuencia de excavación y sostenimiento utilizando distintos valores del porcentaje de redistribución de esfuerzos que se permite para cada evento constructivo. En el programa *PHASE*² este porcentaje se denomina *split factor*.

En los análisis realizados se adoptaron las etapas de excavación en las que se realizaron la casa de maquinas y la galería de oscilación, y observaremos los estados de esfuerzos, deformaciones y zonas plastificadas (rotura del material); que se generan al efectuar tales etapas de excavaciones.

V.3 Metodología y Criterios de Cálculo

La metodología de análisis utilizada en la presente tesis se basa en la utilización del método de elementos finitos en dos dimensiones. Es importante recordar que existen una serie de condiciones iniciales y de frontera que, de no definirse adecuadamente y estudiar su influencia en el comportamiento de los modelos, pueden condicionar de forma muy importante la calidad de los resultados. Los condicionantes básicos para una correcta modelación y que definen un modelo numérico que podría considerarse como suficientemente representativo, son los siguientes:

- Las condiciones iniciales del terreno (estado inicial de esfuerzos), de manera muy general, están determinadas por:
 - a) topografía en superficie
 - b) presencia y, en su caso, la profundidad del nivel freático
 - c) el peso específico de los materiales en condiciones secas y húmedas
 - d) el coeficiente de esfuerzo lateral, k_0
 - e) la posibilidad de que existan esfuerzos tectónicos en el macizo
 - f) en su caso, el grado de consolidación del terreno
 - g) la disposición de las distintas unidades geológicas o geotécnicas
 - h) la presencia de estructuras en superficie

- La discretización:
 - a) la extensión del dominio de análisis (malla de e.f.), tanto en dirección horizontal como vertical
 - b) la densidad de la malla de e.f.: número y tamaño de los elementos
 - c) el tipo de elementos utilizados: rectangulares, triangulares, lineales o cuadráticos

- Bajo la presencia de agua: condiciones drenadas o no drenadas.

- El modelo constitutivo del terreno

- Forma de simular en dos dimensiones el desfase entre la excavación de un avance y la implementación de los sistemas de soporte, estabilización y reforzamiento (relajación de esfuerzos).

Debe tomarse muy en cuenta que el método de elementos finitos no deja de ser una aproximación y los resultados que con él se obtienen dependen de forma muy importante de la selección de los parámetros que rigen el comportamiento mecánico de los materiales, así como de la correcta modelación de los distintos eventos que ocurren en el transcurso de la obra.

V.4 Modelación de la Excavación y los Sistemas de Soporte, Estabilización y Reforzamiento

Lo fundamental que a priori debe tener claro el diseñador de una excavación subterránea es qué tipo de procesos deformacionales y de redistribución de esfuerzos se van a generar durante la excavación, así como cuáles serán los fenómenos y mecanismos que determinarán la estabilidad de la cavidad. Lo anterior, está íntimamente relacionado con la naturaleza litológica de los materiales, con el tipo de discontinuidades que rigen el comportamiento del macizo y con el grado de fracturamiento, así como con la deformabilidad y resistencia de la roca. Comprender esto es determinante al momento de elegir las metodologías de cálculo para cada uno de los sistemas de soporte, estabilización y reforzamiento y comprender esto significa también que durante los análisis se aplicarán los tipos de carga adecuados a cada uno de los distintos sistemas.

En terrenos de mala calidad normalmente se requiere llevar los sistemas de soporte, estabilización y reforzamiento muy cerca del frente de excavación. Esto significa que dichos sistemas deben ser diseñados para sobrellevar una parte importante de la llamada presión de montaña, debido a que,

al momento de colocar dicho soporte, los procesos de redistribución y deformación aun no habrán terminado.

Como se mencionó anteriormente los análisis realizados, deben servir para comparar los resultados obtenidos entre los sistemas de estabilización y las etapas de excavación empleadas antes y durante la excavación. Los resultados que se obtengan de estos análisis serán comparados con los desplazamientos registrados en los diferentes instrumentos instalados en la bóveda y paredes de las cavernas subterráneas.

V.5 Modelación de la Excavación de Acuerdo a la Naturaleza Litológica del Macizo Rocoso

La calidad geotécnica de la roca según las clasificaciones geomecánicas, es media a mala no obstante, se trata de un macizo de gran rigidez y que por lo general mostró un comportamiento más tendiente a lo frágil, o quasi-frágil, que a lo plástico. Debido a la poca deformabilidad que presentó el macizo y a la profundidad a la que se excavaron las cavernas, no se espera que en los análisis los estados de deformación alcanzados por la excavación jueguen un papel significativo en la estabilidad de la obra. Dicha estabilidad, estuvo regida por mecanismos potenciales preexistentes en el macizo. Las familias de discontinuidades presentes, se encuentran abiertas y en ocasiones rellenas de arcilla o limo. El fenómeno de decompresión asociado a cada avance de la excavación, provocó la apertura de los sistemas de juntas y los debilitó, teniendo como consecuencia directa un rápido aflojamiento de las zonas cercanas a las cavernas que presentaron estados de esfuerzos críticos. Los mecanismos de debilidad que se generaron en el entorno de las excavaciones tuvieron direcciones preferenciales coincidentes con los sistemas de discontinuidad.

V.6 Modelo Constitutivo Empleado en los Análisis

Como se ha explicado anteriormente, el macizo rocoso que alojó las cavernas de casa de máquinas y galería de oscilación, estuvo afectado por el fracturamiento. También se hizo énfasis en que la generación de mecanismos potenciales de inestabilidad estuvieron orientados preferencialmente de acuerdo con las discontinuidades preexistentes. Cabe recordar que los parámetros que se obtienen de las correlaciones empíricas y de las clasificaciones geomecánicas, o a través del criterio de rotura como el de Hoek y Brown, son meras aproximaciones a la naturaleza fracturada de los macizos rocosos y lo que quieren representar es un modelo de *medio continuo equivalente* a la realidad discontinua, no homogénea y anisótropa que presentan las rocas. Lo anterior es muy importante de tener en cuenta al momento de interpretar los resultados de un modelo de elementos finitos que utiliza leyes constitutivas cohesivo-friccionantes como Mohr-Coulomb, Drucker-Prager, Hoek- Brown y otras. Precisamente, en el presente trabajo; los análisis del comportamiento de la excavación de las mencionadas cavernas, se llevaron a cabo utilizando el criterio de rotura de Hoek y Brown.

Por otro lado, en problemas como el que aquí se presenta, la rigidez del terreno juega un papel predominante en el comportamiento global del modelo y, desafortunadamente, dicha rigidez no es una simple constante, sino que se trata de una variable que depende de los niveles de esfuerzos y, más aun, del tipo de esfuerzo aplicado, en particular, si se trata de procesos de carga o de descarga.

De acuerdo con diversos autores, debido a dicha dependencia, en los análisis numéricos es necesario emplear leyes constitutivas que tengan en cuenta la variación del módulo de elasticidad con los niveles de esfuerzos, i.e., la profundidad. Los modelos constitutivos cohesivo-friccionantes como el de Mohr-Coulomb o el de Hoek y Brown, por lo general incluyen una única constante E_m para el módulo de elasticidad. Estos modelos pueden ser utilizados para calcular valores realistas de desplazamientos siempre y cuando se considere de alguna manera la variación de E_m con el confinamiento y se utilicen valores de este parámetro más relacionados con procesos de descarga-recarga (E_{ur}) y no de carga. Estas limitaciones de los modelos tipo Mohr-Coulomb o Hoek y Brown suelen obviarse debido a que son modelos muy conocidos que están implementados en la mayoría de los programas comerciales.

V.7 Resultados de los Análisis

Se efectuaron dos series de corridas de análisis; la primera corresponde a la modelación de las cavernas empleando los sistemas de tratamientos determinados en proyecto y en la segunda corrida se emplearon los sistemas de tratamiento colocados durante construcción.

En las figuras 25 y 26, se muestran la malla de elementos finitos empleada durante los análisis y un detalle de ésta.

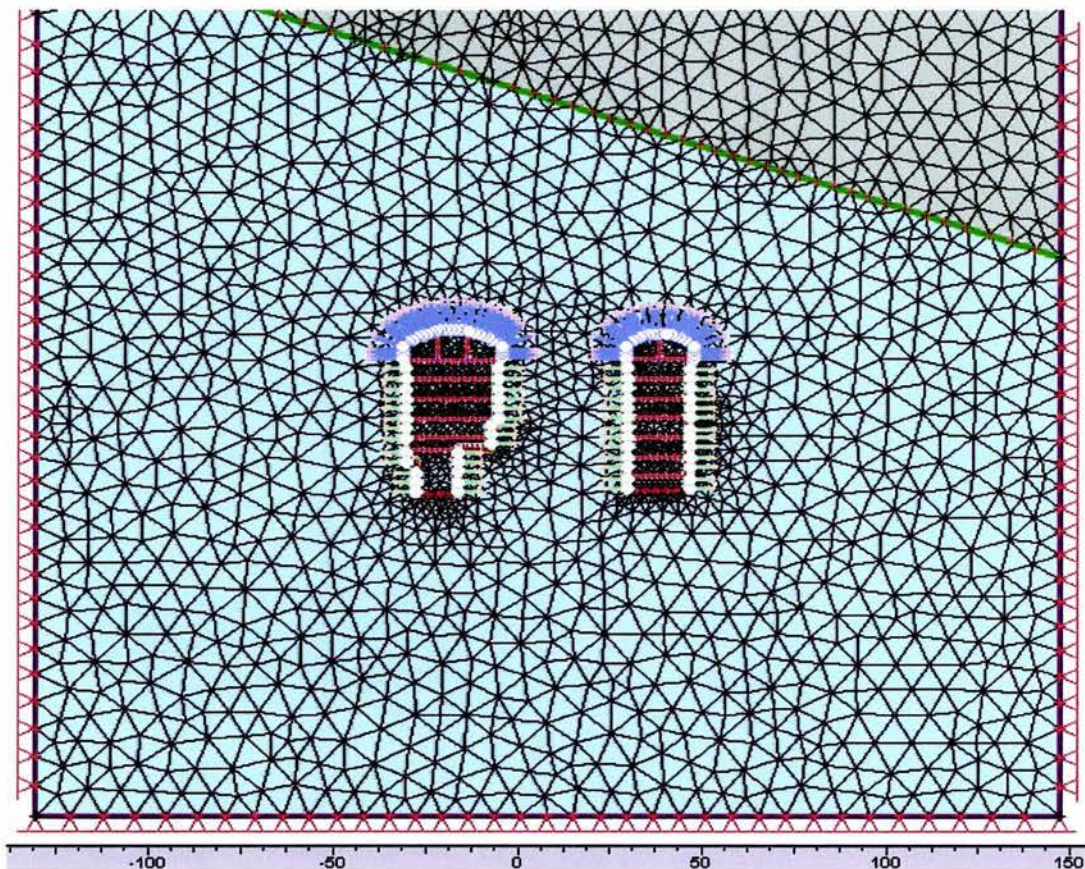


Figura 25. Malla de elementos finitos.

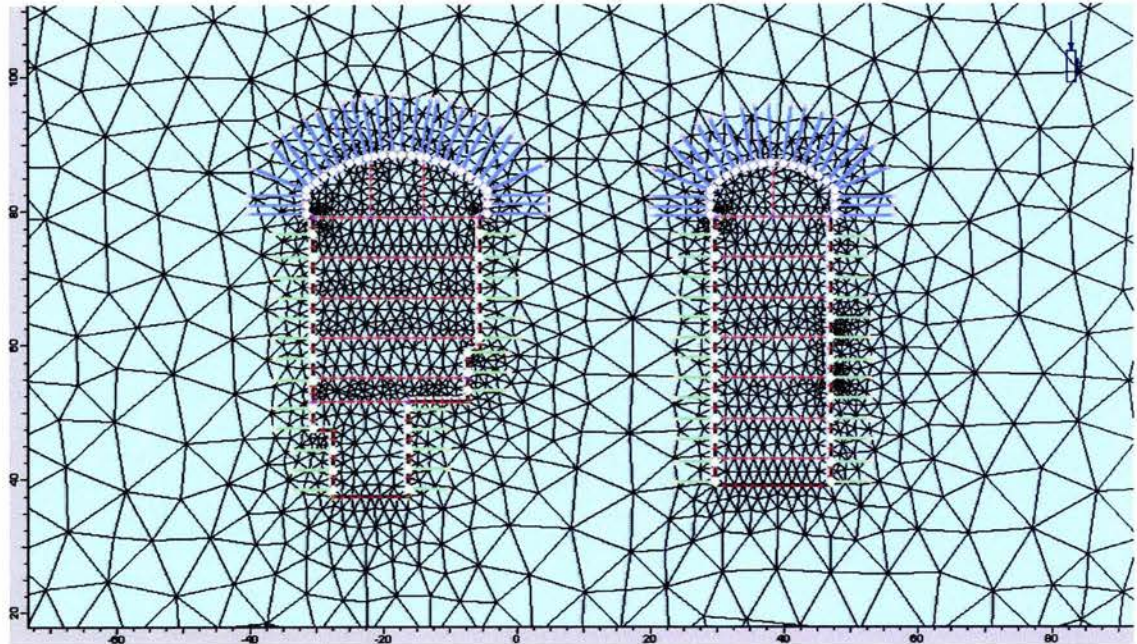


Figura 26. Detalle de la malla de elementos finitos.

El modelo de elementos finitos consta de una malla de 4,287 elementos triangulares de tres nodos y un punto de integración cada uno y 2,314 nodos. Los elementos de soporte (anclas) están modelados mediante elementos denominados *bolts* y los de estabilización (concreto lanzado), se simularon mediante elementos tipo *Liner*. La malla se extiende 120 m a cada lado a partir del eje de de cada una de las cavernas; con objeto de evitar la influencia de los bordes en los resultados de esfuerzos en la zona de las cavernas.

Las etapas de análisis son las siguientes:

- Creación del estado inicial de esfuerzos (σ^{ini})
- Remoción de todos los desplazamientos generados en la etapa anterior
- Excavación de la bóveda de casa de máquinas en tres etapas
- Colocación de las anclas de fricción y el concreto lanzado correspondientes al avance de cada una de las tres etapas de la bóveda
- Excavación de seis banqueos, activando los elementos de concreto lanzado y anclaje en una etapa posterior a la excavación correspondiente de cada banqueo
- Excavación de la bóveda de galería de oscilación, en dos etapas, colocando concreto lanzado y anclaje correspondiente a cada etapa
- Excavación de seis banqueos, activando los elementos de concreto lanzado y anclaje en una etapa posterior a la excavación correspondiente de cada banqueo
- Y finalmente, excavación del fondo de la galería de oscilación, colocando el concreto lanzado y anclas correspondiente.

Los parámetros introducidos al modelo se presentan en la tabla 26.

Parámetro	UNIDAD			
	AGUAMILPA (Tua)			
E	15.0×10 ³ a 25.0×10 ³ (MPa)			
σ_c	77.0 (MPa)			
m	2.9542			
s	0.0043			
ν	0.32			
K_0	0.33			
γ_w	26.3 (kN/m ³)			
γ_s	23.5 (kN/m ³)			
TRATAMIENTOS				
Parámetro	Concreto lanzado			
	De Proyecto		Durante Construcción	
E	10.0 × 10 ³ (MPa)		10.0 × 10 ³ (MPa)	
d	0.15 (m)		0.15 (m)	
F'_c	30 (MPa)		30 (MPa)	
ν	0.25		0.25	
Anclaje				
	Proyecto		Construcción	
	Bóveda	Paredes	Bóveda	Paredes
E	2.1 × 10 ⁵ (MPa)	2.1 × 10 ⁵ (MPa)	2.1 × 10 ⁵ (MPa)	2.1 × 10 ⁵ (MPa)
f_y	420.0 (MPa)	420.0 (MPa)	420.0 (MPa)	420.0 (MPa)
ϕ	25.4 (mm)	25.4 (mm)	38.1 (mm)	38.1 (mm)
L	9.0 (m)	6.0 (m)	9.0 (m)	6,9,12,15 y 18 (m)
Patrón	@ 1.4	@ 3.0	@ 1.4	@ 2.0

Tabla 26. Parámetros utilizados en los análisis por elementos finitos.

Con base en los resultados de los análisis, a continuación se presentan los diferentes casos que fueron analizados; primero se discutirá el análisis que fue hecho utilizando los parámetros de resistencia y deformabilidad presentados en la tabla 26, utilizando los tratamientos propuestos durante el proyecto; posteriormente se discutirán y analizarán, los resultados de los análisis obtenidos con los mismos parámetros mecánicos pero, cambiando los tratamientos a los que fueron empleados durante la construcción y finalmente se efectuó un estudio de sensibilidad con el propósito de poder determinar las propiedades de resistencia y deformabilidad que podría tener el macizo rocoso que alojó la casa de máquinas y galería de oscilación, este objetivo, se logró gracias a que se cuenta con los resultados de la instrumentación efectuada durante la construcción y posterior a ésta.

a) Resultados de los análisis de elementos finitos, empleando los tratamientos de proyecto

En la figura 27, se muestran los desplazamientos totales generados alrededor de la excavación de ambas cavernas, donde se puede observar que los mayores desplazamientos se presentan en la bóveda de casa de máquinas y en las paredes de aguas abajo de casa de máquinas y de aguas arriba de galería de oscilación, que es la zona que conforma el pilar que divide ambas cavernas. Los desplazamientos máximos resultaron de 16.0 mm aproximadamente y se ubican en la clave de la bóveda de casa de máquinas; mientras que la pared de aguas abajo de esta misma caverna registra desplazamientos de entre 1.3mm (en la base de la pared) y 11.5 mm (en la zona mas alta de la

pared), así mismo, las paredes de aguas arriba de ambas excavaciones también presentan desplazamientos considerables los cuales oscilan de entre 2.0 y 11 mm en la base y en la parte superior de ambas paredes respectivamente.

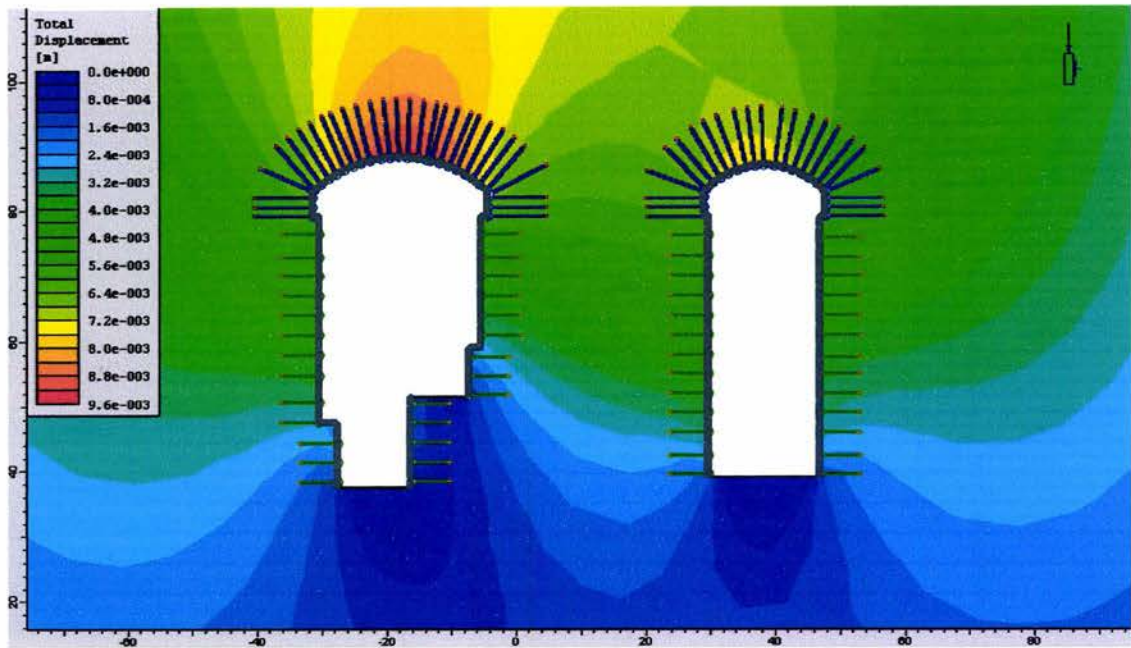


Figura 27. Desplazamientos totales alrededor de la excavación de ambas cavernas.

Por otro lado, en la figura 28, se muestran las trayectorias de desplazamientos y las excavaciones deformadas de ambas cavernas, donde se puede observar que; los desplazamientos generados alrededor de las excavaciones son hacia el interior de cada una de estas.

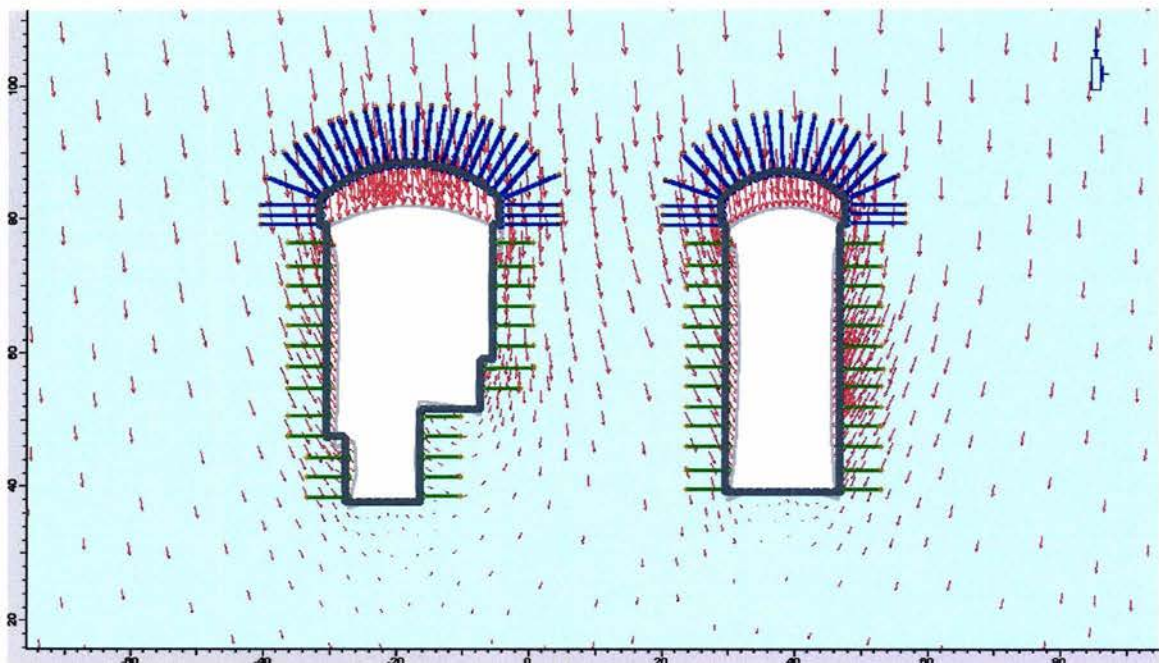
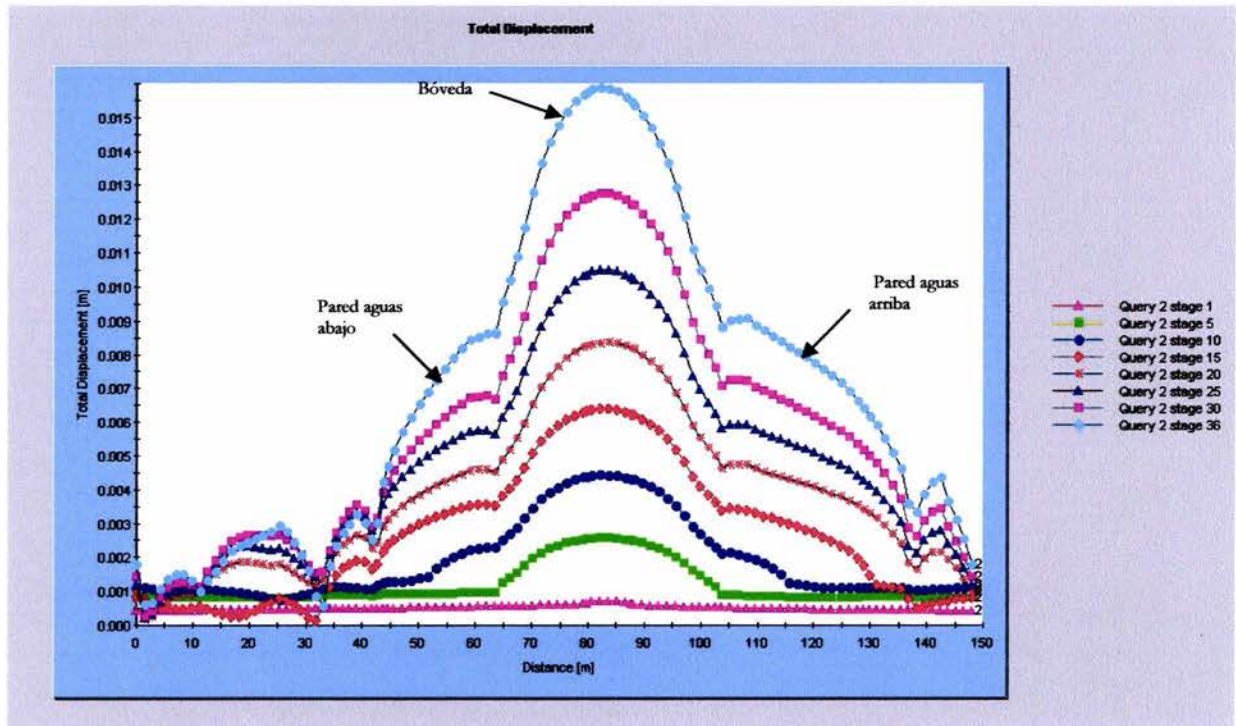


Figura 28. Trayectorias de desplazamientos y deformada de las excavaciones.

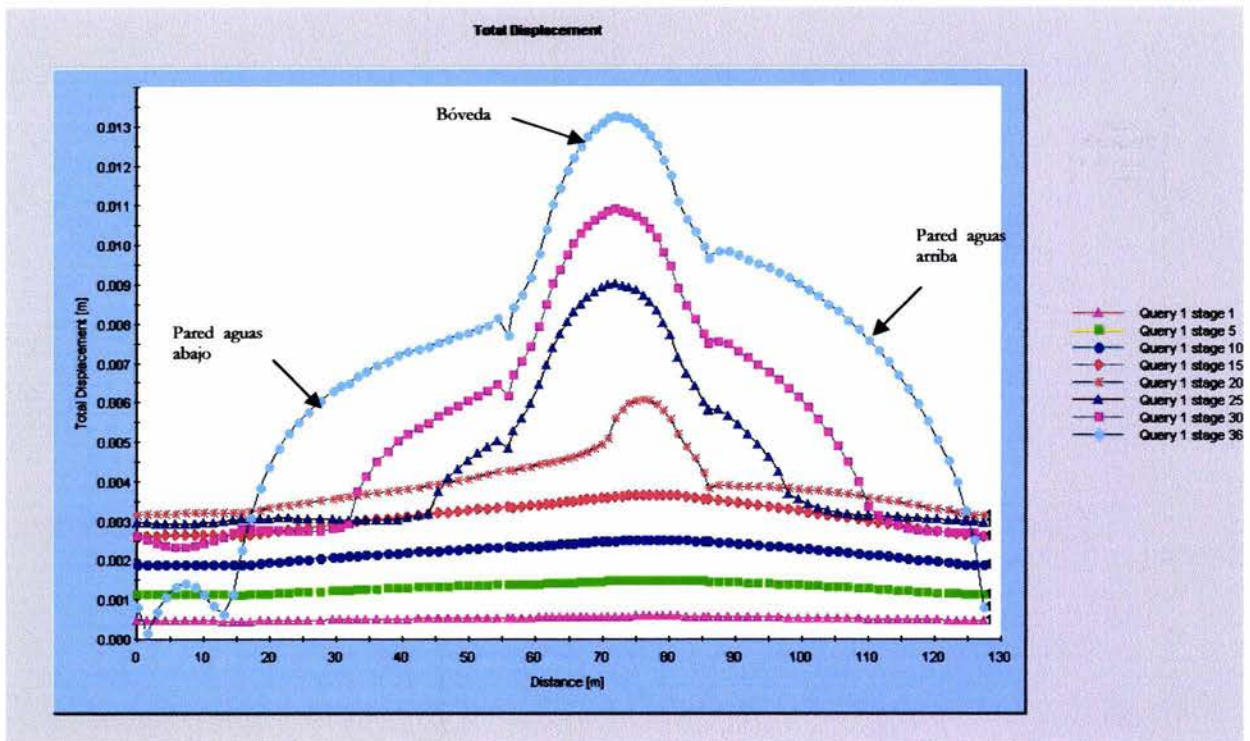
Durante el proceso de análisis, se observa la influencia de las excavaciones de las etapas subsecuentes en los corrimientos presentados en la bóveda de casa de máquinas, así como en las paredes de ambas cavernas. En la gráfica 5, se muestran los desplazamientos a todo lo largo del perímetro de la caverna de casa de máquinas al término de las 18 etapas de excavación, las cuales incluyen la excavación de la galería de oscilación.



Gráfica 5. Desplazamientos totales alrededor de la caverna de casa de máquinas.

En la gráfica anterior, podemos observar como en la etapa de excavación uno, los desplazamientos son prácticamente cero en todo el perímetro de la excavación de casa de máquinas y conforme las excavaciones van avanzando los corrimientos hacia el interior de la caverna van aumentando hasta un valor máximo de 16.0 mm aproximadamente para la etapa 36; estos desplazamientos fueron registrados en la bóveda de casa de máquinas. Por otro lado en la pared de aguas arriba los corrimientos fueron de hasta 9.5 mm en la parte central de esta pared y de 8.6 mm en la pared aguas abajo, también registrados en la parte central de esta pared. Cabe hacer mención que en la gráfica 5, los desplazamientos máximos, se presentan en ambas paredes y en la bóveda.

Así mismo, en la grafica 6, se muestran los desplazamientos alrededor de la excavación de galería de oscilación desde la etapa de excavación uno (túnel central en la bóveda de casa de máquinas), hasta la etapa de excavación 36 (último banqueo de galería de oscilación).



Gráfica 6. Desplazamientos totales alrededor de la caverna de galería de oscilación.

Observando la gráfica 6, podemos decir que de la misma forma que para la casa de máquinas, en la etapa de excavación uno; los desplazamientos son cero, pero a medida que las excavaciones avanzan precisamente hacia el inicio de las excavaciones de galería de oscilación los desplazamientos en esta caverna aumentan, no en la misma proporción y magnitud que en la caverna de casa de máquinas. También en la galería de oscilación los desplazamientos de mayor magnitud se presentan tanto en la bóveda como en ambas paredes de la excavación con valores de alrededor de 13 mm en la bóveda y de 11 mm en la pared de aguas arriba; mientras que la pared de aguas abajo de galería de oscilación se registraron desplazamientos de aproximadamente 9.0 mm al final de las excavaciones de ambas cavernas.

Por lo que respecta a las zonas plastificadas, podemos decir que el proceso de rotura de las rocas es muy variado y complejo, englobando varios tipos de fenómenos de manera conjunta e interviniendo múltiples factores. Para el caso que nos ocupa, se presentan dos mecanismos de rotura (también llamado en los análisis por elementos finitos zonas plastificadas); el primero; denominado rotura por esfuerzo cortante, el cual se produce cuando una determinada superficie de la roca está sometida a esfuerzos de corte suficientemente altos como para que una cara de la superficie deslice con respecto a la otra. Este tipo de rotura se presenta en los techos de galerías, sobre hastiales rígidos y es el caso más habitual de rotura y el más importante.

El segundo tipo que se presenta, corresponde a la rotura por tensión; el cual se produce cuando la disposición y/o estructura del macizo rocoso hace que una cierta sección de la roca esté sometida a una tensión pura.

En la figura 29, se muestran las zonas plastificadas en torno a la excavación; donde se muestra claramente que existe una gran concentración de elementos plastificados (979 elementos plastificados) en la bóveda de casa de máquinas y en las paredes tanto de aguas arriba como aguas abajo de ambas cavernas. Es importante observar la influencia de las zonas plastificadas en el pilar de 24 m de ancho que divide ambas cavernas.

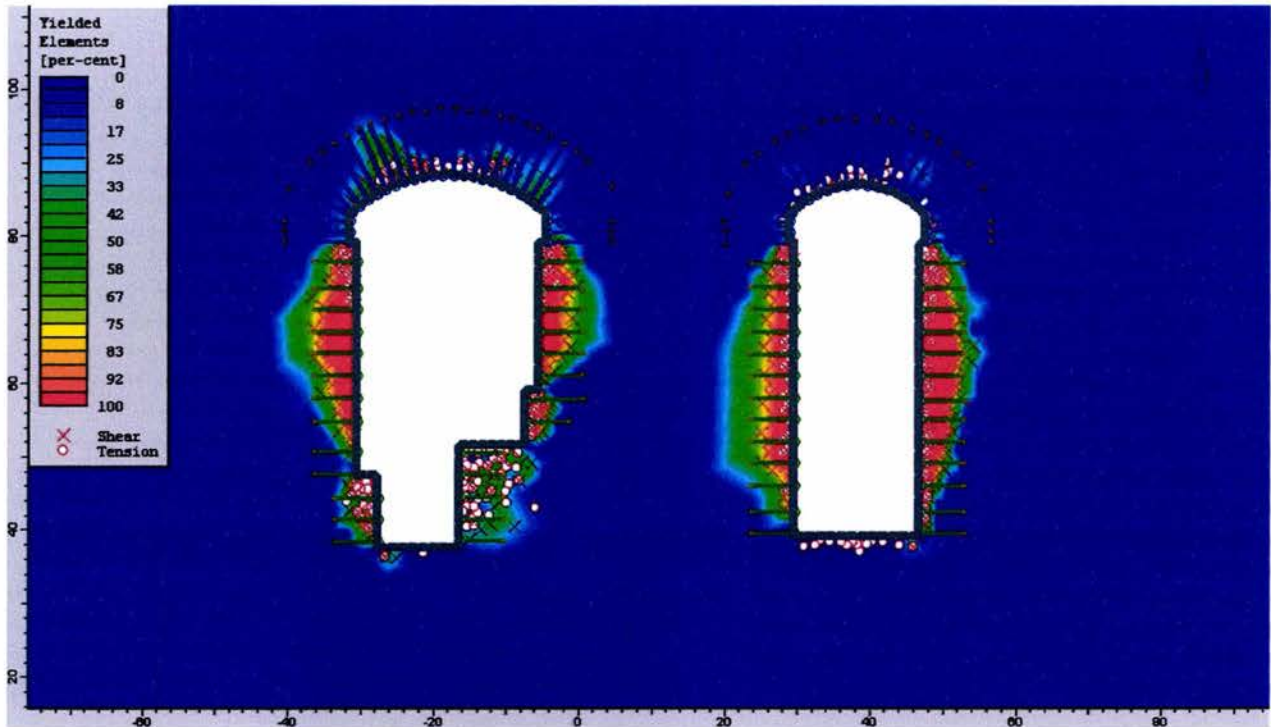


Figura 29. Zonas plastificadas alrededor de las excavaciones.

Los puntos marcados con cruces significan que están en rotura por esfuerzo cortante (cohesivo-friccionante), y son abundantes en las zonas de las paredes de ambas cavernas extendiéndose hasta la bóveda de casa de máquinas, aunque con menor intensidad. Así mismo los puntos marcados con un círculo blanco, significan rotura por tensión y son más abundantes y se encuentran pegados a los alrededores de las excavaciones, sobre todo en las bóvedas de ambas cavernas y en la pared aguas abajo de galería de oscilación donde se concentra el mayor número de elementos plastificados por tensión.

Por último, hablaremos de la redistribución de esfuerzos producida por la excavación de las cavernas de casa de máquinas y galería de oscilación. Como es sabido cuando se practica una excavación subterránea en un macizo rocoso, los esfuerzos que existían con anterioridad (estado de esfuerzos inicial), se perturban y se inducen nuevos esfuerzos en la roca en las inmediaciones de la excavación. En la figura 30, se muestra el estado de esfuerzos que guarda el macizo rocoso al término de las excavaciones de ambas cavernas, donde; se puede apreciar como los esfuerzos principales generados alrededor de ambas excavaciones distan de ser verticales u horizontales, ya que éstos siguen la forma de la excavación, lo cual se puede observar en la bóveda de ambas cavernas, donde se generan los mayores esfuerzos de tensión. También es importante notar que a una cierta distancia de las excavaciones, el terreno no sufre alteraciones visibles; por lo que, las trayectorias de esfuerzos no cambian su dirección ni magnitud en estas zonas. Así mismo, existe una concentración de esfuerzos en las esquinas formadas en las bóvedas y en los pisos de ambas cavernas.

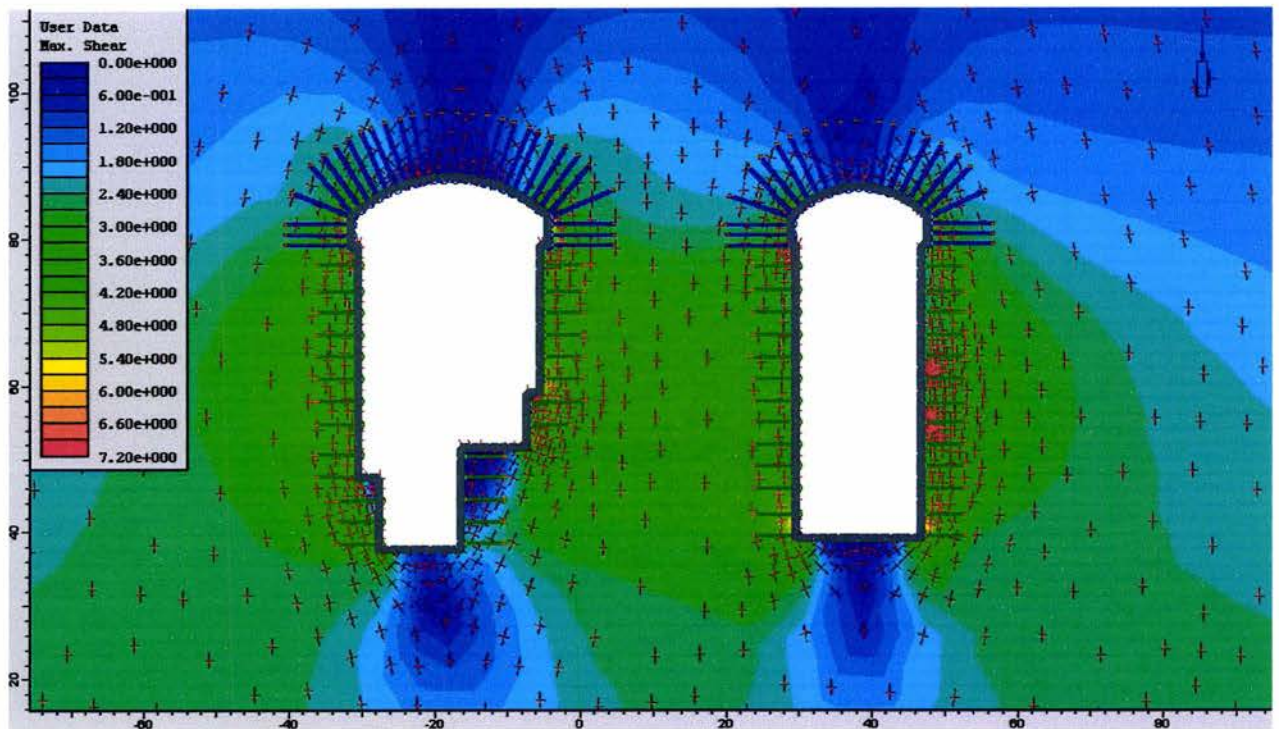


Figura 30. Trayectorias de esfuerzos y esfuerzo cortante máximo.

b) Resultados de los análisis de elementos finitos, empleando los tratamientos de construcción

Ahora analizaremos y comentaremos los resultados de los análisis en los cuales fueron empleados los tratamientos que finalmente se colocaron como resultado de las condiciones geológicas que fueron presentándose durante y a lo largo de las excavaciones de las cavernas de casa de máquinas y galería de oscilación. Es importante recordar que inicialmente en la etapa de proyecto se diseñó un tratamiento que consistía en colocar anclas de fricción de $\phi=1''$, 9 m de longitud y un patrón de 1.4 m para las bóvedas; mientras que para las paredes la longitud resultó ser de 6 m con un patrón de 3 m, adicionalmente se propuso colocar concreto lanzado con espesor de 15 cm, reforzado con malla electrosoldada. Debido a que durante las excavaciones primero de los banquetes de casa de máquinas y luego durante las excavaciones de galería de oscilación, los desplazamientos continuaban de una manera incontrolada, se decidió colocar más anclaje tanto en las cavernas como en las paredes de ambas cavernas, el cual consistió en anclas de fricción $\phi=1\ 1/2''$, 9 m de longitud y con un patrón de 1.4 m para las bóvedas; mientras que para las paredes de aguas arriba de las dos excavaciones, el anclaje aumentó de diámetro a $\phi=1\ 1/2''$ y longitud de 6 m con un patrón de 2 m y en las paredes de aguas abajo de las dos cavernas el anclaje fue de $\phi=1\ 1/2''$ y longitudes de 6,9,12,15 y 18 m, con un patrón de 2 m; precisamente con estos anclajes fueron realizados los análisis que a continuación se describen.

En la figura 31, se presentan los desplazamientos totales alrededor de la excavación de ambas cavernas, en esta figura se puede ver que los desplazamientos máximos resultantes son de 12 mm y se registran en la parte central de la bóveda de casa de máquinas, con lo cual se observa una disminución en los corrimientos de aproximadamente 4 mm, con respecto a los presentados

cuando se emplearon los tratamientos de proyecto. Por lo que respecta a las paredes de aguas arriba de ambas excavaciones, éstas registran corrimientos hacia el interior de 1.4 a 8.6mm, observándose también una disminución de hasta 4.6 mm. Por otro lado, la pared de aguas abajo de casa de máquinas muestra desplazamientos que van desde 1.1 mm en la parte baja de la pared hasta 8.4 mm en la zona superior de la misma, que comparados con los registrados con los corrimientos presentados utilizando los tratamientos iniciales, presenta una disminución de unos 3 mm. Finalmente la pared de aguas abajo de galería de oscilación presentó desplazamientos del orden de 1.8 mm, en la base y de 7.1 mm en la parte alta de esta pared.

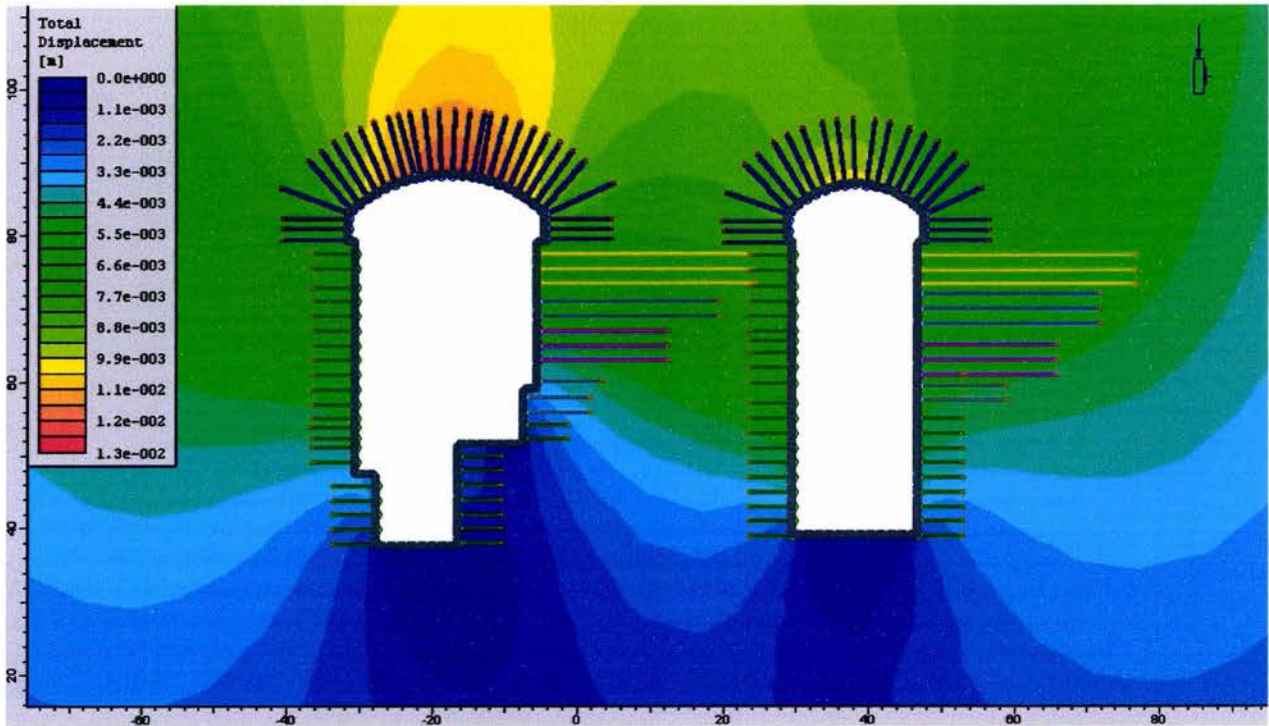


Figura 31. Desplazamientos totales alrededor de la excavación de ambas cavernas.

De igual forma que para la casa de máquinas, en la figura 32, se presentan las trayectorias de desplazamientos y la deformada de las excavaciones de las dos cavernas, donde podemos observar que los desplazamientos generados en el contorno de las excavaciones son hacia el interior de cada una de estas.

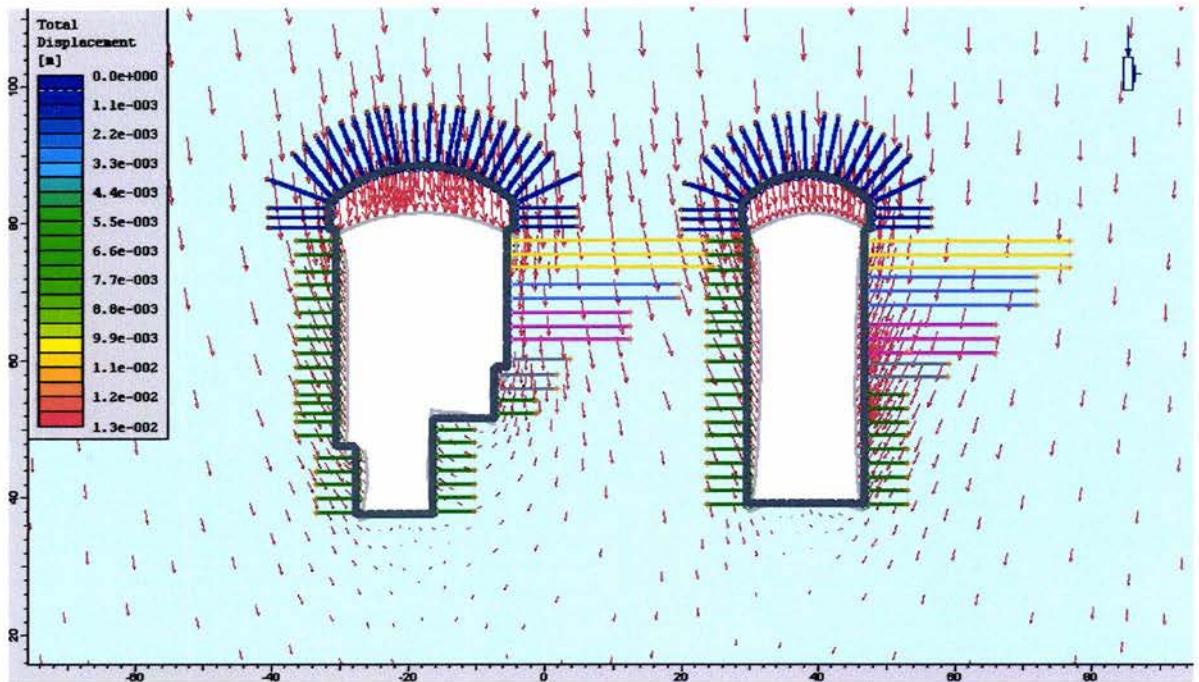
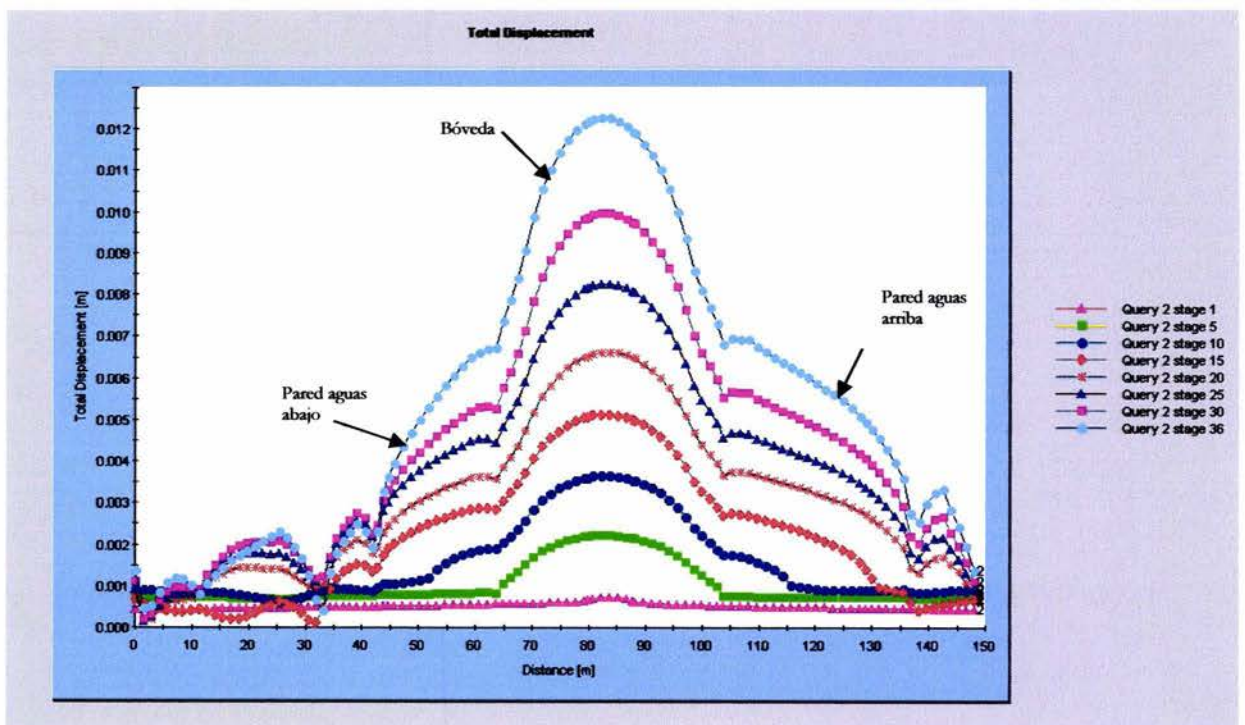


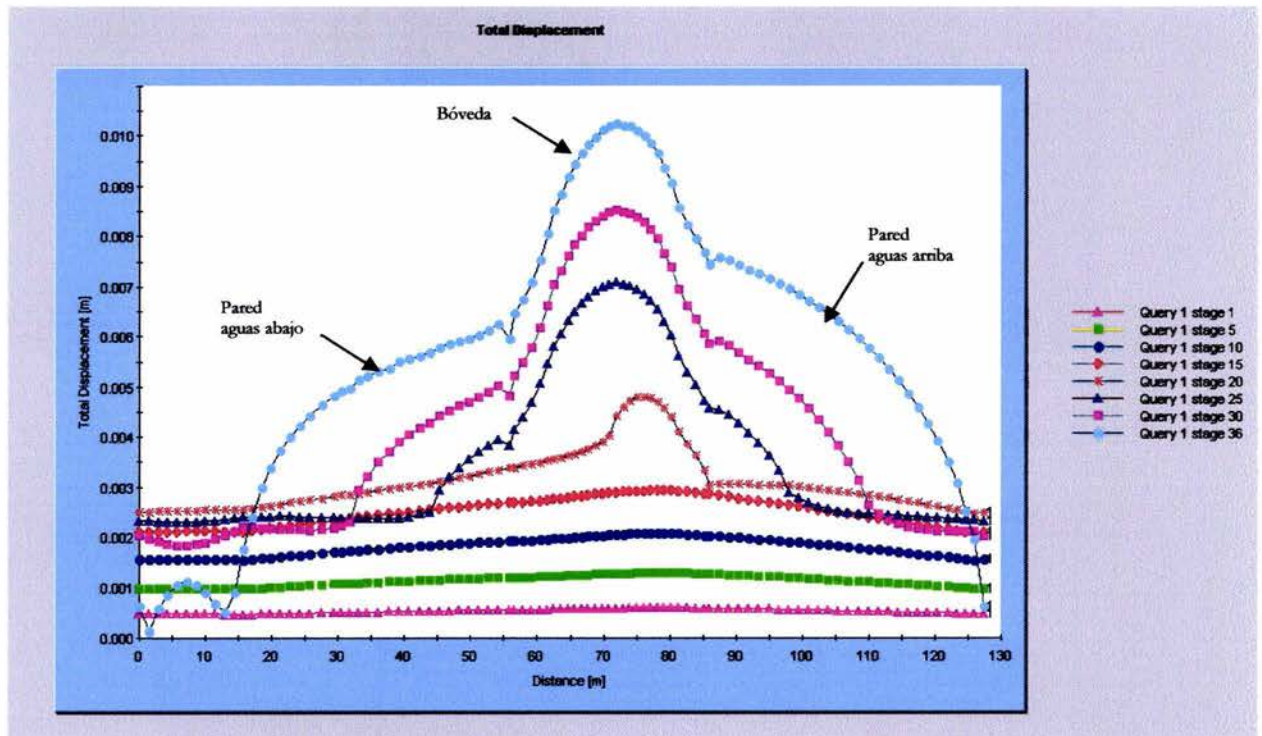
Figura 32. Trayectorias de desplazamientos y deformada de las excavaciones.

Como resultado en el incremento de los tratamientos iniciales, todos los desplazamientos en la periferia de la caverna de casa de máquinas disminuyeron considerablemente como se puede ver claramente en la grafica 7. En la misma gráfica, se observa como los desplazamientos mayores se presentaron nuevamente en la bóveda y en las paredes disminuyeron considerablemente.



Gráfica 7. Desplazamientos totales alrededor de la caverna de casa de máquinas.

Por otro lado, en la grafica 8, se muestran los desplazamientos alrededor de la excavación de la galería de oscilación, donde podemos ver que los corrimientos máximos hacia el interior de la excavación se presentan en la bóveda y son de aproximadamente 10 mm, más bajos que los presentados con los tratamientos de proyecto. Por lo que respecta a las paredes, como se mencionó anteriormente también disminuyeron alcanzando valores máximos de 8.6 mm para la pared de aguas arriba, y de 7.1 mm para la pared de aguas abajo.



Gráfica 8. Desplazamientos totales alrededor de la caverna de galería de oscilación.

Por lo que respecta a las zonas plastificadas, éstas se muestran en la figura 33; y como se mencionó en párrafos anteriores, corresponden a falla por esfuerzo cortante ó por tensión. Estas zonas plastificadas en torno a la excavación; se redujeron en un número importante como consecuencia de haber incrementado los tratamientos iniciales. Los elementos plastificados disminuyeron de 979 a 726 elementos, casi en un 26% fueron disminuidos éstos elementos.

Si observamos la figura 33, podemos apreciar como la concentración de elementos plastificados que existía en la bóveda de casa de máquinas y en las paredes tanto de aguas arriba como aguas abajo de ambas cavernas disminuyeron en un número importante y sobre todo la zona de influencia plastificada en el pilar central que divide ambas cavernas, disminuyó considerablemente.

De la misma forma que para el caso analizado anteriormente, los puntos marcados con cruces significan que están en rotura por esfuerzo cortante; mientras que los puntos marcados con un círculo blanco, significan rotura por tensión.

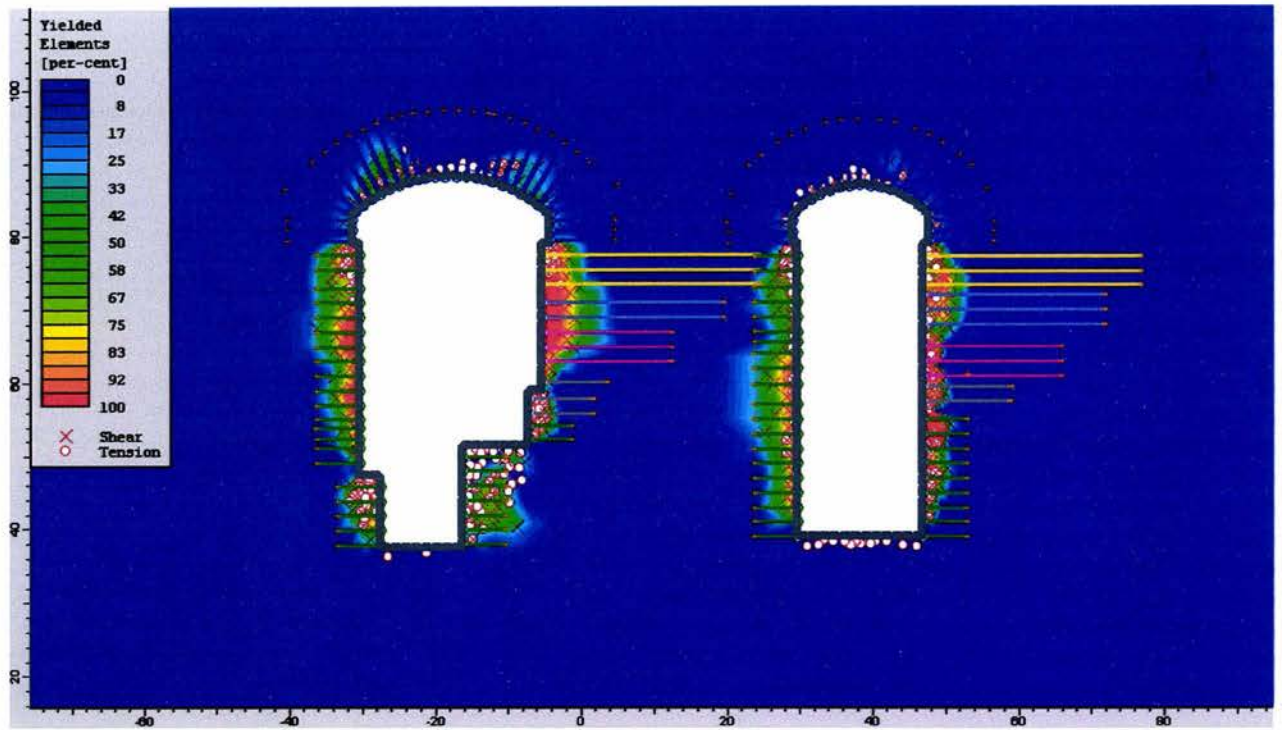


Figura 33. Zonas plastificadas alrededor de las excavaciones.

Finalmente, en la figura 34 se muestra la redistribución de esfuerzos producida por la excavación de las cavernas tanto de casa de máquinas como de galería de oscilación; donde podemos observar que el estado de esfuerzos que guarda el macizo rocoso al término de las excavaciones de ambas cavernas, es en cierta forma normal, ya que; se aprecia como los esfuerzos principales generados alrededor de ambas excavaciones tratan de seguir la forma del contorno de la excavación. Así mismo, se observa como a una cierta distancia de las excavaciones, el terreno no sufre alteraciones visibles; por lo que, las trayectorias de esfuerzos no cambian su dirección ni magnitud en estas zonas.

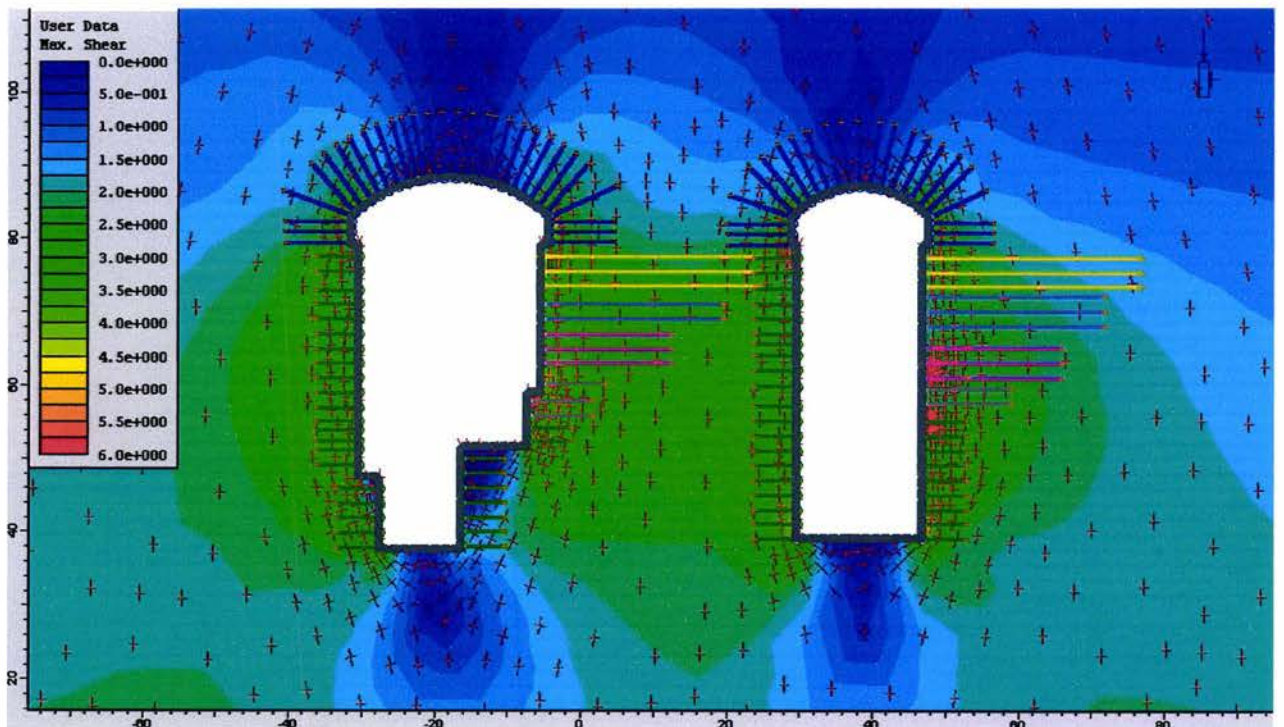


Figura 34. Trayectorias de esfuerzos y esfuerzo cortante máximo.

c) Estudio de sensibilidad para determinar los parámetros mecánicos del macizo rocoso

La estabilidad de una excavación subterránea depende de las condiciones estructurales que se encuentran en el macizo y también de la relación que existe entre los esfuerzos en la roca y su resistencia. También es sabido que en excavaciones profundas, como es el caso de la casa de máquinas y galería de oscilación; su estabilidad depende casi totalmente del comportamiento del macizo en relación con el campo de esfuerzos inducidos alrededor de las cavidades.

Es importante recordar que en los análisis por elementos finitos realizados en el presente trabajo, se empleo el criterio de rotura de Hoek y Brown, el cual es válido para macizos rocosos isótropos, y tiene en cuenta los factores que determinan la rotura de un medio rocoso a gran escala, como son la no linealidad con el nivel de esfuerzos, la influencia del tipo de roca y del estado del macizo, la relación entre la resistencia a la compresión y a la tensión y la disminución del ángulo de fricción con el aumento del esfuerzo de confinamiento.

Como ya se mencionó anteriormente, el criterio de Hoek y Brown emplea para determinar la resistencia del macizo, la expresión (5):

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sqrt{m \cdot \sigma_c \cdot \sigma_3 + s \cdot \sigma_c^2}$$

Donde:

σ_1 y σ_3 , son los esfuerzos principales mayor y menor en rotura

σ_c es la resistencia a compresión simple de la matriz rocosa

m y s , son constantes adimensionales que dependen de las propiedades del macizo rocoso, del tipo de roca y de la frecuencia y características de las discontinuidades.

Y precisamente, con objeto de obtener parámetros mas cercanos a la realidad de E_m , σ_c , m y s para el macizo rocoso en el cual fueron alojadas las cavernas de casa de máquinas y galería de oscilación; a continuación se efectuará un estudio paramétrico en el cual se varían estos parámetros, tratando de llegar a los desplazamientos medidos antes de estabilizarse las cavernas, los cuales no debemos olvidar que son corrimientos debidos a esfuerzos cortantes a través de las discontinuidades; cuyas intersecciones formaron las cuñas descritas en capítulos anteriores. Tampoco debemos olvidar que las deformaciones calculadas en los análisis por elementos finitos son elásticas; por lo que éstas serán de menores magnitudes a las medidas en los diferentes extensómetros instalados.

Para estimar los rangos de posible variación de los parámetros antes mencionados, el estudio de sensibilidad se hizo partiendo de los valores propuestos en el modelo geomecánico, mismos que también aparecen en la tabla 27 y los cuales se fueron variando hasta determinar desplazamientos aproximados a los registrados en la instrumentación; sin olvidar, que jamás serán iguales los corrimientos calculados a los medidos. Es importante mencionar que el pilar central de 24 m de espesor que divide ambas cavernas, aunque es un material ubicado dentro de la misma Unidad geotécnica, denominada Aguamilpa; presenta condiciones muy diferentes tanto de resistencia como de deformabilidad al resto del macizo rocoso, debido a la decompresión del terreno sufrida por la excavación de las obras y la proximidad existente entre éstas; además de que no debemos

olvidar que la deformabilidad depende en gran parte de la condición de esfuerzos que guarda la masa rocosa antes de iniciar la excavaciones.

Para cumplir con los objetivos, se utilizó la misma malla de elementos finitos que se empleó en los anteriores análisis, efectuándose varias corridas utilizando diferentes combinaciones de los parámetros E_m , σ_c , m y s , generándose los resultados que a continuación se describen.

En la tabla 27, se muestran los parámetros empleados en los análisis con tratamientos antes y después de construcción y los resultantes de los análisis paramétricos; en los cuales se utilizaron los tratamientos colocados durante la construcción; que muy probablemente son los que tendría el macizo rocoso que alojó la casa de máquinas y la galería de oscilación.

Parámetro	AGUAMILPA (Tua)	
	ANÁLISIS CONVENCIONALES	ANÁLISIS PARAMÉTRICOS
E	15.0×10 ³ a 25.0×10 ³ (MPa)	27.0×10 ³ a 29.0×10 ³ (MPa)
σ_c	77.0 (MPa)	77.0 (MPa)
M_b	2.38	2.954
s	0.0022	0.0019
ν	0.32	0.32
K_0	0.33	0.50
γ_w	26.3 (kN/m ³)	26.3 (kN/m ³)
γ_s	23.5 (kN/m ³)	23.5 (kN/m ³)

Tabla 27. Parámetros utilizados en los análisis por elementos finitos.

Observando la tabla anterior, podemos ver que en los rangos de los módulos de deformabilidad empleados en los análisis convencionales y los utilizados en los análisis paramétricos, existe una diferencia y que los demás parámetros prácticamente son los mismos; por lo que podemos decir que se trata de un macizo rocoso de gran rigidez, que por lo general mostró un comportamiento más tendiente a lo frágil, o quasi-frágil, que a lo plástico.

Además debido a la poca deformabilidad que presentó el macizo rocoso y a la profundidad a la que se excavaron las cavernas, no se cree que los estados deformacionales alcanzados por la excavación hayan jugado un papel importante en la estabilidad de la obra. Dicha estabilidad, estuvo regida por mecanismos potenciales preexistentes en la masa rocosa y que están fundamentalmente definidos por la estructura fracturada de la roca; además de que las diferentes familias de discontinuidades presentes, se encontraron abiertas y en ocasiones rellenas de arcilla o limo y si le aunamos el fenómeno de decompresión asociado a cada avance de la excavación, que seguramente abrió los sistemas de juntas y al debilitarlos, tuvo como consecuencia un rápido aflojamiento de las zonas cercanas a las cavernas que presentaron estados de esfuerzos críticos. Los mecanismos de debilidad que se generaron en el entorno de las excavaciones tuvieron direcciones preferenciales coincidentes con los sistemas de discontinuidad, los cuales dieron lugar a la formación de varias cuñas potencialmente inestables con salida hacia las excavaciones de ambas cavernas.

Como resultados de los análisis de sensibilidad efectuados, podemos comentar que en la bóveda de casa de máquinas se determinaron corrimientos hacia el interior de la caverna de hasta 3.5 mm (ver figura 35), los cuales si los comparamos con los detectados en los aparatos de medición instalados durante la construcción, que registraron desplazamientos que iban desde 0.5 mm hasta

5.5 mm aproximadamente y se estabilizaron después de la excavación; éstos últimos son mayores, debido a que las deformaciones elásticas son menores a los desplazamientos producidos por esfuerzos cortantes en las discontinuidades.

En la figura 35, se muestran los desplazamientos totales; mientras que en la tabla 28, se muestra una comparativa de los desplazamientos resultantes con los análisis utilizando los tratamientos de proyecto, los tratamientos colocados durante la construcción y los obtenidos con los análisis paramétricos.

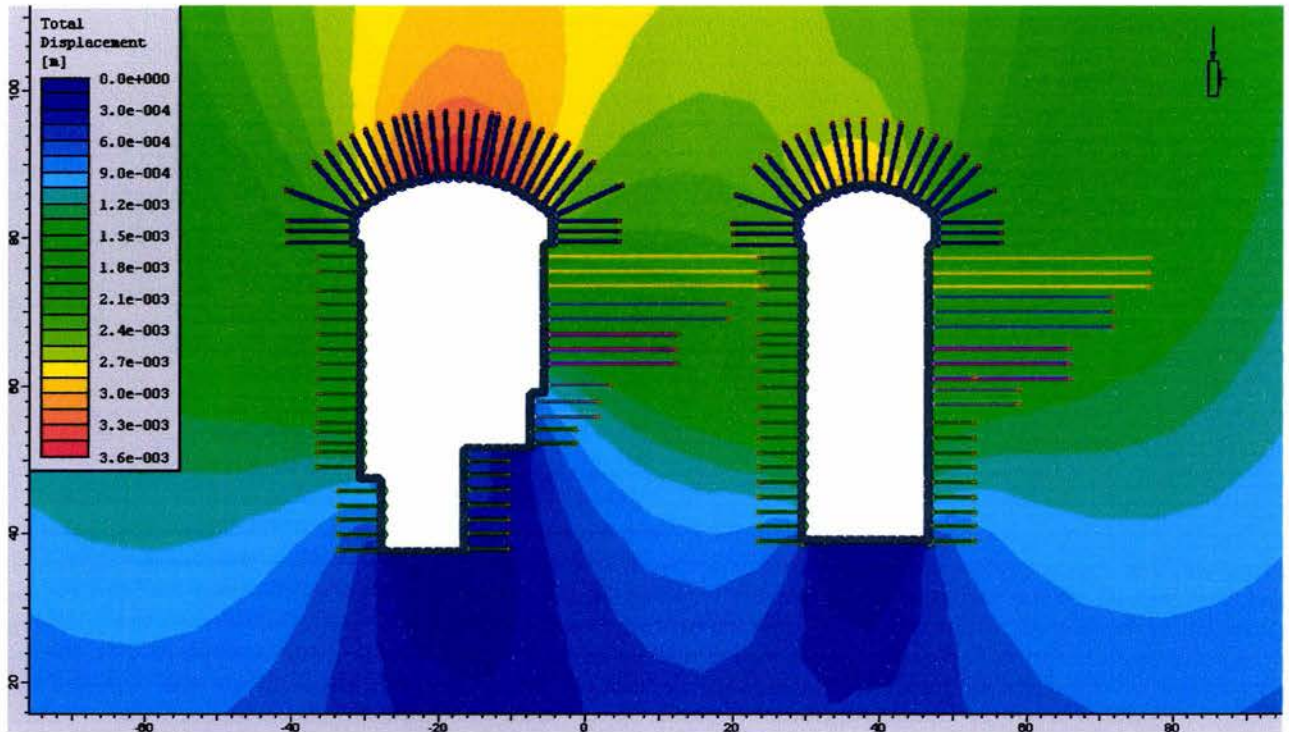


Figura 35. Desplazamientos totales al final de la excavación de las cavernas de casa de máquinas y galerías.

ESTRUCTURA	ZONA	DESPLAZAMIENTOS (mm)			
		Análisis con tratamientos de proyecto	Análisis con tratamientos empleados en construcción	Análisis paramétricos, con tratamientos empleados en construcción	Obtenidos con la instrumentación
CASA DE MÁQUINAS	bóveda	16.0	12.0	3.5	0.5 a 5.5
	Pared aguas arriba	1.8 a 11.0	1.4 a 8.6	0.4 a 2.4	10.0 a 12.0
	Pared aguas abajo	1.3 a 11.0	1.0 a 8.4	0.2 a 2.4	10.0 a 16.0
GALERÍA DE OSCILACIÓN	bóveda	13.0	10.0	3.0	1.0 a 3.7
	Pared aguas arriba	2.5 a 11.0	1.9 a 8.6	0.9 a 2.5	5.2 a 8.0
	Pared aguas abajo	3.1 a 9.2	1.8 a 7.1	0.6 a 2.1	1.7 a 4.1

Tabla 28. Desplazamientos obtenidos con los análisis por elementos finitos y los registrados con la instrumentación instalada.

Si observamos la tabla 28, podemos ver que los desplazamientos obtenidos mediante los diferentes análisis, tanto en la bóveda como en ambas paredes de casa de máquinas y galería de oscilación disminuyeron cuando se incremento el sistema de tratamiento durante la construcción y llegaron a valores de apenas 3.5 mm cuando se aumentaron las propiedades elásticas del macizo rocoso. Por otro lado, podemos ver claramente que los corrimientos detectados con la instrumentación son en la mayoría de los casos mayores a los obtenidos mediante los análisis. También podemos ver que para ambas cavernas, los desplazamientos en la clave, obtenidos con los análisis paramétricos son muy parecidos con los determinados con la instrumentación, no así en las paredes, donde se aprecian grandes diferencias.

En la misma tabla 28, se aprecia que en las paredes de ambas cavernas los desplazamientos son mucho mayores a los registrados en la bóveda, esto debido a los esfuerzos tectónicos y probablemente a la presencia de agua.

Es importante mencionar que en éstos análisis paramétricos, se presenta el mismo fenómeno de influencia de las etapas de excavación subsecuentes, donde los corrimientos presentados en las primeras etapas de excavación aumentan conforme se van excavando las siguientes etapas constructivas.

Por lo que respecta a las zonas plastificadas, en la figura 36 se muestran las zonas en rotura en torno a las excavaciones de ambas cavernas; donde se observa una clara disminución de éstas, ya que para los primeros análisis efectuados (tratamientos iniciales), los elementos plastificados eran de 979, con los tratamientos empleados durante construcción las zonas plastificadas disminuyeron a 726 elementos y finalmente como resultado de los análisis paramétricos las zonas plastificadas fueron de 295, es decir; que disminuyeron en un 70% desde la utilización de los tratamientos iniciales y de un 60% con respecto a las zonas plastificadas resultantes con las aplicación de los tratamientos empleados durante la construcción.

Así mismo, si observamos la figura 36; podemos ver que las zonas plastificadas que existían tanto en la bóveda como en las paredes de ambas cavernas prácticamente desaparecieron y los pocos elementos plastificados se concentran en las esquinas de las paredes, sobre todo de casa de máquinas.

Es importante recordar que los puntos marcados con cruces significan que están en rotura por esfuerzo cortante y los marcados con círculo blanco, significan rotura por tensión.

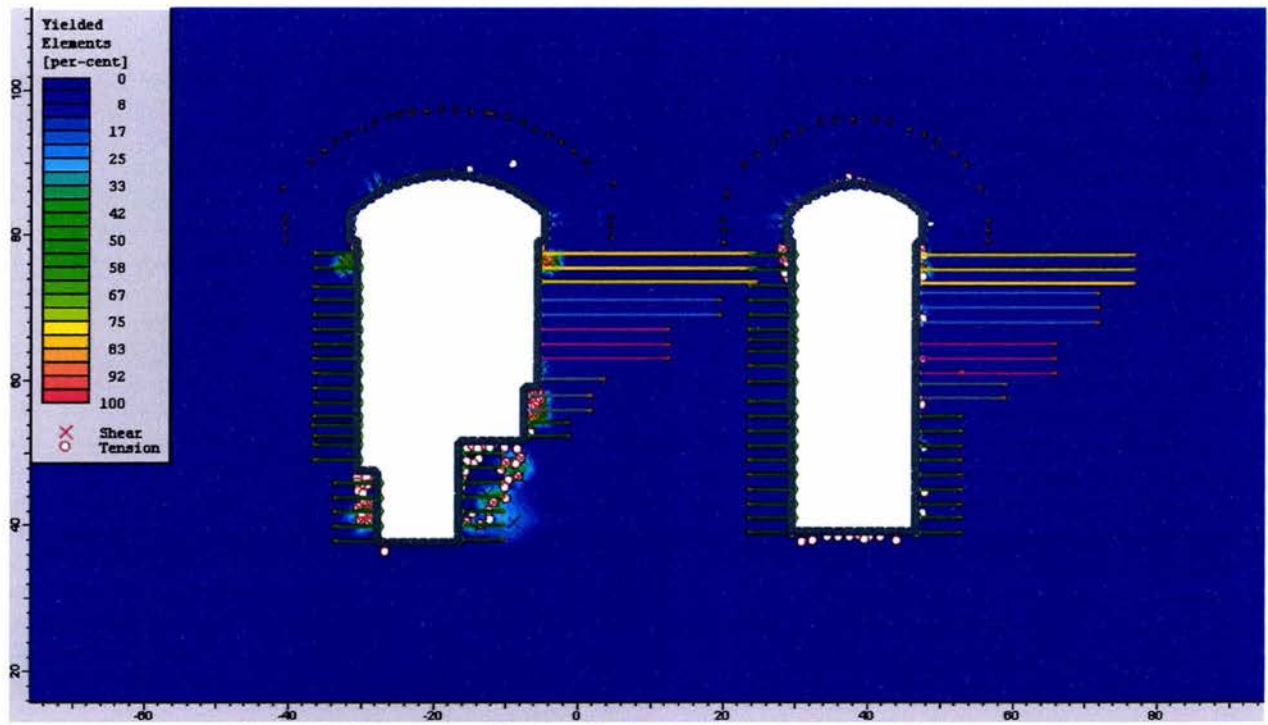


Figura 36. Zonas plastificadas alrededor de la excavación de las cavernas.

ESTA TESIS NO SALE
DE LA BIBLIOTECA

VI. Conclusiones

La clasificación de los macizos rocosos con fines geotécnicos, tiene como finalidad obtener parámetros geomecánicos para su empleo en el diseño y proyecto de obras subterráneas. Los macizos rocosos como medios discontinuos, presentan un comportamiento geomecánico complejo que, de una forma “simplificada”, puede ser estudiado y caracterizado en función de algunos parámetros y características.

Con este objetivo surgieron las clasificaciones geomecánicas, que aportan mediante la observación directa de las características de los macizos rocosos y la realización de ensayos de laboratorio (resistencia a compresión simple), índices de calidad relacionados con los parámetros geomecánicos del macizo.

Las clasificaciones geomecánicas más utilizadas en la actualidad son precisamente, las empleadas en esta tesis, el RMR desarrollada por Bieniawski en 1973, con actualizaciones en 1979 y 1989 y la Q desarrollada por Barton, Lien y Lunde en 1974; ambas constituyen un procedimiento para la caracterización de los macizos rocosos a partir de los levantamientos geológicos y de la toma de datos en los afloramientos y los sondeos. También pueden estimarse los parámetros de resistencia y deformabilidad.

Las clases de macizos rocosos que se obtienen con las clasificaciones geomecánicas, se refieren a las condiciones previas a la excavación, en la cual se debe destacar la presencia de estructuras o zonas geológicas importantes, como fallas, pliegues u otras estructuras tectónicas, discordancias, zonas importantes de alteración o de afluencia de agua, etc., y omitir o minimizar alguna de estas características podría conducir a una caracterización del macizo rocoso errónea.

La principal ventaja de las clasificaciones geomecánicas es que proporcionan una estimación inicial de los parámetros mecánicos del macizo rocoso a bajo costo y de una forma rápida y sencilla. No obstante, debe ser considerada la excesiva simplificación que suponen a la hora de trabajar con macizos rocosos blandos, tectonizados y alterados, para los que, por lo general, sobrevaloran las propiedades mecánicas y resistentes, sin tener en cuenta aspectos importantes como la deformabilidad y la presencia de agua en los macizos. Estas limitaciones deben ser consideradas al aplicar las clasificaciones, debiendo interpretar los resultados con amplio criterio y siempre con base en el conocimiento de las propiedades y del comportamiento geomecánico de los diferentes tipos de macizos rocosos.

Por último, es importante mencionar que el uso generalizado de las clasificaciones geomecánicas desde la década de los setenta, es una prueba evidente de su utilidad, aportando un nuevo concepto al análisis y a la caracterización de los macizos rocosos. Sin embargo, se han encontrado numerosos túneles, con diferencias apreciables entre los tratamientos recomendados por las clasificaciones y los aplicados en obra, tal es el caso del Proyecto Hidroeléctrico Aguamilpa; por lo que, la aplicación de las clasificaciones geomecánicas no debe constituir una rutina, sino que se requiere contar con un buen juicio geotécnico y un criterio en ingeniería geológica para su utilización.

Por lo anterior, debemos considerar que el único recurso con el que se cuenta en la etapa de estudios previos a la obra, es la posibilidad de establecer hipótesis y con ellas realizar análisis de sensibilidad y recomendar que durante la construcción de la obra subterránea se lleve un

seguimiento geotécnico muy riguroso, que incluya, tanto una continua cartografía y análisis de las condiciones de la roca, como una campaña de instrumentación adecuada y que los modelos geomecánicos de proyecto o anteproyecto, se actualicen hasta adaptarlos a la realidad que se está presentando.

Finalmente y considerando lo anteriormente expuesto, es fundamental comprender que en un proyecto, más que presentar números exactos sobre cuánto va a deformar la excavación subterránea o qué extensión exacta tendrá la zona perturbada, se deben establecer órdenes de magnitud, se deben establecer hipótesis sobre cuales serán las particularidades del comportamiento del macizo según su naturaleza y sobre todo, se debe ser conciente de todas las incertidumbres que existen, exponerlas y analizar la influencia que pueden tener las variables con las que éstas están relacionadas. El estudio geotécnico de una excavación subterránea nunca se podrá considerar completo hasta que, una vez dentro del macizo, se redefinan las condiciones geotécnicas y se estudie el comportamiento de la excavación a través de una rigurosa campaña de instrumentación, para más tarde replantear y retroalimentar los modelos de cálculo.

Por lo que respecta a los análisis por elementos finitos, cabe recordar que se realizaron dos series de corridas de análisis; la primera correspondió a la modelación de las cavernas empleando los sistemas de tratamientos determinados en proyecto y en la segunda corrida se emplearon los sistemas de tratamiento colocados durante construcción.

Como resultado de estos análisis, podemos decir que debido al incremento de los tratamientos iniciales, todos los desplazamientos en la periferia de las cavernas de casa de máquinas y galería de oscilación disminuyeron considerablemente, observándose que los desplazamientos mayores se presentaron en la bóveda de ambas cavernas.

Por lo que respecta a las zonas plastificadas, se redujeron en un número importante como consecuencia de haber incrementado los tratamientos iniciales. Los elementos plastificados disminuyeron en un 26%.

Posteriormente, se efectuó un análisis paramétrico con objeto de obtener parámetros mas cercanos a la realidad de E_m , σ_c , m y s para el macizo rocoso en el cual fueron alojadas las cavernas de casa de máquinas y galería de oscilación, para tal efecto se realizó un estudio paramétrico en el cual se variaron estos parámetros, tratando de llegar a los desplazamientos (medidos durante la obra) antes de que se estabilizaran las cavernas, los cuales no debemos olvidar que son corrimientos debidos a esfuerzos cortantes a través de las discontinuidades, cuyas intersecciones formaron cuñas; tampoco debemos pasar por alto que las deformaciones calculadas en los análisis por elementos finitos son elásticas, por lo que éstas resultaron de menores magnitudes a las medidas en los diferentes extensómetros instalados.

El estudio de sensibilidad se hizo partiendo de los valores propuestos en el modelo geomecánico, los cuales se fueron variando hasta determinar desplazamientos aproximados a los registrados en la instrumentación; sin olvidar, que jamás serán iguales los corrimientos calculados a los medidos.

También debemos considerar que el pilar central que divide ambas cavernas, aunque es un material ubicado dentro de la misma Unidad geotécnica, presenta condiciones muy diferentes tanto de resistencia como de deformabilidad al resto del macizo rocoso, debido a la decompresión del terreno sufrida por la excavación de las obras y por consiguiente la apertura de

discontinuidades, la proximidad existente entre éstas; además de que la deformabilidad depende en gran parte de la condición de esfuerzos que guarda la masa rocosa antes de iniciar la excavaciones.

Como resultado de los análisis paramétricos podemos decir que, debido a la poca deformabilidad que presentó el macizo rocoso y a la profundidad a la que se excavaron las cavernas, no se cree que los estados deformacionales alcanzados por la excavación hayan jugado un papel importante en la estabilidad de la obra. Dicha estabilidad, estuvo regida por mecanismos potenciales preexistentes en la masa rocosa y que están fundamentalmente definidos por la estructura fracturada de la roca; además de que las diferentes familias de discontinuidades presentes, se encontraron abiertas y rellenas de arcilla o limo y si a esto le aunamos el fenómeno de decompresión asociado a cada avance de la excavación, que seguramente abrió los sistemas de juntas y al debilitarlos, tuvo como consecuencia un rápido aflojamiento de las zonas cercanas a las cavernas que presentaron estados de esfuerzos críticos. Los mecanismos de debilidad que se generaron en el entorno de las excavaciones tuvieron direcciones preferenciales coincidentes con los sistemas de discontinuidad, los cuales dieron lugar a la formación de varias cuñas potencialmente inestables con salida hacía las excavaciones de ambas cavernas.

Referencias

- Moreno, G. S. y Soto, G. M. A., 1994, "Monografía Geológica Proyecto Hidroeléctrico Aguamilpa, Nay.", CFE, Superintendencia de Estudios de Zona Pacífico Norte.
- México 1991, "Proyecto Hidroeléctrico Aguamilpa, Nay.", CFE, Gerencia Técnica de Proyectos Hidroeléctricos.
- Conde, A. R. A. y Moreno, G. S., Mayo de 1991, "Condiciones Geológico – Estructurales Existentes en la Caverna de Casa de Máquinas y Galería de Oscilación", CFE, Informe Interno.
- Espinosa, G. L. y Moreno, G. S., Mayo de 1992, "Diversion Tunnels at Aguamilpa Dam", Memoria del Congreso Internacional Hacia Nuevos Mundos en Túneles, Acapulco, Gro.
- Herrera, C. R., Cañete, L. y Bahena, J. A., Mayo de 1992, "Hidroeléctrica Aguamilpa, Aspectos de Mecánica de Rocas", Memoria del Congreso Internacional Hacia Nuevos Mundos en Túneles, Acapulco, Gro.
- Garrido, U. J. L., Lugo, I. T., Moreno, G. S. y Aramburu, P. V., Febrero 1990, "Geología Estructural Aplicada a la Excavación de la Casa de Máquinas, P.H. Aguamilpa, Nay.", CFE, Departamento de Geología GEIC, Informe interno.
- Lugo, I. T., 1998, "Análisis Estructural para la Definición de Bloques y Cuñas en la Excavación de Casa de Máquinas del P.H. Aguamilpa", CFE, Dpto. de Geología, Informe Interno.
- Ramos, S. A., Moreno, G. S. y Valencia, C. J. L., Septiembre de 1998, "Características Geológicas de Cuatro Alternativas de Casa de Máquinas del P.H. Aguamilpa, Nay.", CFE, Informe Interno.
- 1990, "Procedimiento de Excavación y Soporte de la Casa de Máquinas y Caverna de Oscilación", CFE, Informe Interno (90-25-GR) GIEyC.
- López, J. C., Mayo de 1997, "Manual de Túneles y Obras Subterráneas", Entorno Gráfico, S.L., Madrid.
- López, J. C., 1998, "Ingeo Túneles", Entorno Gráfico, S.L., Madrid.
- Hoek, B/E.T.Brown, 1980, "Excavaciones Subterráneas en Roca", McGraw-Hill.
- Cermeño, L. B., Abril de 1995, "Informe del Comportamiento Registrado en los Extensómetros de Barra Instalados en la C.H. Aguamilpa, Nay.", CFE, Dpto. de Instrumentación, Informe Interno.
- Alberto, A. A., Lugo, I. T., Maycotte, J., Navarro, C. J. y Ortega, M. J., Diciembre de 1983, "Aspectos Geológico – Ingenieriles del P.H. Aguamilpa, Alt. Colorines, Diseño Materiales Graduados, Elev. 230", CFE, Gerencia de Proyectos Hidroeléctricos, Informe Interno.
- González de V. L. I., et. al., 2002, "Ingeniería Geológica", Prentice may.