



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA
DE MEXICO

86
ZES

FACULTAD DE INGENIERIA

DIVISION DE INGENIERIA CIVIL, TOPOGRAFICA
Y GEODESICA

CONSTRUCCION DE LAS OBRAS DE DESVIO DEL
PROYECTO HIDROELECTRICO AGUAMILPA

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:

I N G E N I E R O C I V I L

P R E S E N T A :

LUIS ENRIQUE HERRERA DEL CANTO



MEXICO, D. F.

1995

FALLA DE ORIGEN

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**



Universidad Nacional
Autónoma de México

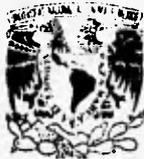


UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

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.



UNIVERSIDAD NACIONAL
AVENIDA DE
MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA
DIRECCION
60-1-072/94

Señor
LUIS ENRIQUE HERRERA DEL CANTO
Presente.

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor **ING. HECTOR GARCIA GUTIERREZ**, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de **INGENIERO CIVIL**.

**"CONSTRUCCION DE LAS OBRAS DE DESVIO DEL PROYECTO HIDROELECTRICO
AGUAMILPA"**

- I. DESCRIPCION GENERAL DEL PROYECTO
- II. ESTUDIOS PREVIOS PARA EL DISEÑO Y LA CONSTRUCCION
- III. CONSTRUCCION DE TUNELES
- IV. CONSTRUCCION DE LUMBRERAS
- V. CIERRE FINAL
- VI. CONCLUSIONES

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Cd. Universitaria, a 28 de abril de 1994.
EL DIRECTOR.

ING. JOSE MANUEL COVARRUBIAS SOLIS

H. JMCS/RCR*nil

**A MIS PADRES, CON CARÍNO, RESPETO
Y GRATITUD POR TODO EL APOYO QUE
SIEMPRE ME HAN BRINDADO.**

**A MI MEJOR AMIGA Y MI ESPOSA, NORMA
QUIEN CON SU APOYO, PACIENCIA Y AMOR
ME AYUDA A SEGUIR ADELANTE.**

***" A MEDIDA QUE ENVEJECEMOS
MAS NOS COMPRENDEMOS "***

**A MI PEQUEÑA CYNTHY, POR DARMELA LA
OPORTUNIDAD DE VERLA CRECER.**

**A MIS HERMANOS, JUAN MANUEL, CARLOS,
GABY Y ELENA POR SOPORTAR MIS MALOS
MOMENTOS.**

C O N T E N I D O

PROLOGO (viii)

1 DESCRIPCION GENERAL DEL PROYECTO (1).

- 1.1 INTRODUCCION (1).
- 1.2 DESCRIPCION DE LAS OBRAS (3).
 - 1.2.1 Obras de Contención (3).
 - 1.2.2 Obras de Generación (3).
 - 1.2.3 Obras de Excedencias (3).
 - 1.2.4 Obras de Desvío (5).
- 1.3 OBRAS DE DESVIO (5).
 - 1.3.1 Finalidad (5).
 - 1.3.2 Descripción General (5).
- 1.4 PROYECTO DE LAS OBRAS DE DESVIO (8).
 - 1.4.1 Proyecto original (8).
 - 1.4.2 Modificaciones de proyecto y estructuras adicionales (8).

2 ESTUDIOS REALIZADOS PARA EL DISEÑO Y LA CONSTRUCCION (12).

- 2.1 INTRODUCCION (12).
- 2.2 ELEMENTOS QUE INTERVIENEN EN LA SELECCION DEL TIPO DE OBRA DE DESVIO (12).
- 2.3 CARACTERISTICAS DE DISEÑO PRELIMINARES (12).
- 2.4 ESTUDIOS HIDROLOGICOS (13).
 - 2.4.1 El Río Santiago (13).
 - 2.4.2 Parámetros para la definición del proyecto de las obras de desvío (16).
 - 2.4.3 Datos hidrológicos del proyecto (18).
- 2.5 ESTUDIOS GEOLOGICOS (19).
 - 2.5.1 Estudios Previos (19).
 - 2.5.2 Geología del Sitio (19).
- 2.6 ESTUDIOS GEOTECNICOS (30).
 - 2.6.1 Antecedentes (30).
 - 2.6.2 Criterios de diseño del anclaje (30).
- 2.7 PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO RECOMENDADO (33).

3 CONSTRUCCION DE TUNELES (34).

- 3.1 INFRAESTRUCTURA Y AVANCES LOGRADOS POR C.F.E. (34).
 - 3.1.1 Vialidades (34).
 - 3.1.2 Túnel crucero (34).
 - 3.1.3 Avances logrados por la Comisión Federal de Electricidad mediante Administración Directa (38).
- 3.2 METODO DE EXCAVACION (38).
 - 3.2.1 Descripción general del método (38).
 - 3.2.2 Portales de entrada y salida (1a. y 3a. etapas) (42).
 - 3.2.3 Excavación de la media sección superior (2a. etapa) (45).
 - 3.2.4 Excavación de la media sección inferior (4a. etapa) (62).
- 3.3 ASPECTO GEOLOGICO (65).
 - 3.3.1 Portales de entrada (65).
 - 3.3.2 Túneles (66).

- 3.3.3 Portales de salida (67).
- 3.4 EMERGENCIAS PRESENTADAS (67).
 - 3.4.1 Durante la excavación (67).
 - 3.4.2 Durante la operación (70).
- 3.5 REHABILITACION DE TUNELES DE DESVIO (71).
 - 3.5.1 Antecedentes (71).
 - 3.5.2 Volumen de obra a ejecutar (71).
 - 3.5.3 Programa de ejecución de obra (72).
 - 3.5.4 Procedimientos constructivos (72).

4 CONSTRUCCION DE LUMBRERAS (77).

- 4.1 INTRODUCCION (77).
 - 4.1.1 Definición (77).
 - 4.1.2 El por qué de las lumbreras (77).
 - 4.1.3 Avances logrados por la Comisión Federal de Electricidad mediante Administración Directa (77).
- 4.2 DESCRIPCION GENERAL DEL METODO DE EXCAVACION (78).
 - 4.2.1 Generalidades sobre los métodos tradicionales de excavación de lumbreras (78).
 - 4.2.2 Descripción del método de excavación de las lumbreras para obturadores de cierre provisional y de cierre final (83).
- 4.3 LUMBRERA DE CIERRE PROVISIONAL No.1 (91).
 - 4.3.1 Características generales (91).
 - 4.3.2 Características geológicas (93).
 - 4.3.3 Procedimiento de excavación (93).
 - 4.3.4 Problemas de estabilidad (97).
- 4.4 LUMBRERA DE CIERRE PROVISIONAL No.2 (102).
 - 4.4.1 Características generales (102).
 - 4.4.2 Características geológicas (102).
 - 4.4.3 Procedimiento de excavación (102).
 - 4.4.4 Problemas de estabilidad (111).
- 4.5 LUMBRERA DE CIERRE FINAL (112).
 - 4.5.1 Características generales (112).
 - 4.5.2 Características geológicas (113).
 - 4.5.3 Procedimiento de excavación (117).
 - 4.5.4 Tratamiento de soporte (124).

5 CIERRE FINAL (126).

- 5.1 INTRODUCCION (126).
 - 5.1.1 Generalidades (126).
 - 5.1.2 Alternativas para la ejecución del cierre final (126).
 - 5.1.3 Proceso de cierre final (127).
- 5.2 PROGRAMA PARA CIERRE FINAL (130).
- 5.3 PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DE CIERRE FINAL (132).
 - 5.3.1 Lumbrera de cierre provisional túnel No.1 (132).
 - 5.3.2 Zona de compuertas de cierre provisional túnel No.1 (137).
 - 5.3.3 Obra de toma para riego de la C.N.A. (143).
 - 5.3.4 Ataguías, accesos y tapón de cierre definitivo del túnel No.1 (149).

- 5.3.5 Lumbreira de cierre final (157).
- 5.3.6 Plataforma metálica para protección de la Lumbreira de cierre final (161).
- 5.3.7 Construcción de la galería de la C.N.A. (162).
- 5.3.8 Construcción del tapón de cierre definitivo del túnel No.2 (167).
- 5.3.9 Lumbreira de cierre provisional No.2 (171).

6. CONCLUSIONES (180).

BIBLIOGRAFIA (184).

PROLOGO

De acuerdo con los artículos 19 y 20 del Reglamento General de Exámenes de la UNAM, una parte del examen profesional consiste en la presentación y defensa de un trabajo escrito (tesis), el cual representa una oportunidad de integrar el conjunto de conocimientos adquiridos mediante su aplicación al planteamiento y solución de un problema en ingeniería.

En el presente trabajo de tesis profesional es necesario, definir el problema a resolver, es decir, plantear el objetivo, contexto, alcance, conexión con otros problemas, justificación y relevancia. A continuación se requiere discutir y elegir los métodos, caminos, procedimientos mediante los cuales puede resolverse el problema e indicar cuál o cuáles de ellos se adoptarán y por qué.

Para seguir los lineamientos antes mencionados, comenzaré por definir el:

OBJETIVO:

Contribuir a eliminar la falta de información en la población estudiantil acerca de los procedimientos constructivos empleados en el P.H. Aguamilpa.

El objetivo podría considerarse muy amplio, por lo tanto pasaré a continuación a definir el:

CONTEXTO:

En el presente trabajo se abordará una de las estructuras que conformaban el P.H. Aguamilpa: LAS OBRAS DE DESVÍO.

Es importante continuar diciendo qué aspectos de las obras de desvío se abordarán en este trabajo, para ello mencionaré enseguida los:

ALCANCES:

Se busca describir de la manera más completa posible la construcción de las Obras de desvío, comenzando por ubicarla dentro del programa general del P.H. Aguamilpa, resaltando su importancia, sus objetivos y características generales. Se continúa con la etapa de diseño, mencionando los parámetros y estudios que se debieron realizar para llegar finalmente a la concepción del proyecto ejecutivo original, el cual consta de los siguientes aspectos:

- a) Los túneles de desvío.
- b) Las lumbreras para el manejo de los obturadores de cierre provisional y final.
- c) Realización del cierre final.

En cada uno de los aspectos antes mencionados, se habla con todo

detalle de la secuencia de trabajos ejecutados y la importancia de cada uno de ellos.

JUSTIFICACION:

El presente trabajo pretende ayudar a conocer la concepción, proyecto, construcción y operación de una las obras que conformaron el P.H. Aguamilpa: las Obras de Desvío. Actualmente los estudiantes de Ingeniería no tienen las mismas oportunidades que antes se tenían de visitar grandes obras, ni mucho menos de adquirir experiencia profesional prestando sus servicios en ellas, lo cual es lamentable, pues ayuda de gran manera a sensibilizar al Ingeniero en el ejercicio de su profesión.

METODO:

El método a seguir para resolver el problema antes planteado consiste en la presentación de los temas más importantes a través de los siguientes:

CAPITULOS:

a) El capítulo primero describe las características de las obras de desvío, ubicándolas dentro del P.H. Aguamilpa. Además se mencionan las modificaciones de proyecto original que se tuvieron que realizar debido a factores geológicos, hidrológicos y por la instauración de un programa acelerado de obra.

b) El capítulo segundo se encarga de los parámetros que rigen en la elección del tipo de desvío adecuado, así como de los estudios realizados para la elaboración del proyecto ejecutivo que se describió en capítulo anterior. Se realizaron estudios hidrológicos basados en la historia de los escurrimientos de la cuenca del Río Santiago obteniendo los periodos de estiaje y de crecientes, el gasto mínimo instantáneo, el gasto máximo instantáneo, el año de escurrimiento máximo y el gasto máximo para un periodo de retorno de 50 años este último para diseñar la capacidad de la obra y los restantes para la planeación de los trabajos en el tiempo y costo. Los resultados de mayor interés para el proyecto de la obra de desvío son: la elevación máxima del agua y el gasto máximo de salida por la estructura de desvío. Con ellos se proyectan todas y cada una de las partes de las obras de desvío.

En lo que respecta a los estudios geológicos, éstos consisten en la determinación de la estratigrafía, tipos de rocas y los principales sistemas de fallas y fracturas. Es importante hacer resaltar que estos estudios constituyen sólo una predicción de la geología real del sitio, la cual se descubre realmente en el momento de la excavación y quedan expuestas las fallas, fracturas y fisuras que ponen en peligro la estabilidad de la excavación. Es por lo anterior que en los capítulos tercero y cuarto, se incluye un subcapítulo que complementa y detalla las características geológicas de cada uno de los túneles de desvío y de las lumbreras para manejo de los obturadores de cierre

provisional y final.

En los estudios geotécnicos se presenta la teoría para el diseño de anclaje de fricción utilizado para soporte de las paredes de excavación.

c) El capítulo tercero presenta la excavación de los túneles de desvío. Se describe el procedimiento constructivo empleado a base de explosivos, las etapas de excavación y las técnicas de detonación de explosivos. Se complementa la historia geológica de los túneles, la cual está íntimamente relacionada con las emergencias que se presentaron durante la excavación y la operación por problemas de estabilidad de las paredes de la excavación. Finalmente se describen los trabajos de rehabilitación de los túneles.

d) El capítulo cuarto se encarga de la excavación de las lumbreras para el manejo de los obturadores de cierre provisional y de cierre final.

Se presenta primeramente las técnicas más empleadas en la excavación de lumbreras. A continuación se describe, para cada una de las tres lumbreras, las características generales, la ubicación, el complemento de la historia geológica, el procedimiento constructivo, los problemas de estabilidad que se presentaron, así como el tratamiento de soporte que se hizo necesario.

e) El capítulo quinto relata detalladamente cada una de las etapas y el procedimiento constructivo para el cierre final. Para cada estructura de las obras de desvío se realizaron actividades que se describen en un inciso independiente, lo cual no implica independencia en los trabajos.

Finalmente se presenta un capítulo en donde se resumen las conclusiones a que se llega a través de los capítulos antes mencionados para la solución del problema que inicialmente se planteó.

Quiero expresar mi agradecimiento a la Comisión Federal de Electricidad por la oportunidad de trabajar en el P.H. Aguamilpa, a la Residencia de Geología del P.H. Aguamilpa, a los ingenieros Salvador Moreno Garnica, Gerardo Martínez Martínez, Francisco Javier Rodríguez Zumárraga y Miguel Ballesteros para la elaboración de este trabajo, al Ing. Héctor García Gutiérrez por la dirección y revisión de este trabajo y a todos los que contribuyeron de alguna manera para llegar al término del mismo.

Campamento "El Sordo", Nayarit, Méx. Febrero de 1994.

CAPITULO I DESCRIPCION GENERAL DEL PROYECTO

1.1 INTRODUCCION.

La realización del proyecto hidroeléctrico de Aguamilpa es la culminación de una gran cantidad de estudios, análisis y evaluaciones realizadas durante más de 20 años por diversas dependencias gubernamentales.

La identificación de Aguamilpa como sitio probable para la construcción de la presa se realizó hace más de 40 años.

El proyecto hidroeléctrico Aguamilpa, forma parte del aprovechamiento global de la cuenca del Río Santiago en la parte occidental de México al centro del Estado de Nayarit, a 52 km. de su capital, Tepic (figura 1.1).

La finalidad principal es la producción de energía eléctrica, en operación conjunta con las otras plantas previstas a lo largo del río y con factores de planta bajos, para atender los picos de consumo.

El embalse de Aguamilpa amortiguará los picos de avenidas, para proteger las obras de riego existente aguas abajo y la planicie costera.

El aprovechamiento permitirá la generación de energía eléctrica mediante tres unidades de 320 MW cada una, con una generación media anual de 2100 GWH.

A nivel nacional la construcción del proyecto hidroeléctrico Aguamilpa lo coloca en cuarto lugar en potencia instalada, quinto en generación media anual y sexto en capacidad de almacenamiento de vaso (Tabla No. 1).

NOMBRE DE LA PRESA	POTENCIA INSTALADA MW	GENERACION MEDIA ANUAL GWH	ALMACENAM. Hm ³	ALTURA m
Chicoasén	1,500	2,500	1,075	251
Malpaso	1,080	2,800	12,960	138
Infiernillo	1,000	3,160	12,000	149
AGUAMILPA	960	2,131	6,950	187
Angostura	900	2,200	18,500	147
Caracol	594	1,480	1,860	126
Peñitas	420	1,910	1,628	53
Villita	300	1,180	710	60
Zimapán	290	1,292	1,426	200
Mazatepec	208	720	62	92
Temascal	154	830	13,790	76

Tabla 1.1

LOCALIZACION DEL P.H. AGUAMILPA

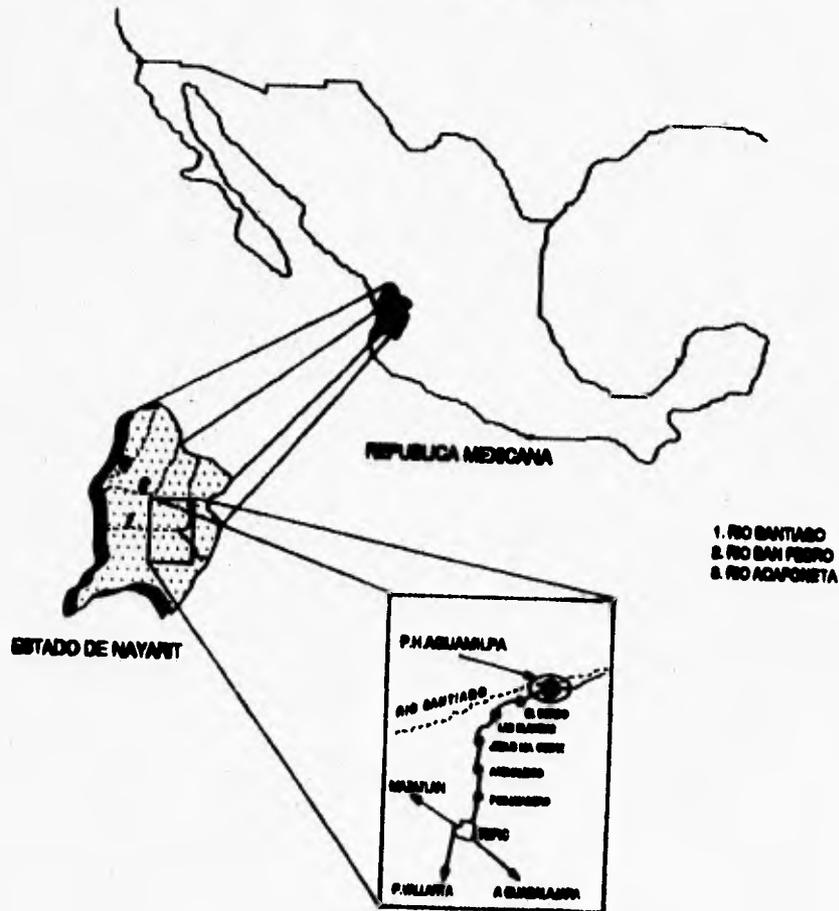


FIGURA 1.1

1.2. DESCRIPCIÓN DE LAS OBRAS.

El conjunto de obras que integran el Proyecto Hidroeléctrico Aguamilpa son las siguientes:

1. Obras de Contención
2. Obras de Generación
3. Obras de Excedencias
4. Obras de Desvío (iniciada por la Comisión Federal de Electricidad). Ver figura 1.2.

A continuación se describen en forma global cada una de las estructuras.

1.2.1 Obras de Contención

Los elementos más importantes de las obras de contención son los siguientes:

a) Una presa de enrocamiento de 187 metros de altura con un volumen de material de 13'760,000 m³ aproximadamente. La membrana impermeable consta de una losa de concreto sobre el talud de aguas arriba, con un espesor que varía entre 80 y 50 cm alcanzando un volumen aproximado de 65,000 m³.

b) Dos ataguías de materiales graduados, la de aguas arriba de 55 metros de altura y la de aguas abajo de 20 metros de altura, sumando ambas un volumen total de 1'000,000 m³ aproximadamente.

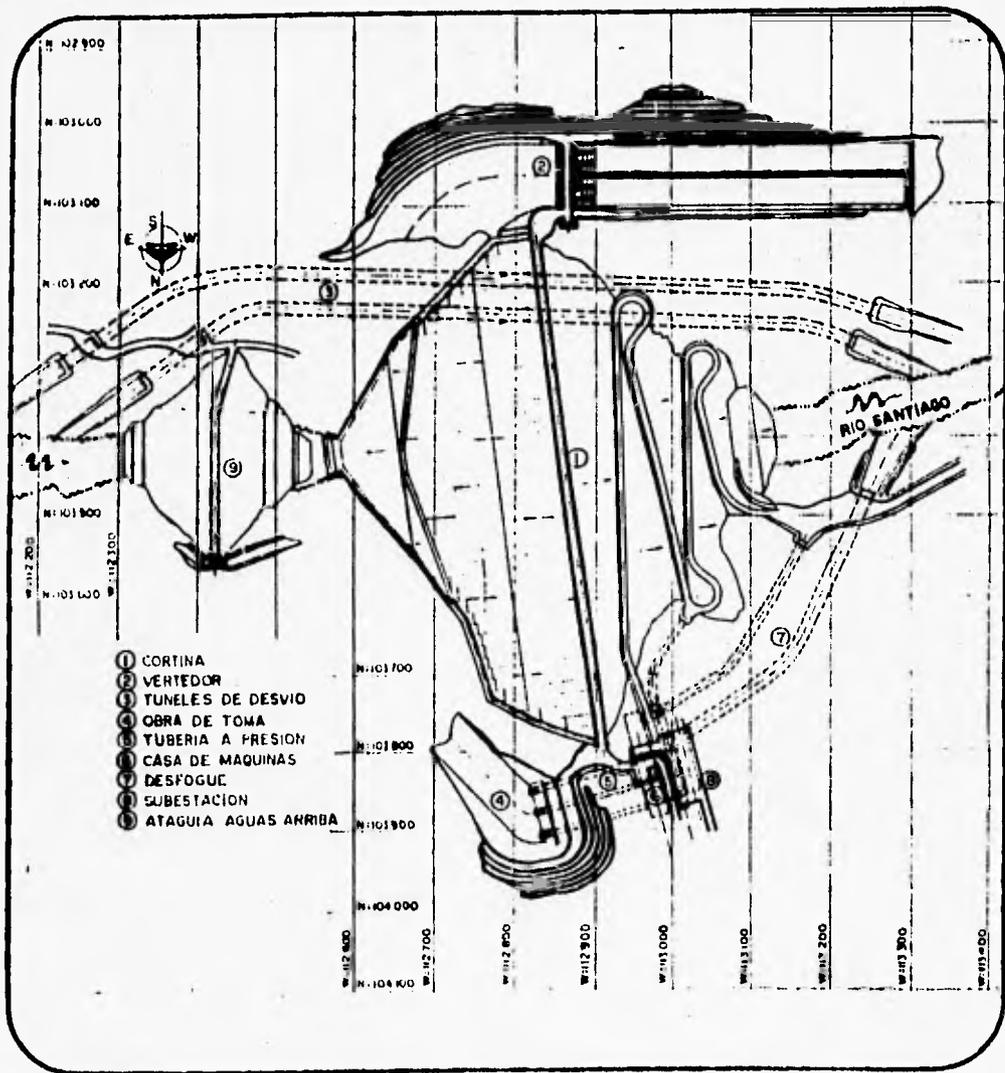
1.2.2 Obras de Generación

Las obras de generación se ubican en la margen derecha y están integradas por un canal de acceso curvo excavado a cielo abierto, obra de toma en rampa, tres conductos en túnel a presión, casa de máquinas en caverna para alojar tres turbinas tipo Francis, galería de oscilación subterránea, un túnel de desfogue cuya estructura termina en un canal de salida a cielo abierto, caverna de transformadores y subestación elevadora al exterior.

1.2.3 Obras de Excedencias

El vertedor u Obra de Excedencias, se aloja en la margen izquierda y es del tipo en canal a cielo abierto; consta de: un canal de llamada curvo, una estructura de control formada por un cimacio bajo con talud aguas arriba 1:1, seis compuertas tipo radial, pilas de dimensiones similares, así como un puente de maniobras y de acceso a la presa.

El canal de descarga está dividido longitudinalmente por un muro separador de tal manera que la obra funciona con un vertedor de servicio y otro auxiliar. La estructura terminal es una cubeta de lanzamiento.



OBRAS PRINCIPALES

FIGURA 1.2

1.2.4 Obras de Desvío

Las Obras de Desvío objeto de estudio de esta tesis, se describen globalmente en un subcapítulo independiente.

1.3. OBRAS DE DESVIO.

1.3.1. Finalidad

Las obras de desvío, como su nombre lo indica, sirven para desviar las aguas del río que en un momento dado escurren por un determinado sitio y permite de este modo la construcción de la presa. Las obras de desvío funcionan de manera provisional, es decir únicamente durante el periodo de construcción de las obras que constituyen el proyecto hidroeléctrico.

1.3.2 Descripción General.

Las obras de desvío se localizan en la margen izquierda de la cortina y constan de las siguientes estructuras:

- a) Dos túneles con sección portal de 16 x 16 m y 924 y 1064 m de longitud para el Túnel No.1 y Túnel No.2, respectivamente. Una parte de ambos está revestida con concreto reforzado (las entradas, las zonas de transición y la salida del túnel No.2).
- b) Dos lumbreras para obturadores de cierre provisional con excavación en sección rectangular y una lumbrera de cierre final.

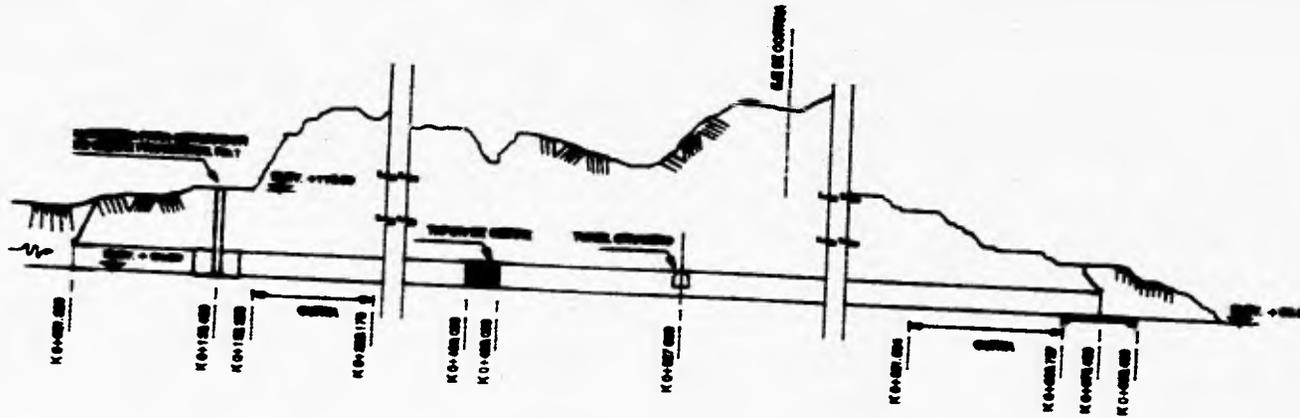
La plantilla de entrada se encuentra a diferentes cotas, 64.00 msnm para el túnel No.1 y 69.00 msnm en el túnel No.2. En el túnel No.1, la lumbrera de cierre provisional se localiza en la estación 0+153.000 donde se alojarán dos obturadores de 6 x 14 m diseñados para soportar una carga de 27 m. En el túnel No.2, la lumbrera de cierre provisional se localiza en la estación 0+146.500 provista para alojar un obturador de 14 x 14 m, que soporta una carga de 38 m. Para el cierre final se construyó una lumbrera en el túnel No.2, estación 0+558.682; que consiste de una estructura con una reducción a 7 x 13 m, que alojará una compuerta con una carga de 170 m.

Los tapones de cierre definitivo de los túneles se construirán de concreto armado, localizados aguas abajo de la pantalla impermeable de la cortina.

La salida de los túneles se encuentra en las cotas 63.00 y 65.00 msnm respectivamente, el canal de descarga de cada túnel tendrá un revestimiento de protección en una longitud de 25 m a partir del portal.

Ver la figura 1.3.

CORTE LONGITUDINAL DEL TUNEL No.1



CORTE LONGITUDINAL DEL TUNEL No.2

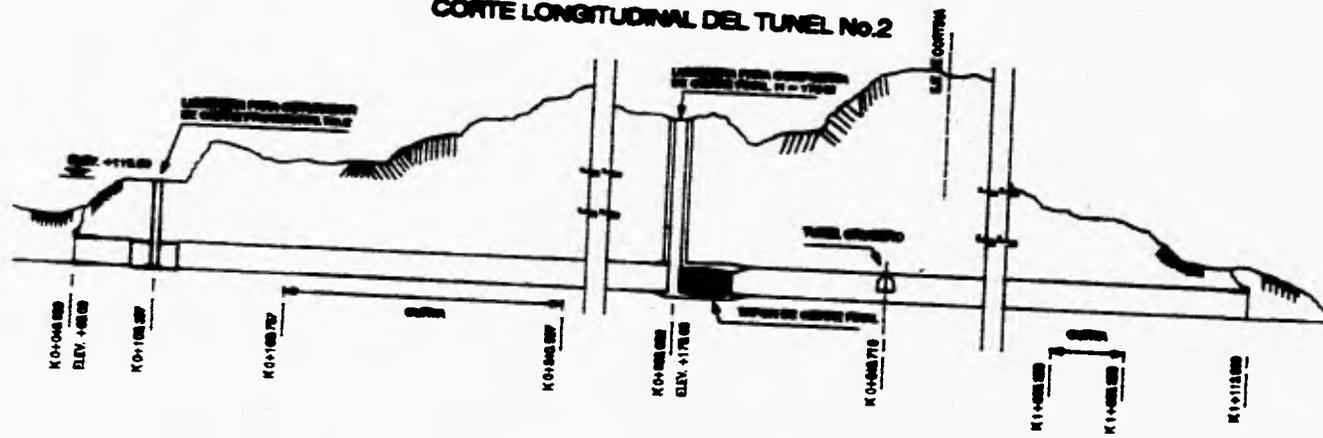


FIGURA 1.3

En la tabla No. 1.2 se detallan las características de diseño de las obras de desvíos.

a) Gasto máximo de la avenida (máximo registrado) antes de la construcción.	6,688 m ³ /s	
Gasto máximo en avenidas extraordinarias durante la construcción.	10,700 m ³ /s	
Elevación que tuvo el embalse durante la construcción cuando acaeció la avenida máxima (17 de enero de 1992).	124.5 msnm	
b) Gasto máximo de diseño	5,120 m ³ /s	
c) Elevación ataguía aguas arriba	118 msnm	
d) Elevación ataguía aguas abajo	80 msnm	
e) Diámetro de los 2 túneles sección portal sin revestir	16 m	
f) Elevación máxima del embalse	232 msnm	
	TUNEL No.1	TUNEL No.2
g) Elev. plantilla de entrada (msnm)	64	69
h) Elev. plantilla de salida (msnm)	63	65
i) Longitud	924	1,024
j) Gasto máximo de descarga (m ³ /s)	2,630	2,490
k) Velocidad media máxima	11.5	10.9
l) Obturador de cierre provisional No.1 (dos piezas)	6 X 14 m H = 27 m	
m) Obturador de cierre provisional No.2		14 X 14 m H = 38 m
n) Obturador de cierre final		7 X 13 m H = 170 m

Tabla 1.2

1.4 PROYECTO DE LAS OBRAS DE DESVIO.

1.4.1 Proyecto original.

El tipo de obra de desvío obedece al diseño de cortina seleccionado y a la configuración topográfica del cauce. La decisión para no revestirla en su totalidad se tomó con base en consideraciones económicas y al programa de construcción.

Las estructuras con las que se conformó el proyecto original de las obras de desvío (dos túneles y tres lumbreras) tenían una función provisional, es decir, funcionarían únicamente el período de construcción del Proyecto Hidroeléctrico Aguamilpa.

La elevación de la plantilla del túnel No.1 es inferior a la del túnel No.2 para facilitar el escurrimiento únicamente por el túnel No.1 durante la época de estiaje, y el funcionamiento de ambos en el período de lluvias; para el manejo del Río Santiago se construyeron dos obturadores de cierre provisional, uno en cada túnel y una compuerta de cierre final. El cierre final lo constituían dos tapones de concreto, uno en cada túnel, ubicados en la zona impermeable de la cortina.

1.4.2 Modificaciones de proyecto y estructuras adicionales.

Las modificaciones de proyecto y la inclusión de estructuras adicionales fueron motivadas principalmente por los siguientes factores:

1.4.2.1 Factor Geológico.

A partir de las características estructurales y mecánicas del macizo rocoso obtenidas mediante exploración y levantamientos geológicos de campo y pruebas de laboratorio de Mecánica de Rocas, se integró el modelo geológico estructural del sitio de emplazamiento de los túneles de desvío en la margen izquierda. Este modelo geológico preliminar se fué ajustando conforme la excavación avanzaba, a la luz de los levantamientos geológicos de detalle efectuados en los frentes de avance. De la misma manera fué elaborado un diseño preliminar de soporte, que se tomó como base para definir los planes y programas e iniciar la construcción y que también se iba ajustando selectivamente durante la excavación.

Además de los ajustes del modelo geológico sincrónicos a la excavación que generaban obra adicional de soporte vale la pena resaltar los desprendimientos ocurridos en túnel No.1 durante el período de excavación, así como en lumbreras, y el colapso de la salida del túnel No.2 durante la operación del mismo (agosto 15 de 1990). La descripción de estos colapsos así como de las rehabilitaciones se hará más adelante.

1.4.2.2 Factor Hidrológico (escurrimiento extraordinarios).

La avenida extraordinaria ocurrida durante los días 17 y 18 del mes de enero de 1992 provocó daños en las estructuras hasta ese

momento construidas generándose de este modo una gran cantidad de obra adicional.

Este evento extraordinario provocó daños en los accesos al túnel No.2 por el portal de salida y se afectó la vialidad hasta la zona de transición del túnel No.2 que serviría para alojar el tapón de cierre final. Se requirió la formación de ataguías de protección tanto en la entrada como en la salida del túnel No.2, se hizo necesario suministrar concreto de reposición y aplicar tratamiento de soporte en zonas localizadas. En la lumbrera de cierre provisional del túnel No.1 se destruyó el brocal, así como las estructuras y mecanismos de izaje.

Nota: El detalle de los trabajos a ejecutar para rehabilitación así como obra extraordinaria generada se incluirá en los capítulos III y IV correspondientes a la construcción de túneles y lumbreras respectivamente.

1.4.2.3 Instauración de un Programa Acelerado.

El día 19 de Noviembre de 1989 la Comisión Federal de Electricidad (C.F.E.) y la contratista Ingenieros Civiles Asociados (I.C.A.), celebraron el contrato de Obra Pública No. 891049 mediante el concurso No. SDC-GPH-I-01/89 celebrado el día 02 de Octubre de 1989, denominado: "Construcción de las obras de contención, de generación y de excedencias del Proyecto Hidroeléctrico Aguamilpa", en un tiempo de ejecución de 1,702 días calendario; con fecha de inicio 13 de Noviembre de 1989 y terminación 11 de Julio de 1994; el plazo de ejecución de la obra civil de este contrato requerido por C.F.E. en las bases de la convocatoria, era de 1,882 días calendario, la contratista ofreció en su oferta, una reducción de 180 días calendario sin alterar el monto de la proposición; este ofrecimiento fué tomado en cuenta para la determinación del plazo de ejecución del contrato.

Dentro de la oferta, la contratista ofrece además una reducción de hasta 185 días más a los ya considerados en el acta de fallo, por lo tanto se establece en acta de fallo que la contratista presentará el programa de obra para alternativa de ejecución en 1517 días para ser evaluados por la C.F.E. y tomar la decisión pertinente sobre el plazo.

Al existir esta posibilidad técnica y económica, esta segunda proposición se considera atractiva para la C.F.E. siempre y cuando se garantice el cierre final el día 19 de Junio de 1993, con lo cual se aprovecharía el período de lluvias de ese año para el embalse y se adelantaría un año la puesta en servicio de la planta, de esta manera la fecha de terminación queda el día 31 de diciembre de 1993.

Para el logro de objetivo antes descrito, se acuerda entre las partes que C.F.E. entregará la ingeniería del proyecto a la contratista, de acuerdo al nuevo programa de construcción (programa acelerado) oficializado en fecha 19 de Noviembre de 1990, destacando en forma particular el cierre final en las obras de desvío pactado para el 19 de Junio de 1993.

Para alcanzar el objetivo de la puesta en operación de los

túneles de desvío fué necesario todo un alarde técnico en la elaboración y ejecución de procedimientos de construcción por la afinidad de obstáculos motivados por la inestabilidad de la roca, requiriéndose tratamientos exhaustivos a base de anclaje de fricción y tensión, concreto lanzado con y sin malla y drenaje para garantizar estabilidad y en algunos casos para poder permitir el avance en los frentes de ataque de las excavaciones en zonas completamente relajadas, ocasionando así un considerable incremento de obra adicional.

1.4.2.4 La construcción de una obra de toma para riego, solicitada por la Comisión Nacional del Agua. (C.N.A.)

A. Antecedentes.

Con la finalidad de preveer desestabilidad ecológica en la planicie costera y zonas agrícolas de riego dependientes del Río Santiago se hacen acuerdos entre la Comisión Nacional del Agua (C.N.A.) y la C.F.E. para integrar en las obras de desvío del Proyecto Hidroeléctrico Aguamilpa una toma de riego que proporcione agua a dichas zonas aguas abajo, en los momentos que se requiera a partir del cierre de la presa.

B. Concepción del proyecto y desarrollo de la ejecución.

Se toma como alternativa el túnel de desvío No.1 para montar en él la obra de riego, ya que por sus características al momento del cierre final no requiere de compuerta junto al tapón como es el caso del túnel No.2, por tal razón se inicia la apertura de una plataforma en la superficie, 30 metros aguas arriba del plinto de la cortina, sobre el eje del túnel No.1 para cavar una lumbrera que cumpliría con la función de la toma; en la ejecución de estos trabajos surgen problemas en el sitio por la presencia de material de mala calidad para embrocar dicha lumbrera, ya que el lugar corresponde a un depósito de talud y una topografía muy agreste, y el punto de ubicación también inestable por la cercanía con el talud de la excavación del plinto, además de tratarse de una elevación muy alta.

Por lo anterior se consideró la alternativa de utilizar la lumbrera de cierre provisional de este mismo túnel, tomando en cuenta una adaptación para adecuarla al doble funcionamiento acorde a las necesidades. Además se consideró la construcción de una toma baja o provisional en el interior del túnel, para la aportación inmediata hacia el equipo de control que operará en el tapón definitivo, siendo ésta cerrada por medio de una tapa al llegar el nivel del agua a las rejillas colocadas en el brocal de la lumbrera, posteriormente del desmontaje de los mecanismos de obturación.

Por otra parte surge la necesidad de construir un túnel o galería, del túnel No.2 al túnel No.1 ligeramente aguas abajo de los tapones de ambos túneles de desvío, con la finalidad de proporcionar acceso a la zona de operación y control de las válvulas de la obra de riego por la salida del túnel No.2, ya que

por el túnel No.1 estaría el paso del agua proporcionado por la toma, ubicado su eje horizontal en la parte media de la altura del túnel, la cual es ahogada en el concreto del tapón definitivo del túnel No.1 a base de tubo de acero con un diámetro de 2.50 metros, mismo que presenta en la parte aguas arriba la entrada cónica y una serie de anillos que funcionan como atraques a lo largo del tubo sobre el concreto.

En el paño aguas abajo del tapón se inician las estructuras de concreto que soportan las válvulas una de mariposa y una de chorro divergente; la mariposa tiene integrado en la parte superior un by-pass que comunica la parte anterior y posterior de la misma para llenar la cámara existente entre ambas válvulas para poder realizar la apertura de la válvula de mariposa. La válvula de chorro divergente está equipada con un tanque (blindaje) cubierto de concreto que por su geometría disipa la energía de salida de esta válvula, misma que es abierta después de la secuencia antes descrita, es importante mencionar la importancia de esta válvula debido a que es la de control de descarga, diseñada para un desalojo de 70 m³/seg, gasto suficiente para cumplir con las necesidades de riego aguas abajo de la presa, también se cuenta con un muro divisorio situado entre ambas válvulas que independiza la zona de la válvula de mariposa siendo esta cámara formada por dicho muro y el tapón del área de operación que tiene alojados sus controles en una caseta exprófesa dadas las condiciones húmedas del sitio, lugares a que se llega por el túnel o galería y a través del túnel No.2.

CAPITULO II ESTUDIOS REALIZADOS PARA EL DISEÑO Y LA CONSTRUCCION

2.1 INTRODUCCION.

El objetivo del presente capítulo es el de presentar los aspectos más relevantes de los estudios realizados para el diseño y la construcción de las obras de desvío.

El inicio en la construcción de una presa requiere seleccionar adecuadamente el tipo de obra de desvío que se construirá para lograr el manejo del río.

Es importante tener presente que un número muy grande de parámetros intervienen en la selección la estructura de desvío, los que mayor influencia tienen son: hidrológicos, topográficos, geológicos y de planeación.

Una vez que se ha seleccionado el tipo de desvío más adecuado, se procede a determinar las características de la obra, para lo cual siguen teniendo especial relevancia los aspectos antes mencionados.

2.2 ELEMENTOS QUE INTERVIENEN EN LA SELECCION DEL TIPO DE OBRA DE DESVIO.

En el Proyecto Hidroeléctrico Aguamilpa, el diseño de las obras de desvío obedeció principalmente al tipo de cortina seleccionado y a la configuración topográfica del cauce. Así pues se decidió la utilización de túneles para desviar el cauce del río.

2.3 CARACTERISTICAS DE DISEÑO PRELIMINARES.

Antes de definir la ubicación, número, dimensiones y el tipo de acabado final de los túneles de desvío, se tomaron en cuenta los factores siguientes:

- a) características geológicas y topográficas del sitio,
- b) la facilidad de acceso para el inicio de la construcción de los túneles en la margen izquierda,
- c) tiempo de construcción,
- d) velocidades máximas de 12 m/s en los túneles para avenidas de diseño con período de retorno de 50 años,
- e) una altura de ataguía de aguas arriba adecuada independiente del cuerpo de la presa,
- f) factibilidad geológica y geotécnica de construir túneles sin revestir a menor costo y tiempo en comparación con la construcción de túneles revestidos con capacidad hidráulica similar.

La decisión de no revestir los túneles en su totalidad se tomó en base a la estabilidad y calidad del macizo rocoso (ver

estudios geológicos), así como a consideraciones económicas y de programa de construcción de obra.

Los portales de entrada y salida deben localizarse por lo general en donde el túnel tiene un techo mínimo de 1.5 a 2 veces su diámetro.

En cuanto a la determinación de la longitud de los túneles, la cual debe ser obviamente la mínima, se considera el largo de la cortina en su base y de si las ataguías extremas formarán parte o no de la cortina, si forman parte, la entrada y salida de los túneles deberán localizarse inmediatamente antes e inmediatamente después de las trazas de la cortina, si no forman parte, la entrada y salida se localizan antes y después de las trazas de las ataguías (como es el caso del P.H. Aguamilpa), recordando que éstas deberán colocarse de forma que quede un espacio suficiente entre cortina y ataguías para el tránsito de vehículos.

La altura de ataguías se supone inicialmente y se determina una longitud de túneles con lo que se hace el análisis para determinar el nivel máximo del agua que a la vez condiciona la altura de ataguías, los cálculos corroborarán o corregirán los valores supuestos.

La forma de la sección puede ser cualquiera pero las más comunes son circular, herradura o portal, su selección dependerá del tipo de roca, equipo de construcción, etc.

El tamaño máximo de la sección se escoge dando como límite máximo el correspondiente al equipo de construcción y también a las características de las rocas.

Definidas las características de los túneles se procede al cálculo de la elevación del agua. De la enorme posibilidad de alternativas de selección de las características de los túneles se definen varias alternativas de desvío que se analizan hidráulicamente y se comparan económicamente tomando en cuenta ataguías y túnel en caso de que aquéllas sean estructuras provisionales.

En los siguientes subcapítulos se presentan los estudios hidrológicos, geológicos, geotécnicos y el procedimiento de excavación seleccionado para definir el proyecto final de las obras de desvío.

2.4 ESTUDIOS HIDROLOGICOS.

2.4.1 El Rio Santiago.

En un país como México, el Rio Santiago es uno de los más importantes y cuenta con un potencial de generación de 11,092 GWH anuales distribuidos en 17 proyectos principales (con más de 100 MW) y 15 secundarios; de éstos, sólo cuatro se encuentran en operación, Aguaprieta y Aguamilpa en construcción y el resto en

diversas etapas de estudio desde identificación hasta factibilidad. (Ver tabla 2.1)

POTENCIAL HIDROELECTRICO DEL RIO SANTIAGO

NOMBRE DE LA PRESA	CORRIENTE	VMA	H	P.I.	GENERAC. TOTAL GWH	F.p.
AGUAMILPA	SANTIAGO	6736	144	960	2131	0.25
El Cajón	Santiago	4347	157	680	1496	0.25
La Yesca	Santiago	4233	117	440	1042	0.27
Agua Prieta	Aguas negras	147	509	480	959	0.25
La Mucura	Santiago	3280	108	290	807	0.29
San Francisco	Santiago	2395	124	290	624	0.25
Ocotán	Atenco	1242	254	240	536	0.25
El Cora	Santiago	7434	25	150	406	0.20
Arroyo Hondo	Santiago	2429	67	160	348	0.25
El Ciruelo	Atenco	753	251	150	317	0.25
Apozolco	Bolaños	795	199	120	269	0.25
Santa Rosa *	Santiago	2734	71	61	266	0.50
El Tulillo	Atenco	597	245	110	249	0.25
Huaynamota	Jesús Ma.	874	139	90	206	0.25
Popotita	Camotlán	275	416	85	194	0.25
Bolaños	Bolaños	590	180	80	180	0.25
San Luis	Bolaños	399	238	75	161	0.25
Colimilla *	Santiago	1300	127	51	159	0.36
Jesús María	Jesús Ma.	763	105	60	136	0.25
Ampl.Sta.Rosa	Santiago	2668	73	45	128	0.43
Moyahua	Juchipila	297	202	45	102	0.25
Capistrano	Atenco	413	107	33	75	0.25
Huazamota	Jesús Ma.	335	130	33	74	0.25
Puente Grande *	Santiago	1023	72	23	71	0.35
Las Juntas *	Santiago	701	63	15	64	0.49
Mezquitic	Chico	113	244	21	47	0.25
Camotlán	Camotlán	185	142	20	45	0.25

* Plantas en operación

VMA = Esguurrimento medio anual (millones de m³)

H = Carga neta de diseño (m)

P.I. = Potencia instalada (MW)

F.p. = Factor de planta

POTENCIA INSTALADA TOTAL = 4,807 MW

GENERACION TOTAL = 11,807 GWH

Tabla 2.1

Así pues, el Proyecto Hidroelectrico Aguamilpa forma parte de un plan global de aprovechamiento del Río Santiago y su ubicación y dimensiones son resultado del mejor esquema adoptado para el Río Santiago en su conjunto (Ver figura 2.1).

PLAN GLOBAL DE APROVECHAMIENTO DEL RIO SANTIAGO

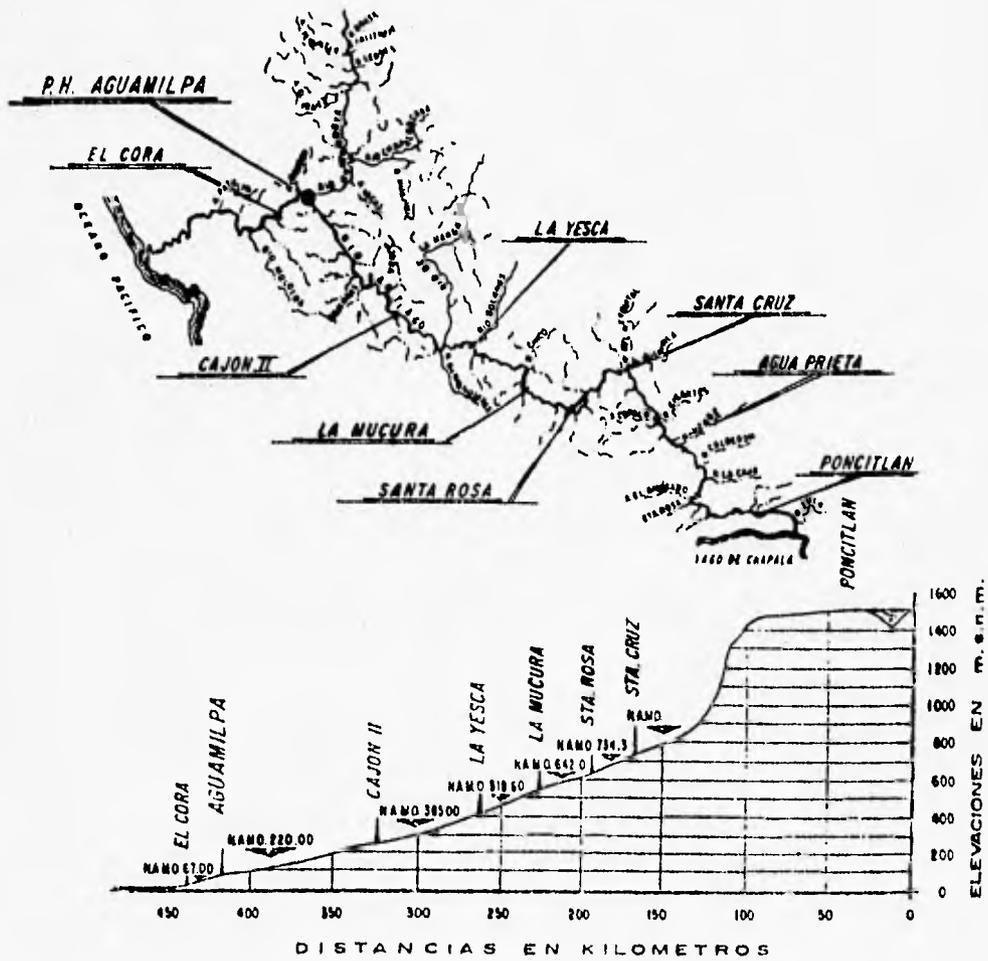


FIGURA 2.1

2.4.2 Parámetros para la definición del proyecto de las obras de desvío.

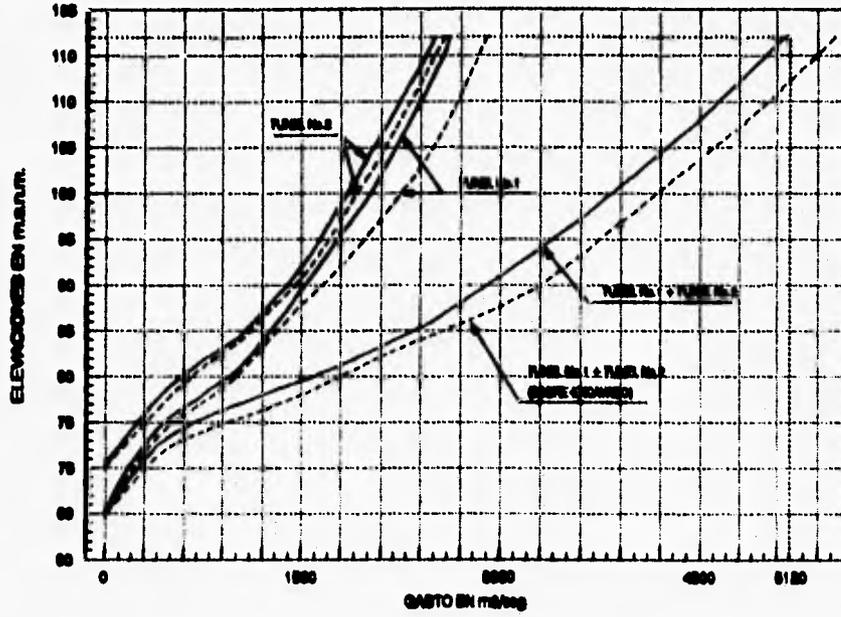
El conocimiento de los escurrimientos por el sitio de la presa permite definir su régimen, lo que implica poder obtener los parámetros fundamentales que se manejan para definir las obras de desvío, estos son: los periodos de estiaje y de crecientes, el gasto mínimo instantáneo, el gasto máximo instantáneo, el año de escurrimiento máximo y el gasto máximo para un periodo de retorno de 50 años; este último para diseñar la capacidad de la obra y los restantes para la planeación de los trabajos en el tiempo y costo.

El escurrimiento del río Santiago es muy variable a la altura de la Presa Aguamilpa. El gasto medio en un mes de estiaje suele oscilar entre 8 y 108 m³/s y entre 95 y 200 m³/s en el periodo de lluvias. Con base en la información de las estaciones climatológicas e hidrométricas en la cuenca del río, la consecuente determinación de las avenidas máximas para diferentes periodos de retorno con el criterio de precipitación máxima probable y con la transposición de los ciclones, se definieron las avenidas de diseño de los túneles de desvío y de la obra de excedencias.

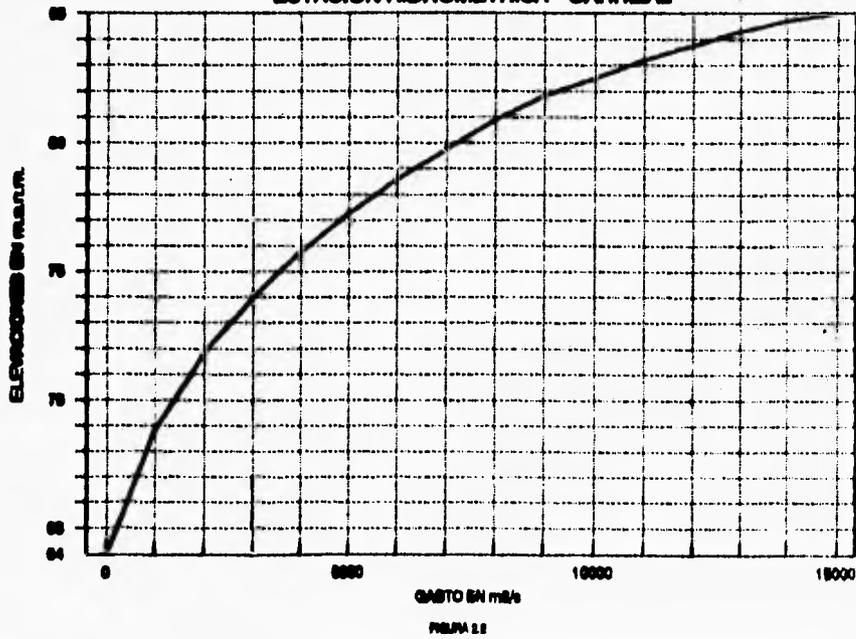
Una vez definida la avenida de diseño se procede a su tránsito, ahora bien, en función de las características de la propia avenida de diseño, de la topografía del vaso y del tipo geometría del desvío, puede suceder que el tránsito se realice como lo que se conoce por tránsito de avenidas en vasos; con la salvedad de que la obra de desvío en sí debe revisarse con cuidado para determinar su muy particular curva de gastos, o bien, simplemente si se aprecia que la curva elevaciones-capacidades del vaso no pinte, hacer que pase el gasto máximo por la obra de desvío; en el primer caso, con tránsito propiamente dicho, sucede siempre que el gasto por la obra de desvío resultará más pequeño que el pico de la avenida. Ver figura 2.2.

Los resultados de mayor interés para el proyecto de la obra de desvío son: la elevación máxima del agua y el gasto máximo de salida por la estructura de desvío. Con ellos se proyectan todas y cada una de las partes de las obras de desvío.

CURVA DE GASTOS - ELEVACIONES DE LAS OBRAS DE DESVIO



CURVA DE ELEVACIONES - GASTOS DEL RIO SANTIAGO ESTACION HIDROMETRICA 'CARRIZAL'



2.4.3 Datos hidrológicos del proyecto.

Del proyecto hidroeléctrico:

- a) Area de la cuenca del río Santiago 75,650 Km²
- b) Area de la cuenca hasta Aguamilpa 73,830 Km²
- c) Número de años de registro 43 años
- d) Esgurrimento medio anual (descontando afectaciones por usos futuros aguas arriba del sitio) 6,736 m³ x 10⁶
- e) Gasto medio 213 m³/s
- f) Gasto medio aprovechado 198.4 m³/s

Vaso de almacenamiento:

- a) Elevaciones-capacidades
 - NAMINO 190 msnm 2,965 m³ x 10⁶
 - NAMO 220 msnm 5,540 m³ x 10⁶
 - NAME 232 msnm 6,950 m³ x 10⁶
- b) Capacidad de azolves 1,650 m³ x 10⁶
- c) Capacidad útil NAMINO - NAMO 2,575 m³ x 10⁶
- d) Capacidad para control de avenidas
 - NAMO-NAME 1,410 m³ x 10⁶
- e) Area ocupada por el embalse del NAME 128 m² x 10⁶
- f) Area ocupada por el embalse del NAMO 109 m² x 10⁶

Obra de desvío:

- a) Gasto de máximo avenida Tr = 50 años 6,687 m³/s
- b) Gasto de diseño máximo 5,120 m³/s

2.5 ESTUDIOS GEOLOGICOS.

2.5.1 Estudios Previos.

Los estudios geológicos previos a la excavación de los túneles de desvío fueron: levantamientos geológicos superficiales, de exploración geofísica que cubrieron un total de 1,474 m con sísmica de refracción y 1,165 m con geoelectrónica, principalmente en los portales de entrada y salida (ver tabla 2.2); 7 barrenos con recuperación de núcleo y un socavón perpendicular a los dos túneles en la parte central, con un crucero de 30 m que parte del mismo y que pasa por encima del túnel No.1.

OBRA	LINEA	LONGITUD LEVANTADA CON SISMICA (m)	LONGITUD LEVANTADA CON GEDELECTRICA (m)
Portales de entrada	Eje túnel 1	250	250
	Eje túnel 2	274	290
	Sección No.1 paralela al río	200	
	Sección No.2 paralela al río	250	250
Portales de salida	Eje túnel 1	100	145
	Eje túnel 2	100	130
	Sección No.1 paralela al río	200	
	Sección No.2 paralela al río	100	100

Tabla 2.2

2.5.2 Geología del Sitio.

Los estudios geológicos y geofísicos de detalle durante la etapa de pre-construcción (diseño ejecutivo), permitieron ajustar el arreglo definitivo de la Central Hidroeléctrica y, al mismo tiempo, definir el modelo geológico del área, en la que predominan rocas volcánicas (ignimbritas riodacíticas) del

Mioceno, inclinadas 24° al oeste, intrusionadas por una multitud de cuerpos en forma de diques de varias composiciones y afectadas por numerosas fallas.

Las rocas extrusivas se diferenciaron en tres unidades: una inferior, denominada Aguamilpa, masiva, generalmente de buena calidad; otra intermedia, Unidad Colorín, pseudoestratificada, donde sus primeros 15 m superficialmente son de mala calidad y la superior llamada Unidad Picachos, masiva y pseudoestratificada, de regular a buena calidad.

Los rasgos geológicos estructurales mayores en el sitio corresponden a dos sistemas de fallas. El primero constituido por seis fallas normales, burdamente paralelas, de orientación general NE-SW inclinadas de 60° a 75° al SE, llamado sistema Colorines; dos de ellas se encuentran en la margen izquierda y atraviesan los túneles de desvío y la obra de excedencias y las otras cuatro se localizaron en la margen derecha de las cuales dos afectan las obras de generación. El segundo sistema está representado por cinco fallas de rumbo general E-W con buzamientos de 50° a 70° al norte, tres están en la margen izquierda y afectaron a la obra de desvío y la obra de excedencias y dos están en la margen derecha y afectaron la obra de generación.

Asimismo la roca presenta un fracturamiento de origen tectónico constituido por tres sistemas de fracturas bien definidos:

- a) N 50° E / 77° SE
- b) N 150° W / 76° NE
- c) N 80° W / 80° NE

2.5.2.1 Estratigrafía

Las rocas que afloran en el área de la boquilla Colorines son exclusivamente de naturaleza ígnea y constituyen una columna superior a los 400 m, en donde se distinguen las tres unidades mencionadas, ver figura 2.3.

2.5.2.1.1 Rocas Ígneas Extrusivas

a) Unidad Aguamilpa

Aflora en ambos márgenes en la parte central del área de la boquilla, extendiéndose hacia aguas arriba en la margen derecha. En ella 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 12 cm.

En los núcleos de perforación de los numerosos barrenos se

COLUMNA ESTRATIGRAFICA DEL PROYECTO

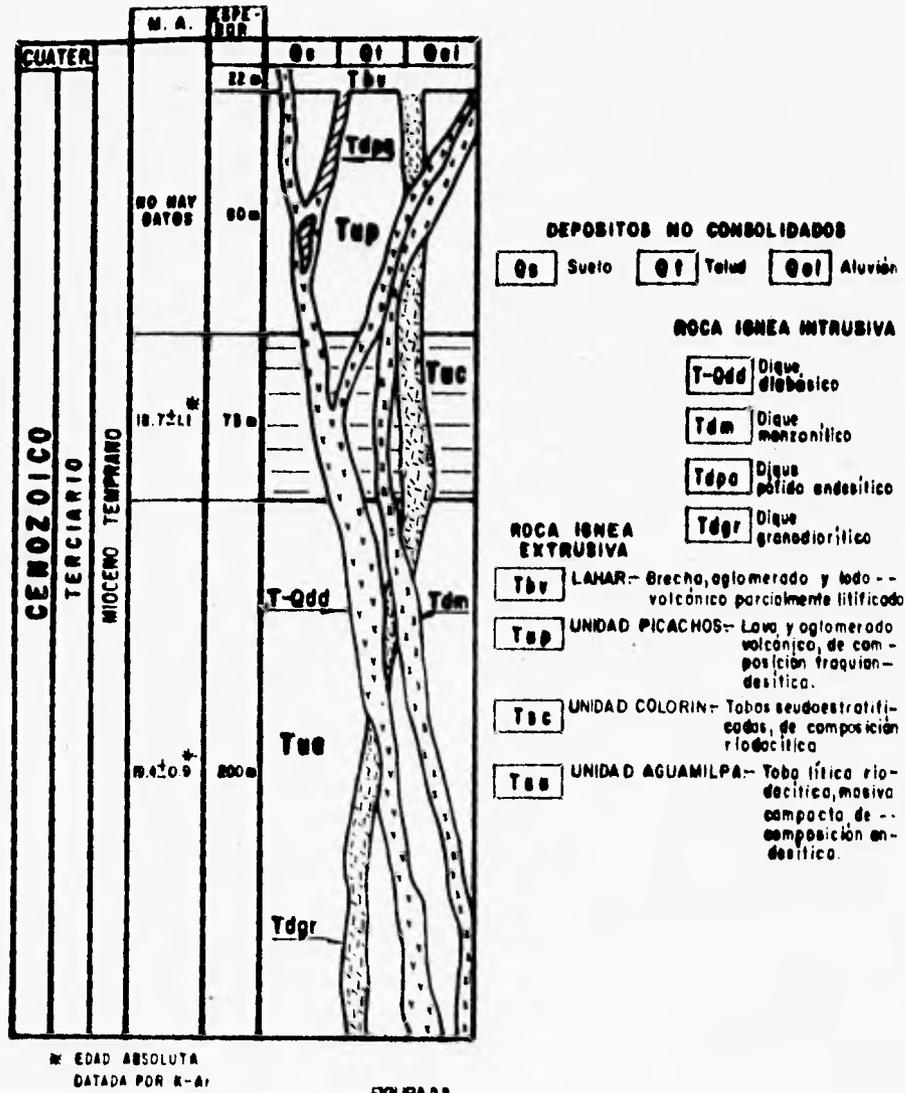


FIGURA 23

obtuvieron índices de recuperación de 100% y un RQD de 94% que le confieren una calidad de roca excelente. También en los estudios geofísicos en esta unidad se obtuvieron velocidades de propagación en roca inalterada del orden de 5,000 m/s (ver tabla 2.3).

CARACTERISTICAS FISICAS DE LAS UNIDADES

Unidades	Promedio				Profundidad m
	Recup. %	R.Q.D. %	Vm m/s	Ω/M	
TUP INT. SANA FALLA	71	33	650	-	15 A 20
	97	87	3,600	-	
	84	53	650	-	
TUC INT. SANA FALLA	81	47	1,600	680	15 a 20
	95	80	3,800	750	
	-	-	-	-	
TUA INT. SANA FALLA	68	15	2,450	-	5 a 10
	100	94	5,000	-	
	-	-	3,500	-	

Tabla 2.3

Al microscopio esta roca tiene textura piroclástica y como minerales esenciales, cuarzo, plagioclasas, feldespatos alcalinos y fragmentos de roca de composición andesítica; los minerales accesorios son minerales opacos y apatita, todo en una matriz criptocristalina, por lo que se clasifica como una ignimbrita riodacítica.

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 de colores amarillo y verde, provocando disminución en su calidad e incrementándose 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 8 m de profundidad, dándole coloración amarillo ocre y cierto grado de fracturamiento.

Su contacto inferior no se cortó en ninguno de los barrenos perforados, por lo que su espesor real se ignora, aunque se estima superior a los 200 m. Por correlación regional se sabe que cubre por contacto erosional discordante, a la secuencia andesítica basal; su edad radiométrica obtenida por el método K-Ar, fue de 19.4 ± 0.9 m.a., por lo que se ubica en el Mioceno Temprano.

b) Unidad Colorín

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, extendiéndose a niveles inferiores hacia aguas abajo y hacia niveles superiores hacia aguas arriba. Las obras que fueron excavadas en esta unidad fueron los portales de entrada y parte de los 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 litica con pseudostratificación volcanosedimentaria inclinada 20° hacia el W (hacia aguas abajo); en su base (15 m) 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 1.5 m, es dura, compacta (de buena calidad) de color gris claro y en su base es de color rojizo.

En muestras de núcleo recuperadas 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 profundidad de intemperismo llega hasta los 15 m de profundidad (Tabla 2.3).

Petrográficamente no existen diferencias en composición entre las unidades Colorín y Aguamilpa, sólo cambios estructurales, por lo que se considera que aquella es la continuación del evento que originó a ésta; la unidad Colorín se clasifica como toba litica dacítica a riodacítica, y tiene como minerales esenciales el cuarzo, plagioclasas (oligoclasa-andesina) 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 silificada en grado variable y en menor proporción propilitizada y argilitizada. Localmente puede presentar oxidación (traza de la cortina de aguas arriba, margen derecha).

Su espesor es de 75 m medido en las excavaciones y en los numerosos barrenos. Se le ubica en el Mioceno Temprano por datación radiométrica (K-Ar) cuyo resultado fue de 18.7 ± 1.1 m.a.

c) Unidad Picachos

Aflora en las partes altas de las dos márgenes, teniendo su mayor extensión en la derecha; su espesor se estima superior a los 120 m. En esta unidad se excavaron 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, entre las elevaciones 333 y 235 m. Descansa en forma concordante sobre la Unidad Colorín, su contacto es transicional y se trata de una lava de composición traquiandesítica, con textura porfirítica, con fenocristales de plagioclasas en matriz afanítica, de color café-rojizo; es dura, compacta, masiva y ocasionalmente pseudoestratificada en capas discontinuas. Presenta cierto grado de fluidez, notable por la orientación de sus cristales. En muestra de núcleo de roca inalterada presentó una recuperación de 97%, un RQD de 87% (buena calidad) y la velocidad de propagación registrada en esta unidad fue de 3,600 m/s (Tabla 2.3)

Su contacto superior no tiene cartografiado ya que se encuentra fuera de área de estudio (hacia el cerro de los Picachos). En su cima se ha observado un aglomerado volcánico bien consolidado, cuyos clastos son de la misma composición que la Unidad Picachos, de tamaño variable entre 3 y 30 cm, en matriz afanítica. Por posición estratigráfica se le estima una edad menor a 18 m.a., debido a que no existen datos cronológicos, por lo que se ubica en el Mioceno Temprano.

2.5.2.1.2 Rocas Igneas 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, cuyas etapas de intrusión, del más antiguo al más joven son: granodioríticos, pórfido-andesíticos, monzoníticos y diabásicos, que afectan a la secuencia volcánica descrita. Su rumbo predominante es N15°W con 70° SE, aunque se aprecian algunos con tendencias NE-SW y E-W.

a) Intrusivos Granodioríticos.

Son los más antiguos del área, 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 25 m; se extienden por distancias no mayores de 350 m, 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.

De los diques son lo más antiguos y menos abundantes, su espesor varía de 2 a 10 m, tienen una extensión hasta de 500 m y generalmente adquieren 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 trazas de pirita. Estos diques son muy alterables a arcilla, adquiriendo una coloración ocre. Presentan fenocristales de plagioclasas en matriz afanítica.

No se tienen datos radiométricos de su edad; sin embargo, se les ha observado afectados por diques monzoníticos y diabásicos, por lo que se consideran más antiguos que éstos.

c) Diques Monzoníticos.

Tienen una distribución regular, su espesor varía de 2 a 4 m, y sus afloramientos se extienden por distancias hasta de 500 m. 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 N25° W. Por erosión diferencial forman crestones casi perpendiculares al curso del río, que actúan como barreras. Presentan fracturamiento moderado, intemperismo en grado bajo y sólo en algunos cuerpos argilitización incipiente.

La datación por el método K-Ar arrojó una edad de 11.5 ± 0.05 m.a. que los ubica en el Mioceno Medio. No se ha observado ninguno de estos cuerpos intrusionados por los diques pórfido-andesíticos ni diabásicos, sólo se les ve en contacto, lo cual indica que estos últimos aprovecharon las zonas de debilidad causadas por la intrusión de los monzoníticos, emplazándose a los lados. Afloran en ambas márgenes, siendo más numerosos y extensos en la derecha.

d) Diques Diabásicos.

Son los que tienen distribución más amplia, su extensión suele ser mayor de 500 m, y sus espesores varían de 0.05 a 3.50 m, siendo los más jóvenes de la secuencia intrusiva.

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 deleznales en alto grado.

Su rumbo general es N10° W / 50° NE, con tendencia a ser verticales, aunque su comportamiento es muy alabeado y caprichoso, tanto a rumbo como en echado. Como se dijo

anteriormente, se emplazaron en zonas de debilidad siguiendo de preferencia los sistemas de fracturamiento, y a ello se debe su comportamiento irregular.

Son fácilmente afectados por la erosión, lo que se infiere porque la mayoría de los arroyos se formaron a lo largo de diques de esta composición. Por correlación regional se les ubica en el Mioceno-Pleistoceno (B.D a 1.0 m.a.).

2.5.2.1.3 Depósito no Consolidado

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

a) Depósito de Lahar

Se localiza en la margen izquierda en el área de aguas arriba del eje de la cortina, sobre el canal de llamada del vertedor. Abarca un área de unos 75,000 m² y un volumen aproximado de 1'600,000 m³. Su espesor varía de 3 a 8 m, alcanzando un máximo de 22 m; este depósito semicompacto, que se confunde con el depósito de talud, está constituido por fragmentos de roca de tamaño variable, desde unos centímetros hasta bloques con diámetros de 2 a 4 m, los cuales están compactados en una matriz arenó-arcillosa de tonalidad rojiza, en proporción de 60% a 40% respectivamente; debido a estas características su velocidad de propagación es baja, variando de 500 a 1,000 m/s, con espesores geofísicos máximos de 30 m. su origen se asocia al aporte de detritos de las cimas localizadas al sur, provenientes de erupciones volcánicas y mezclados con lodos, que rellenaron un antiguo cauce.

b) Depósito de Talud

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

c) Suelo

Se halla ampliamente en el área 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

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 hasta un máximo de 26 m, determinado en la zona de la ataguía aguas abajo y sobre el eje de la cortina alcanza 13 m.

2.5.2.2 Geología estructural.

Las estructuras geológicas del área están representadas por 3 diversos tipos de discontinuidades: fallas, fracturas y pseudoestratificación.

2.5.2.2.1 Fallas

a) Sistema E-W

Este sistema es el más antiguo y más importante, consta de cinco fallas, dos descubiertas en los trabajos geológicos preconstructivos (estructura del Templete y Falla Cajones) y las otras tres en los levantamientos geológicos de las excavaciones; tres están en la margen izquierda, dos de las cuales afectan el 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, en el talud frontal de 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 que se encuentra en la margen izquierda y quedó expuesta con la excavación a lo largo de 91 m de longitud, es una falla alabeada tanto en rumbo como en inclinación, tiene tendencia a ser E-W con inclinación variable de 64° a 78° hacia el N; se le observó relleno arcilloso de 5 cm de espesor y propició la formación de un bloque delgado de la elevación 260 a 205; se le estima un salto de 15 m.

La falla del Templete está en la margen izquierda y quedó descubierta con la limpieza de la cortina y la excavación del vertedor en una longitud de 890 m y afecta al desplante del plinto, el talud derecho, 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, manifiesta alteración hidrotermal a ambos lados de la roca encajonante; su plano se representa relleno en zonas por un dique diabásico y en otras por arcilla de 10 a 15 cm, por lo que en el plinto se removió esta zona para realizar un tratamiento de concreto. En el piso del canal de descarga pone en contacto a las unidades Colorín y Aguamilpa, midiéndosele un desplazamiento de 10 m.

Falla Cajones.- Esta falla está en la margen izquierda aguas abajo del eje de la cortina y se identificó en una perforación en la etapa preconstructiva; afloró con las excavaciones de la construcción, encima del portal de salida del túnel No.1 y en 200 m de excavación del túnel No.1 y provocó los derrumbes de la bóveda del túnel No.1 y del portal de salida y parte del túnel No.2. Su plano de falla está muy alabeado, tanto en rumbo como en

inclinación, que, en forma general es E-W / 34°- 68° N y tiene un relleno de arcilla de 10 a 20 cm.

Falla Geológica FR-4.- Esta estructura fue localizada hasta la etapa de construcción, se encuentra en la margen derecha y está expuesta superficialmente en 500 m, desde el talud derecho de obra de toma hasta la subestación y a profundidad hasta la galería 4. 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 N 80°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.

Falla Geológica La Caminera.- Está en la margen derecha y es un ramal de la FR-4, juntándose a profundidad hacia el E y W; se le encuentra expuesta desde el talud frontal de obra de toma hasta la plataforma de la subestación y antes de juntarse con la falla FR-4 se intersecta en la galería No.6; su comportamiento es alabeado, tanto en rumbo como en inclinación que son E-W / 65° al Norte, con variaciones hasta de 35°.

b) Sistemas de fallas Colorines

Estas seis fallas son también muy importantes en el Área y fueron identificadas en los trabajos geológicos previos a la construcción; cuatro están en la margen derecha (de la 1 a la 4), dos de las cuales afectan a la casa de máquinas y el túnel de desfogue de la obra de generación y dos están en la margen izquierda, afectando a las obras de excedencias y desvío.

Falla Colorines 1.- Se localiza sobre el arroyo el colorín, modificando su curso, aproximadamente 600 m aguas arriba de su confluencia con el Río Santiago, no afecta a las obras y tiene una orientación N 50°E y echado de 50° al SE; forma un contacto por falla entre la Unidad Colorín y Unidad Picachos a un mismo nivel topográfico y se le calculó un salto de aproximadamente 10 m en sentido vertical; formó además un cizallamiento y un relleno de material triturado de aspecto brechoide con espesor variable de 0.50 a 4 m.

Falla Colorines 2.- Está localizada en superficie a 100 m aproximadamente al sur de la 1 y corta normalmente el arroyo El Colorín, en donde se observa un escarpe de 4 m muy silicificado; esta alteración se manifiesta en varios segmentos a lo largo de una dirección N 50°E / 50°SE. Es importante mencionar que en la etapa proconstructiva, esta falla fue intersectada por el socavón B-C con un plano relleno de arcilla hasta de 30 cm, lo que obligó a cambiar la ubicación original de la casa de máquinas. En la etapa de construcción esta falla quedó expuesta en el camino de la subestación.

Falla Colorines 3.- Se define por una asociación intensa de

fracturamiento discontinuo de orientación N 60°E y echado hacia el 70°SE y las fracturas más sobresalientes de este sistema alcanzan una longitud de 20 m. Hacia el extremo NE, los afloramientos son escasos y quedan cubiertos por talud, por lo que se infirió su traza en dirección de su rumbo. Hacia su extremo suroeste la morfología del terreno refleja una pequeña zona escarpada, la cual permite inferir su continuidad. Es importante mencionar que la porción SW de esta falla, en combinación con otra, provocó el derrumbe del camino del portal del túnel de desfogue.

Falla Colorines 4.- Localizada en el extremo sur del arroyo El Colorín, en su sector de dirección N-S, esta falla sigue una orientación N 60°E / 80°SE. En su extremo SW se ha labrado un pequeño arroyo poco socavado, que forma paredes de 5 m de alto, en donde se observan pequeñas estrias que marcan la dirección de su movimiento; además, se aprecia una ligera modificación en la inclinación de los pseudoestratos de la Unidad Colorín. A través de su longitud se observan zonas con material arcilloso, de color blanco, que la rellenan. Morfológicamente al igual que la falla 3, se define por un pequeño escarpe hacia su extremo SW, mientras que en la dirección NE se refleja un curso de un pequeño arroyo. Esta falla fue seguida a rumbo con la excavación del túnel de desfogue, lo que provocó la formación de zonas inestables en la bóveda.

Falla Colorines 5.- Se ubica en la margen izquierda, cruza los túneles de desvío, el piso del canal de llamada y los taludes del canal de descarga del vertedor, tiene un rumbo de N 61°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. Pone en contacto a las unidades Colorín y Aguamilpa a un mismo nivel topográfico, por lo que, se le ha calculado un salto de 60 m.

Falla Colorines 6.- Es la última falla identificada de este sistema, es semiparalela a la 5, tiene la misma longitud de afloramiento; afecta a los dos túneles de desvío, al piso y a los taludes del Canal de llamada, se presenta como un plano relleno de 10 a 20 cm de arcilla, tiene un rumbo N 60°E con inclinación variable de 60° a 80° hacia el SE y se le midió un salto de 15 m.

Fueron cartografiados otros sistemas de fallas de menor magnitud considerados como secundarios, de orientación sensiblemente N-S y E-W, y localizados entre las fallas Colorines 1 y 2.

2.5.2.2.2 Fracturamiento.

Los sistemas de fracturas presentes en el área, aunque muy definidos no son muy persistentes y cambian de una zona a otra; sin embargo; mediante los análisis estereográficos de polos y la estadística de las fracturas levantadas en los socavones, se determinaron en ambas márgenes los siguientes:

En la margen izquierda existen dos concentraciones principales de fracturas (sistemas I y II) y dos secundarios (sistema III y IV):

Sistema I	N 68° E / 75° SE
Sistema II	N 62° W / 70° SW
Sistema III	N 32° E / 76° SE
Sistema IV	N 25° W / 82° NE

El análisis mostró que la densidad de fracturas fue baja (7%). En la margen derecha también existen dos sistemas principales:

Sistema I	N 36° E / 68° SE
Sistema II	N 85° E / 76° SE

Además existen dos sistemas secundarios:

Sistema III	N 24° E / 74° SE
Sistema IV	N 38° W / 75° SE

Las densidades del fracturamiento son muy reducidas (5%) a pesar de que se gratificaron 365 polos y además, en todo el estereograma, se observó una gran dispersión en todo el estereograma aunque menor que en la margen izquierda.

2.6 ESTUDIOS GEOTECNICOS.

2.6.1 Antecedentes.

Con la finalidad de construir una presa de enrocamiento con cara de concreto en el respaldo de aguas arriba de la cortina, fue necesario la excavación de dos túneles de desvío de sección portal de 16 m de diámetro y longitudes de 924 m y 1,068 m. Labrada en roca de origen igneo clasificada como toba brechoide riolítica que va de roca buena a roca excelente calidad como roca intacta, ya que el comportamiento durante las excavaciones está gobernada principalmente por las discontinuidades.

La Residencia de Mecánica de Rocas de la Gerencia de Ingeniería Experimental y Control evaluó durante la excavación las condiciones de la masa rocosa para determinar el requerimiento de soporte de construcción para garantizar la estabilidad de la bóveda y muros al mínimo necesario alternado con la excavación y sin interferencias con la misma el soporte definitivo.

2.6.2 Criterios de diseño del anclaje.

Como se mencionó anteriormente, la roca en la excavación para las obras de desvío está gobernada por discontinuidades formando bloques en muchos casos al límite del equilibrio, en otras ocasiones roca estratificada que es lo más común que se encontró en la excavación de los desvíos. El criterio de soporte se señala a continuación.

2.6.2.1 Anclaje de una roca fracturada.

Durante el proceso de excavación e inspección al sitio, al determinar bloques de roca aislados cuyo peso hay que contrarrestar a base de anclaje (en muchos casos se consideró el soporte sin aportación de la roca), el criterio de diseño se analizó de varias maneras de acuerdo a las condiciones de la masa rocosa.

Análisis de bloques. (Criterio de Dejean Raffoux).⁽¹⁾
Suponiendo que la roca trabaje a compresión y que la falla se produzca por fracturas, éstas formarán un ángulo con la horizontal de $\pi / 4$ para la condición más crítica por lo tanto el anclaje se calcula como sigue:

$$L = 0.625 (b) \tan(\pi/4 + \phi/2)$$

$$10W = (0.962) (\delta b^2) \tan(\pi/2 + \phi/2)$$

donde :

- L = Longitud
- b = ancho de túnel entre dos m
- δ = peso específico de la roca
- ϕ = ángulo de fricción interna
- W = carga de roca por metro de túnel.

- (1) Deyean, M., Raffoux, J.F.
Choix swa parametres d'un soutènement pour boulonnage

2.6.2.2 Anclaje de una roca estratificada.

Para su análisis se consideró una viga semiempotrada con carga uniforme de acuerdo al criterio de diseño de Raúl Cuéllar Borja⁽²⁾, el diseño se resume como sigue:

$$h = \left(\frac{3}{8}\right) (\delta L^2) / (R1)$$

$$X = \sqrt{(capacidad-de-ancla) / (\delta h)}$$

donde:

- h = altura o peralte de la roca que se autosoporta en (m)
- L = claro del túnel en m
- δ = peso específico de la roca
- R = módulo de ruptura en ton/m²
- R = 2 ó 3 (0.1 RCS)
- X = espaciamiento entre anclas

- (2) Raúl Cuéllar Borja
Influencia de los métodos constructivos en el tratamiento de los taludes en roca.

2.6.2.3 Análisis de estabilidad de cuñas y taludes con falla al deslizamiento soportados con anclaje.

Al definir bloques en equilibrio crítico debe primeramente establecerse la hipótesis de falla que consiste en:

- a) Forma de la superficie de deslizamiento.
- b) Fuerzas actuantes.
- c) Características mecánicas de la roca en la zona de la falla.

Los casos de deslizamiento se pueden presentar de varias maneras, las más comunes son las siguientes: superficie plana, tetraedros y superficie cilíndrica.

Posteriormente se establecen las fuerzas conocidas que actúan en la cuña y son: el peso de la cuña, fuerza sísmica y subpresión. Con los datos se procede al análisis con la siguiente expresión:

$$P_s = \left(\frac{N}{\gamma} \right) (\tan \phi) + C$$

donde:

N = Fuerzas actuantes normales al plano de deslizamiento.
T = Fuerzas resistentes paralelas al plano deslizamiento.
C y ϕ son la cohesión y ángulo de fricción interna definida de pruebas de laboratorio.

* En la práctica para los tres casos de análisis, la longitud de las anclas varía generalmente entre 0.3 a 0.4 de la longitud del claro del arco.

2.6.2.4 Protección a base de concreto lanzado sin y con falla

La selección de zonas para proteger con concreto lanzado fueron básicamente las densamente fracturadas, intemperizadas afectadas por meteorización tomando en cuenta que los desvíos trabajan inmersos en agua con carga hidráulica de 0.5d máxima, por ello el concreto lanzado sin y con malla se integró al anclaje definitivo y se drenó adecuadamente.

2.7 PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO RECOMENDADO.

Para la excavación de los túneles de desvío se utilizó el método tradicional.

El método tradicional, es aquél que se realiza con el proceso cíclico cuyas actividades primordiales son: barrenación, carga, voladura, ventilación y rezaga; existe otra actividad que se realiza en aquellos casos en que la roca no es autosoporte, o sea, una vez realizada la abertura, dependiendo de las condiciones de roca, se utiliza un sistema de soporte denominado ademe.

La descripción completa del método de excavación así como de las especificaciones existentes se realizará en el capítulo III, correspondiente a la construcción de los túneles.

CAPITULO III CONSTRUCCION DE TUNELES

3.1 INFRAESTRUCTURA Y AVANCES LOGRADOS POR C.F.E.

3.1.1 Vialidades.

Para la apertura del proyecto hidroeléctrico y en particular de las obras de desvío por ser el primer frente de trabajo que se abrió se requirió de una rehabilitación del camino desde la desviación o entronque Tepic-Francisco I. Madero hasta el sitio de los trabajos. Este camino se construyó a nivel de terracería inicialmente y había sufrido gran deterioro a través de los años. La rehabilitación de este camino hizo que éste fuese de gran utilidad para su trayectoria en la margen izquierda. La elevación de rasante era de 90.00 msnm.

A este camino se incorporaron arterias viales para acceder a los frentes de excavación a cielo abierto para emportalamiento de los túneles en la entrada y salida, así como la entrada del túnel crucero.

A continuación se presenta las ilustraciones de las vialidades y la manera como se fueron modificando a medida que avanzaban las obras. Ver figuras 3.1, 3.2 y 3.3.

3.1.2 Túnel crucero.

La fecha de inicio de las excavaciones fue el día 19 de marzo de 1989. En el periodo en que la C.F.E. tuvo a su cargo la excavación, los trabajos se desarrollaron con equipo propio y rentado.

Con el objeto de establecer ocho frentes de trabajo, se construyó un túnel crucero de 100 m de longitud aproximadamente, perpendicular a los túneles de desvío. Intersectaba al túnel No.1 en la estación 0+527.000 y al túnel No.2 en la estación 0+640.710.

Este túnel auxiliar de sección portal con 8 m de diámetro, permitió el acceso e iniciar la excavación de los túneles de la parte media hacia los extremos.

La excavación de este túnel se realizó con el uso de explosivos a través del método tradicional, el cual se realiza con el proceso cíclico cuyas actividades primordiales son: barrenación, carga, voladura, ventilación y rezaga. Para mayor detalle de este método ver subcapítulo 3.2.

En la figura 3.4 se puede apreciar la localización del túnel crucero.

Una vez concluida la excavación para los túneles de desvío la

CAMINOS INICIALES PARA OBRAS DE DESMO

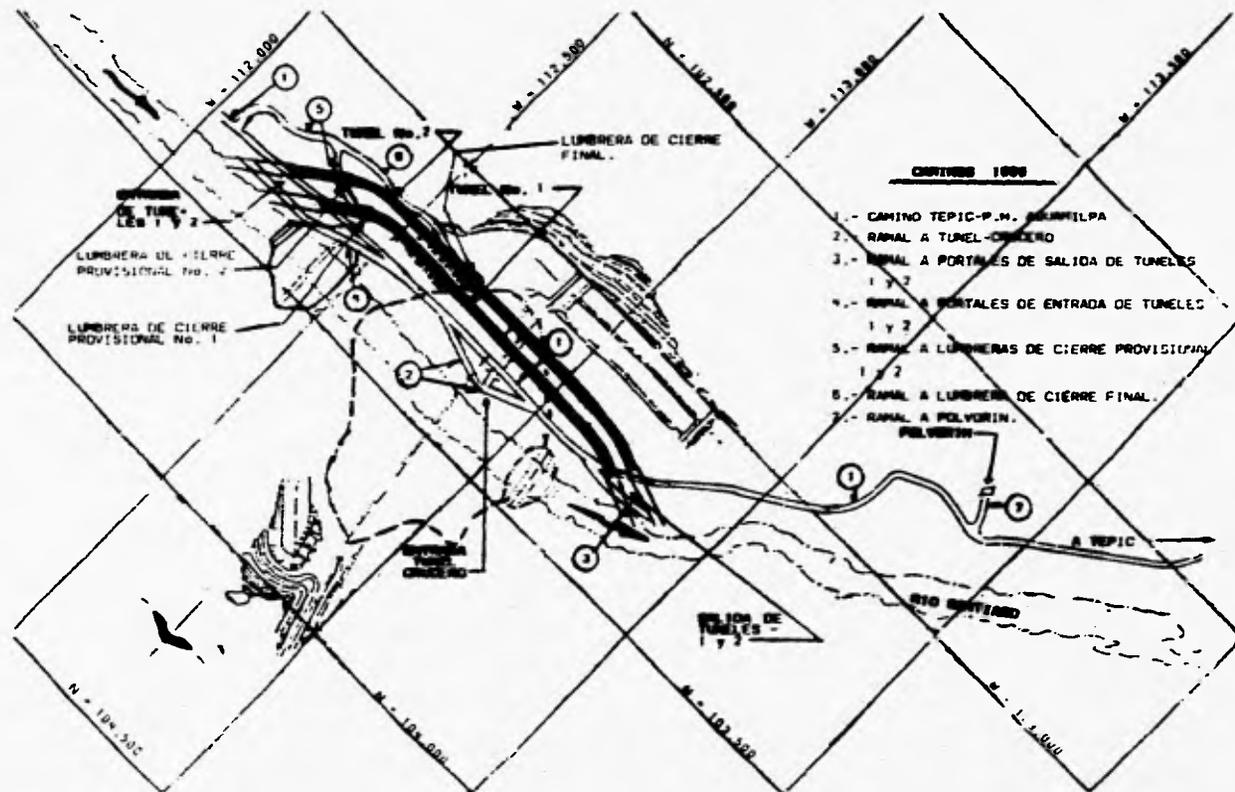


FIGURA 3.1

INTEGRACION DE RED DE CAMINOS UTILIZADOS DURANTE 1980-1991

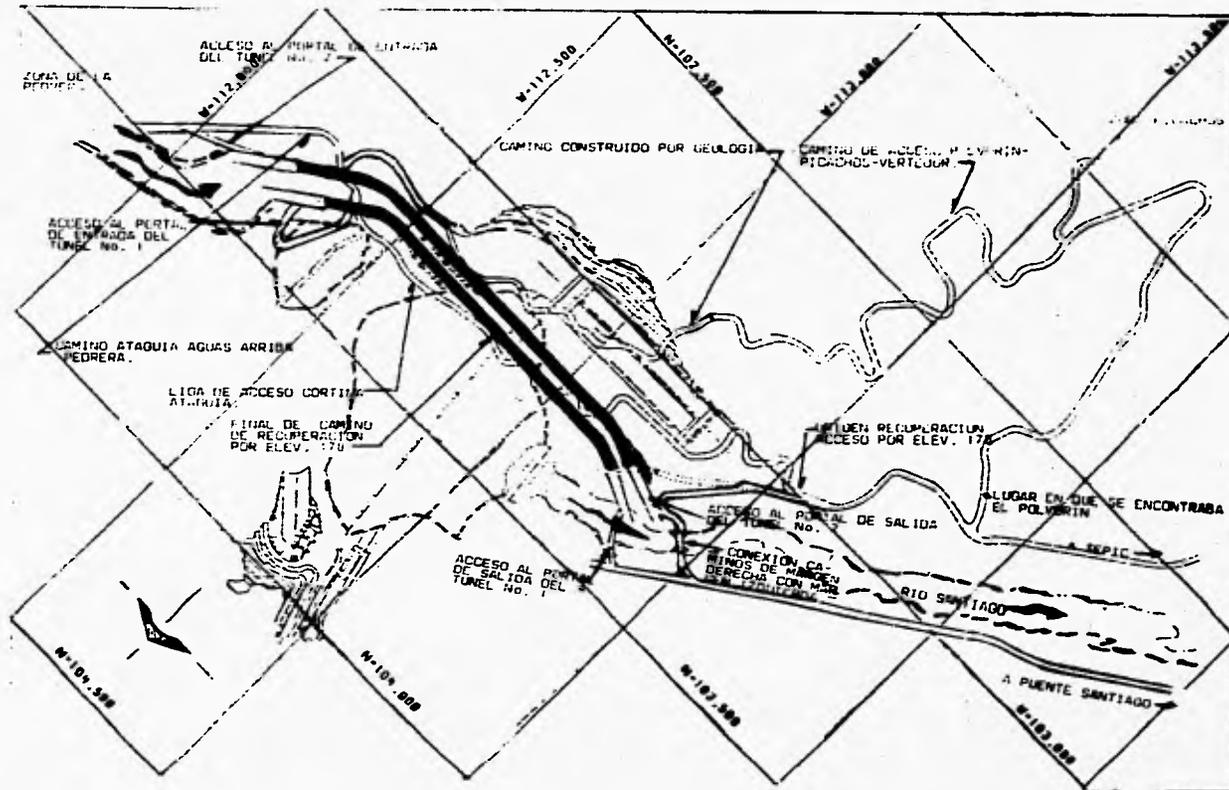


FIGURA 3.2

VIALIDADES DEFINITIVAS DURANTE 1982-1983

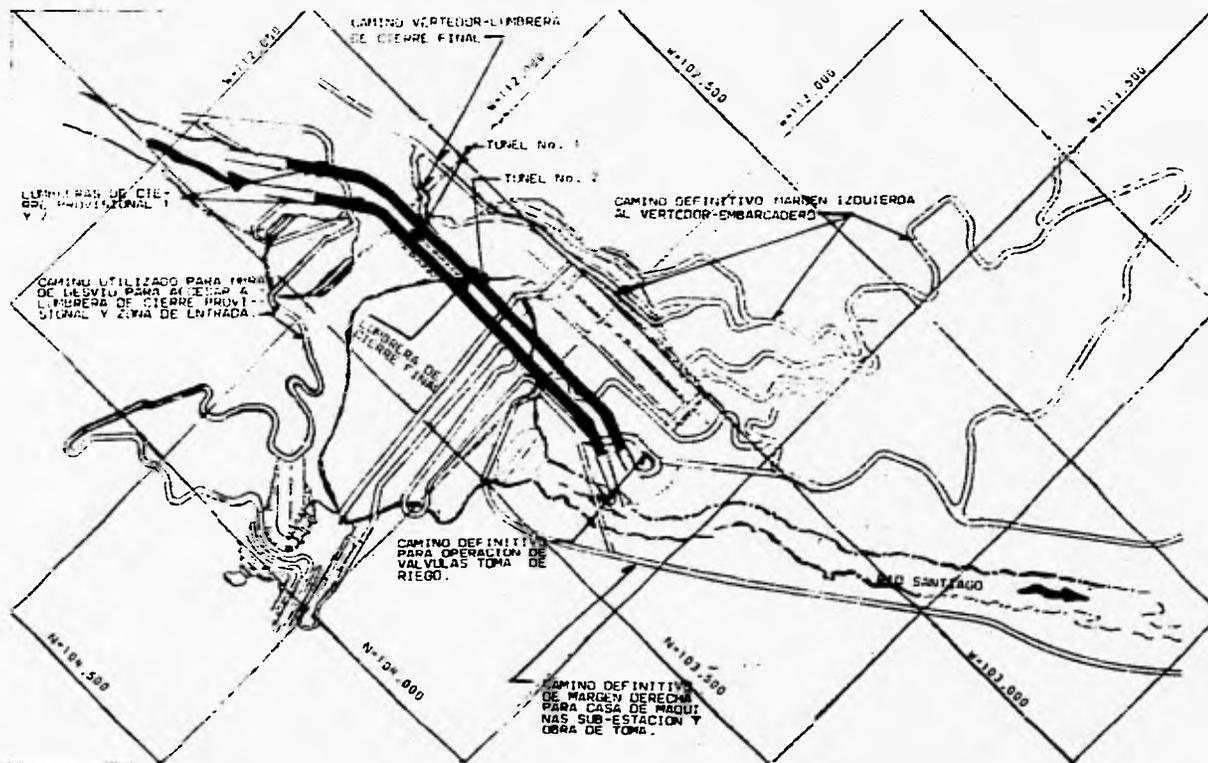


FIGURA 3.3

función del túnel crucero había terminado. Para el sellado del túnel crucero se construyeron 4 tapones de concreto. En la figura 3.5 se muestra un corte longitudinal a través del túnel crucero, en el que se observan detalles de los tapones.

3.2.3 Avances logrados por la Comisión Federal de Electricidad mediante Administración Directa.

La Comisión Federal de Electricidad (CFE) inicia los trabajos de excavación de las Obras de desvío del P.H. Aguamilpa por administración directa en el mes de junio de 1989. Como ya se ha mencionado se abrieron ocho frentes de trabajo mediante la excavación de un túnel crucero de 100 m de longitud aproximadamente y perpendicular a los túneles de desvío. Los puntos de cruce con los túneles de desvío eran los siguientes: con Túnel No.1 en la estación 0+527.000, y con el Túnel No.2 en la estación 0+640.710.

La CFE realizó la excavación completa del túnel crucero, además de la excavación a cielo abierto correspondiente a los portales de entrada y salida de ambos túneles. Además inició la excavación de la media sección superior del Túnel No.1 primero y poco después del Túnel No.2 a través del túnel crucero hacia aguas arriba y hacia aguas abajo. Mientras tanto en los portales, se realizaban los trabajos de soporte necesarios para poder atacar la media sección superior por la entrada y salida de los túneles.

Para cuando la compañía ganadora del concurso para la construcción de las obras del P.H. Aguamilpa comenzó los trabajos, se había excavado prácticamente toda la media sección superior del Túnel No.1 y ya se iniciaba el banqueo. Mientras que en la excavación del Túnel No.2 se tenía un avance aproximado de 50% en la excavación de la media sección superior.

3.2 METODO DE EXCAVACION

3.2.1 Descripción general del método.

La excavación de los túneles, se puede describir en cuatro etapas. La primera y tercera etapas corresponden a la excavación a cielo abierto para el emportalamiento de los túneles (entrada y salida), mientras que la segunda y cuarta etapas a la excavación subterránea de los túneles, ver figura 3.6.

Para la excavación subterránea se dividió la sección transversal del túnel en dos partes: una media sección circular superior (segunda etapa) de 16 m de diámetro por 8 m de altura, que incluso en zonas de inestabilidad geológica se excavó en dos etapas. La otra media sección inferior es rectangular de 16 m de ancho por 8 m de altura, excavada mediante banqueo.

Para la selección del método constructivo la atención se enfocó a

PLANTA DE LOCALIZACION DEL TUNEL CRUCERO

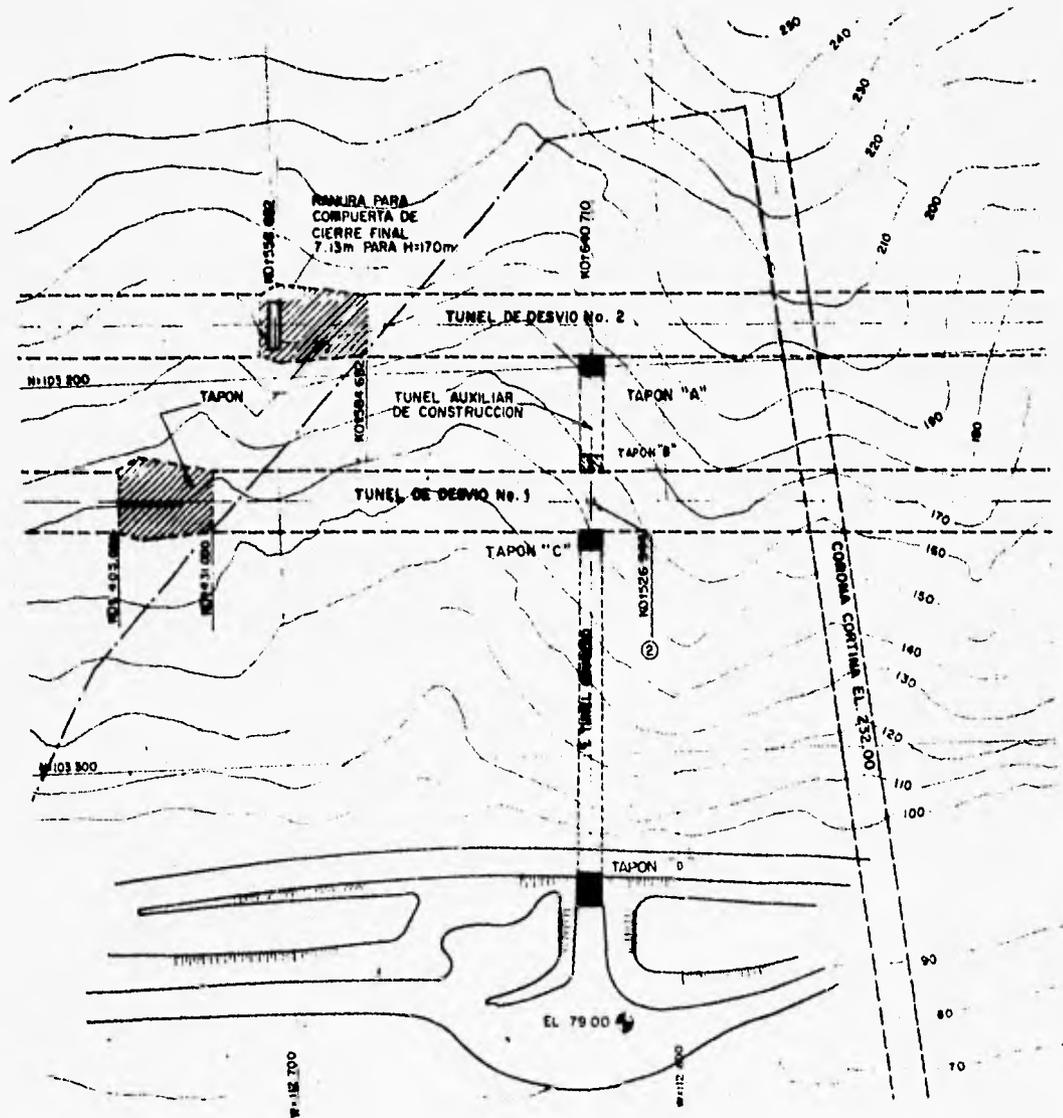


FIGURA 34

CORTE LONGITUDINAL DEL TUNEL CRUCERO

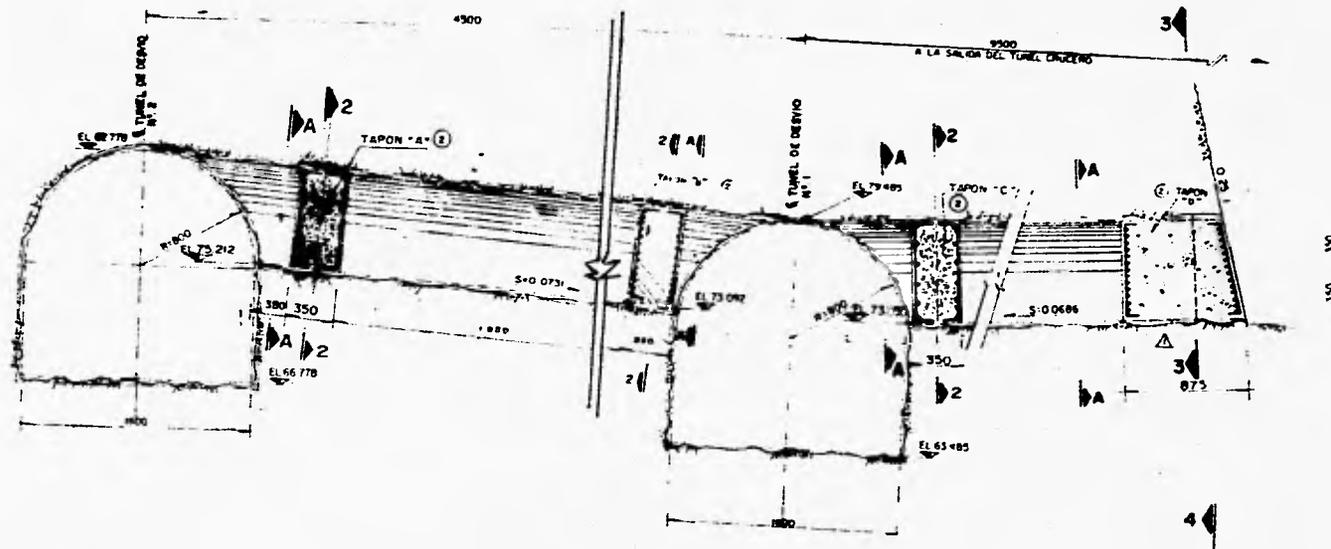


FIGURA 3.5

ETAPAS DE EXCAVACION DE LOS TUNELES

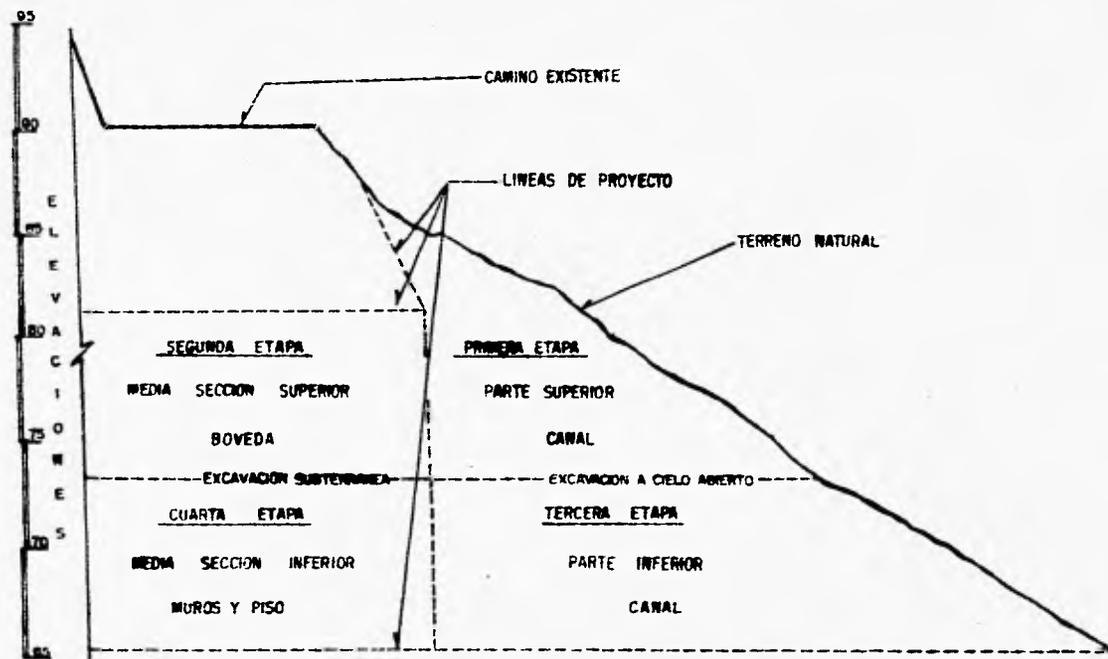


FIGURA 3.6

tener un avance rápido, seguro y eficiente de la excavación. Para ello se seleccionó el uso de los explosivos a través del método tradicional, el cual se realiza con el proceso cíclico cuyas actividades primordiales son: barrenación, carga, voladura, ventilación y rezaga; existe además otra actividad para cumplir con la característica de una excavación segura y consistió en el tratamiento de soporte a base de anclas de fricción, concreto lanzado sin y con malla electrosoldada, así como concreto de reposición a causa de caídos.

Una de las principales preocupaciones de la contratista y de la Residencia de CFE fue la optimización de los tiempos en cada una de las actividades del ciclo para poder alcanzar el objetivo de desviar el cauce del río a través del túnel No.1 en el mes de marzo de 1990. Para ello se movilizaron recursos de personal y equipo de rezagado, acarreo, perforación y ventilación.

Es conveniente señalar que dentro del ciclo de excavación, el tratamiento de soporte gobierna los avances ya que las cuadrillas de tratamiento avanzaban detrás de las cuadrillas de barrenación para voladura.

En los siguientes incisos se hará una descripción más detallada de cada una de las cuatro etapas de excavación de los túneles.

3.2.2 Portales de entrada y salida (primera y tercera etapas).

El proyecto de excavación de los portales de entrada de los túneles de desvío sufrió una modificación, según la cual se disminuyó el volumen de excavación a cielo abierto en el canal de llamada de los túneles con lo que se ganó en tiempo, pero los portales de entrada quedaron con una cobertura de roca sobre la bóveda inferior a lo que indican las especificaciones de construcción de CFE (1.5 veces el diámetro de la sección transversal del túnel).

Para solucionar esto se optó por la utilización de marcos de acero para los portales de entrada. En lo que respecta a los portales de salida, en el caso del túnel No.1, las características tanto topográficas como geológicas eran muy favorables para no utilizar marcos de acero.

En lo que se refiere propiamente a la excavación, en la figura 3.6 puede observarse que la primera etapa corresponde a la excavación a cielo abierto de la parte superior del canal de llamada a la entrada de los túneles.

La excavación de esta primera etapa fue a cielo abierto por medio de banqueo a base de perforación, carga de explosivos, voladura y retiro de material producto de las voladuras, ver figura 3.7a.

La tercera etapa se describe aquí debido a que constituye la excavación de la parte inferior del canal de llamada, la cual se efectuó antes de iniciar la excavación de la media sección inferior. Esta tercera etapa también fue excavación a cielo

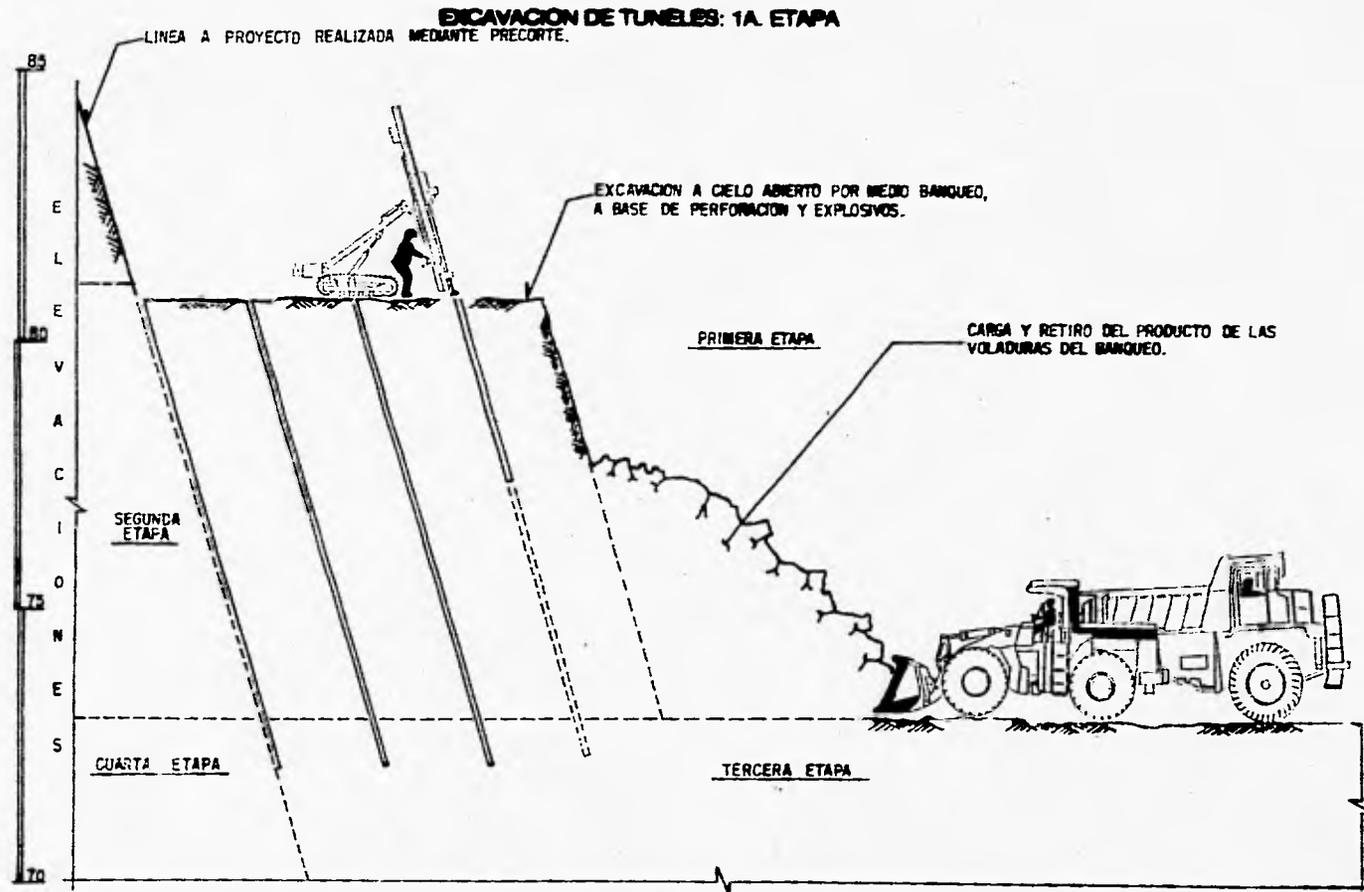
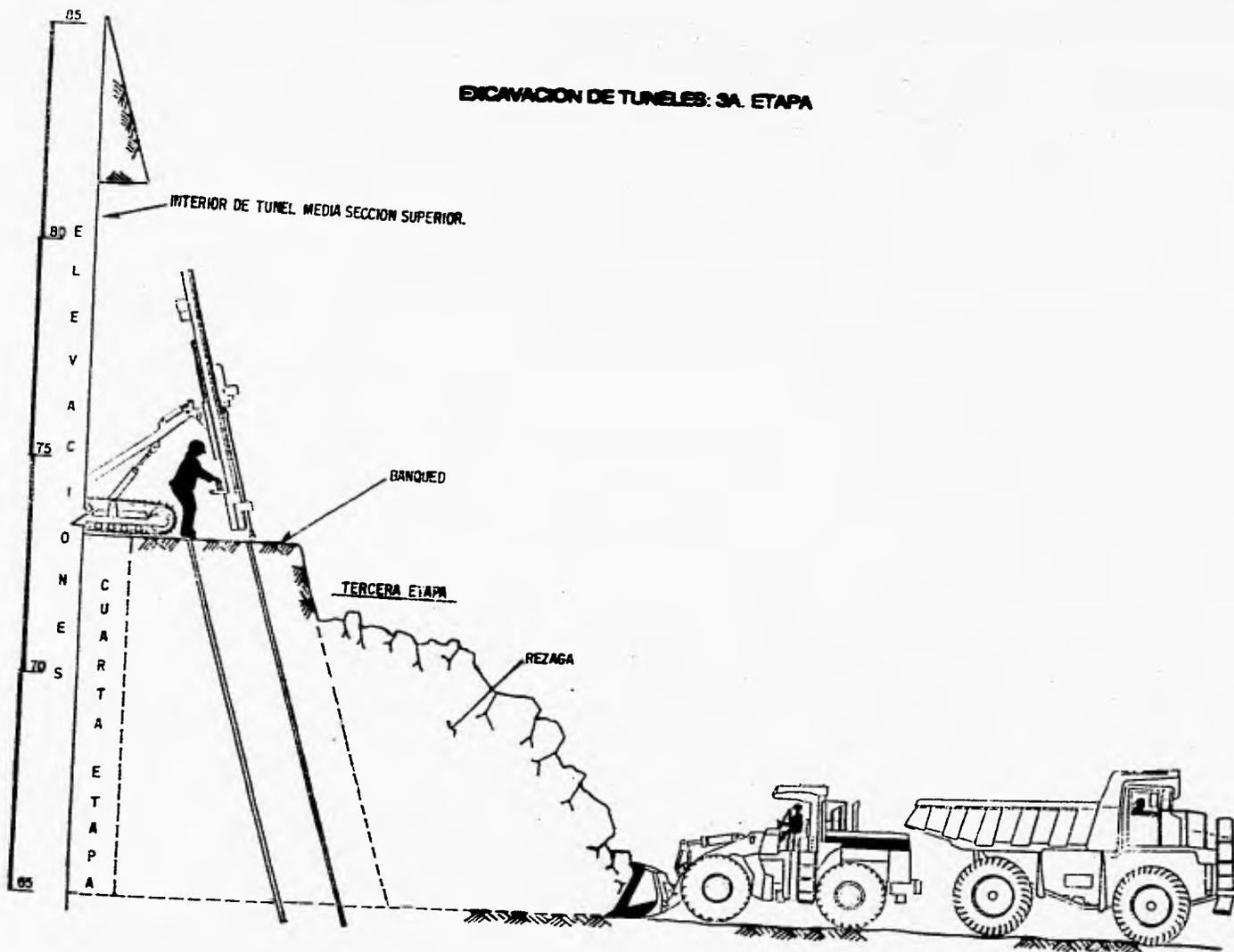


FIGURA 3.7a

EXCAVACION DE TUNELES: 3A. ETAPA



abierto por medio de banqueo a base de perforación, carga de explosivos, voladura y retiro de material producto de las voladuras, ver figura 3.7b.

3.2.3 Excavación de la media sección superior (segunda etapa).

3.2.3.1 Generalidades.

La segunda etapa de excavación consistió en atacar la media sección superior de los túneles, ver figura 3.8.

Puede decirse que esta etapa fue la más delicada, ya que era propiamente la primera etapa de excavación del túnel y por lo mismo el confinamiento era mayor que en las demás etapas.

Para la excavación de la media sección superior se utilizó el método de post-corte, el cual tiene por objeto proteger la superficie de roca alrededor de la voladura.

Este método consiste en la aplicación de concentraciones de carga reducidas y una mayor densidad de perforación para producir un agrietamiento menor en la superficie perimetral del túnel. Al disparar instantáneamente o con un retardo mínimo entre barrenos se obtiene una acción cortante perimetral que desprende el bordo final con un daño reducido a las paredes. Estos barrenos se disparan después de los demás barrenos para asegurar que la roca fragmentada ya ha sido desplazada, ofreciéndoles un espacio de alivio suficiente. Este alivio permite una voladura del bordo final con un sacudimiento mínimo.

Para fragmentar la roca se siguió la técnica de la cuña inicial, la cual se describe a continuación.

3.2.3.2 Técnica de la cuña inicial.

En la excavación de los túneles el frente de avance es la única cara de liberación de la voladura. Es por este confinamiento de los barrenos cargados que la carga específica en la excavación con cuña inicial es mayor que en la excavación de banqueo o a cielo abierto.

A fin de dar mayor eficiencia a la voladura se produce una abertura a todo lo largo del avance previsto, creando así un espacio que permite la expansión y fragmentación de la roca removida por las sucesivas etapas de la voladura. Al espacio producido inicialmente se le denomina "cuña".

La cuña inicial fue la parte más crítica en el diseño de las voladuras de los túneles. Fue además muy difícil determinar el tipo de cuña inicial que resultase el más adecuado para el terreno por excavar, por ello se efectuaron algunas voladuras previas.

EXCAVACION DE TUNELES: 2A. ETAPA

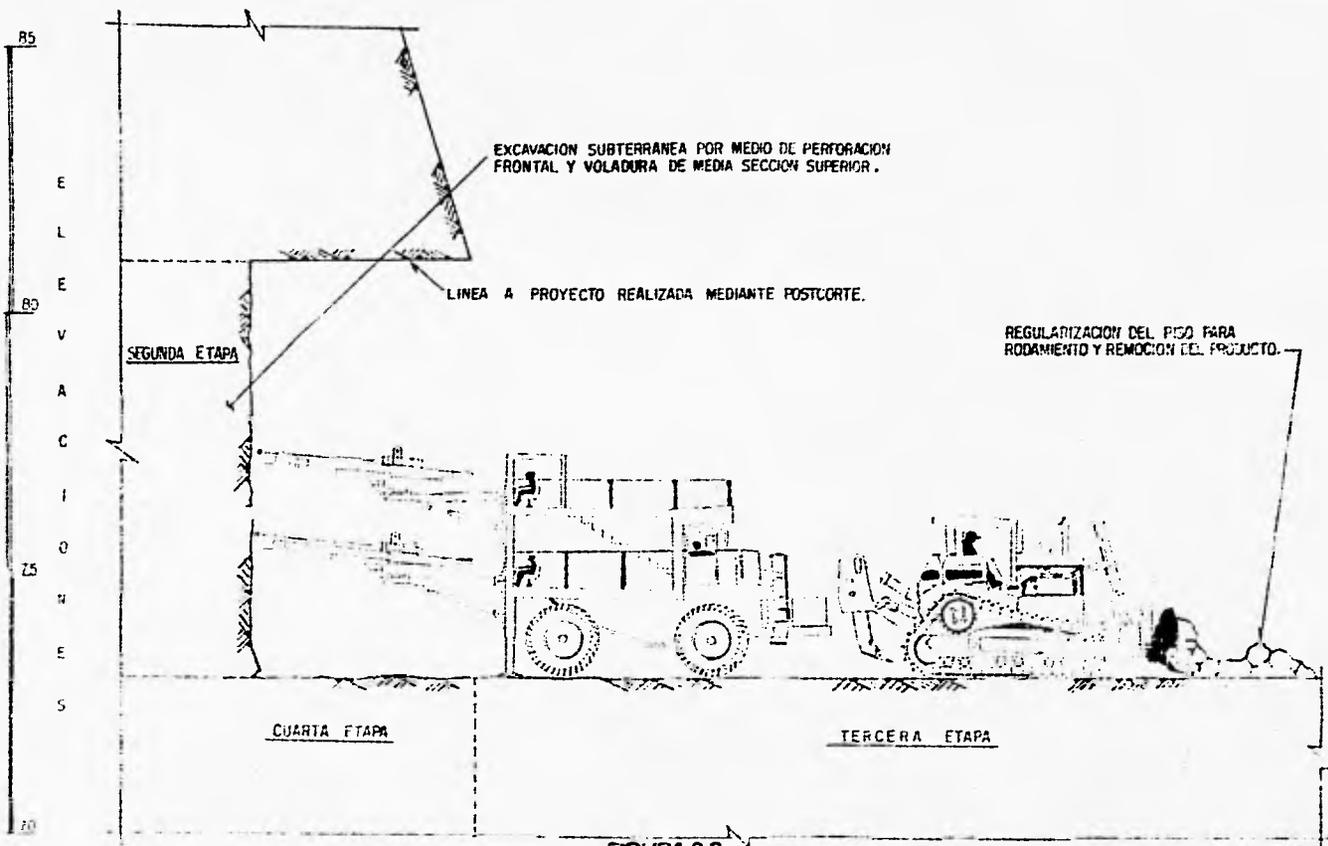


FIGURA 3.8

Entre los diferentes tipos de cuñas que la experiencia de excavación de túneles ha arrojado se seleccionó la de tipo de barrenos paralelos.

La cuña de barrenos paralelos consiste de uno o más barrenos vacíos (barrenos quemados) y uno o más barrenos cargados, paralelos unos a otros, que son perforados en el centro de la cuña, y con la profundidad del tramo de avance fijado.

Las perforaciones que rodean la cuña están dispuestas en tal forma que se disparan después de abierta la cuña; es muy importante para lograr una fragmentación eficiente, que se mantenga el paralelismo de los barrenos de la cuña.

Inicialmente se ensayó un solo barreno vacío (barreno quemado) en la cuña con un diámetro de 5" de diámetro, cambiándose posteriormente por dos barrenos quemados de 3" de diámetro por resultar más rápidos de perforar.

La cuña queda emplazada aproximadamente en el centro de gravedad de la sección geométrica del frente de barrenación (a 1.5 m del piso aproximadamente), dicha posición se va cambiando en voladuras sucesivas para evitar que la perforación de la cuña se localice en la zona más fracturada del frente.

En la figura 3.11 se muestra la plantilla de barrenación tipo, donde se resaltan los barrenos de la cuña.

El diseño de la cuña inicial depende de las características de la roca, del tipo de los explosivos empleados y del diámetro de los barrenos. Toda roca tiene determinado porcentaje de expansión que varía con el tamaño de los fragmentos producidos por la voladura. Por lo tanto, el diseño de la cuña inicial debe tomar en cuenta un espacio vacío (barreno quemado) para permitir esta expansión.

La iniciación fue a base de estopines eléctricos con periodos de retardo en milisegundos en los barrenos de la cuña y con estopines con periodos de retardo nominales en los demás barrenos. Los primeros periodos corresponden a los barrenos de la cuña.

Para calcular la separación entre el barreno vacío central y los barrenos cargados de la cuña debe cumplirse que el área del barreno vacío sea de cuando menos un 15 por ciento del área de influencia de los barrenos de la cuña que disparan en primer término.

De esta manera se tiene que el de área un barreno de 5" de diámetro y el área de influencia de los barrenos más cercanos al barreno quemado son respectivamente:

$$\text{AREA-BARRENO-QUEMADO} = \frac{\pi}{4} (2.54 \times 5)^2 = 126.7 \text{ cm}^2$$

$$\text{AREA-DE-INFLUENCIA} = 20.7 \times 10 \text{ cm} = 207 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto la relación del área del barrenado al área de influencia es:

$$\frac{\text{AREA-BARRENO-QUEMADO}}{\text{AREA-DE-INFLUENCIA}} \cdot 100 = \frac{126.7}{844.7} \cdot 100 = 15\%$$

Por lo tanto el diámetro de 5" para el barrenado quemado es aceptable.

En lo que respecta a la propuesta de cambiar el barrenado quemado de 5" de diámetro por 2 barrenos de 3" de diámetro, se tiene lo siguiente:

$$\text{AREA-BARRENO-QUEMADO} = \frac{\pi}{4} (2.54 \times 3)^2 \times 2 = 91.21 \text{ cm}^2$$

$$\frac{\text{AREA-BARRENO-QUEMADO}}{\text{AREA-DE-INFLUENCIA}} \cdot 100 = \frac{91.21}{844.7} \cdot 100 = 10.66 < 15\%$$

Por lo tanto el diámetro de 3" para los dos barrenos quemados no es aceptable para las recomendaciones de construcción de la C.F.E.

3.2.3.3 Cálculo de la carga.

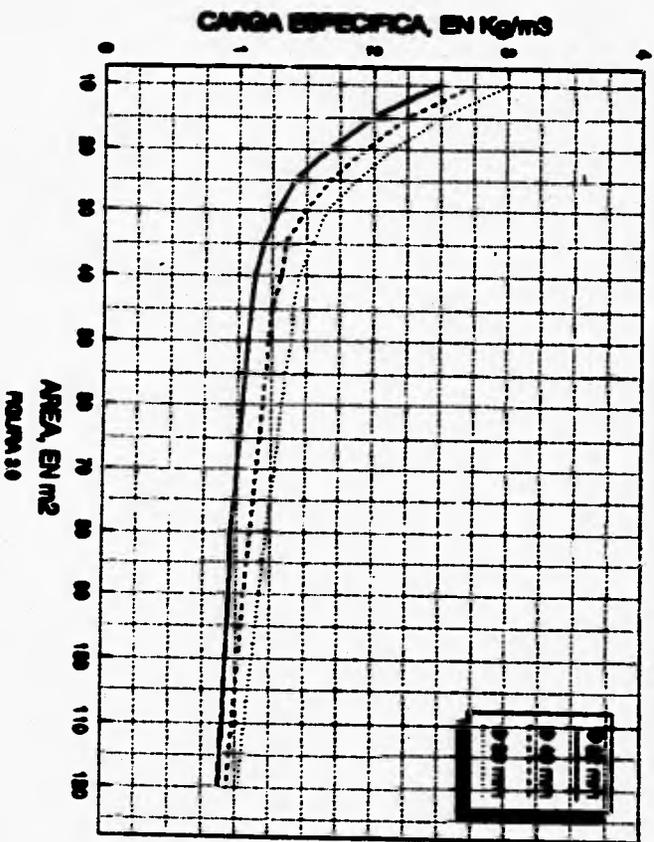
El cálculo de la carga en túneles es menos sistemático que el de las voladuras a cielo abierto. Se emplea la información teórica y experimental de las voladuras a cielo abierto, aplicando factores de aumento de carga para ajustarla a la voladura de túneles. Este aumento se debe al mayor confinamiento de las voladuras en túneles.

La figura 3.9 muestra el valor de las cargas específicas que se utilizan normalmente en túneles en función del área de la sección transversal de los mismos. Los valores indicados en las figuras 3.9 y 3.10 son valores promedio; no deben descontarse la importancia y la influencia que sobre de lo anterior tiene la forma del túnel, las condiciones de la masa rocosa, etc. A continuación se dan las recomendaciones generales para la estimación de las cargas de detonación y espaciamiento de los barrenos que pertenecen a la cuña y de los que no pertenecen a ella. Se hace la aclaración de que los cálculos y recomendaciones descritas están basados en experiencias obtenidas de casos particulares.

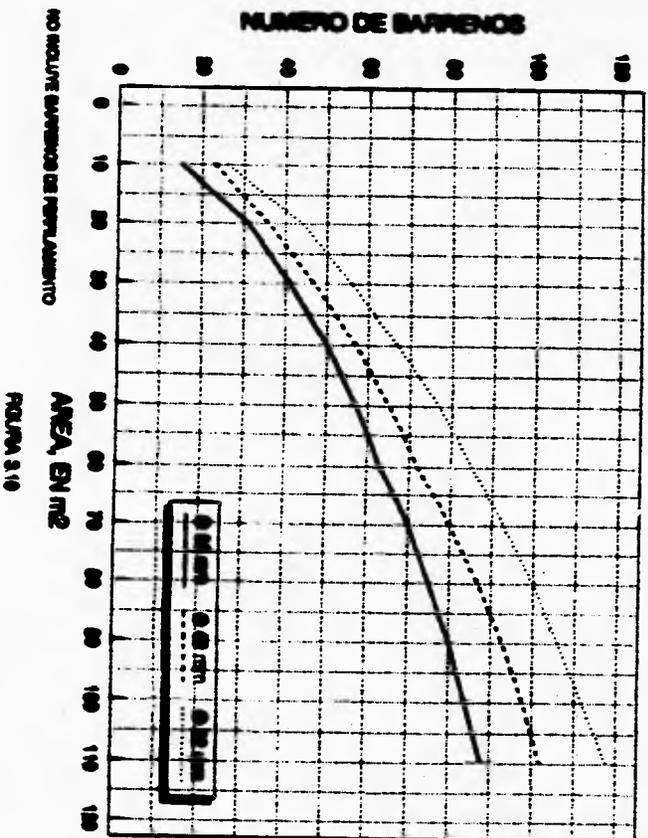
Zonas de distribución de los barrenos (ver figura 3.11).

- a. Barrenos de cuña.
- b. Barrenos de contracuña.
- c. Barrenos ayudantes con proyección horizontal o hacia arriba.
- d. Barrenos ayudantes con proyección hacia abajo.
- e. Barrenos de recorte.

CARGAS ESPECIFICAS UTILIZADAS NORMALMENTE EN TUNELES



NUMERO DE BARREROS EN FUNCION DEL AREA DEL FRENTE



NO INCLuye BARREROS DE PERFORAMIENTO

PLANTILLA DE BARRENACION TIPO PARA EXCAVACION EN TUNELES

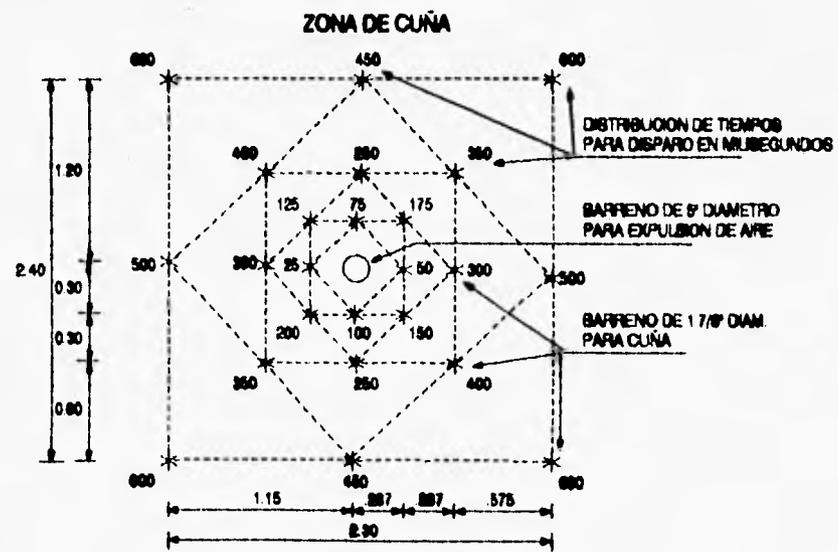
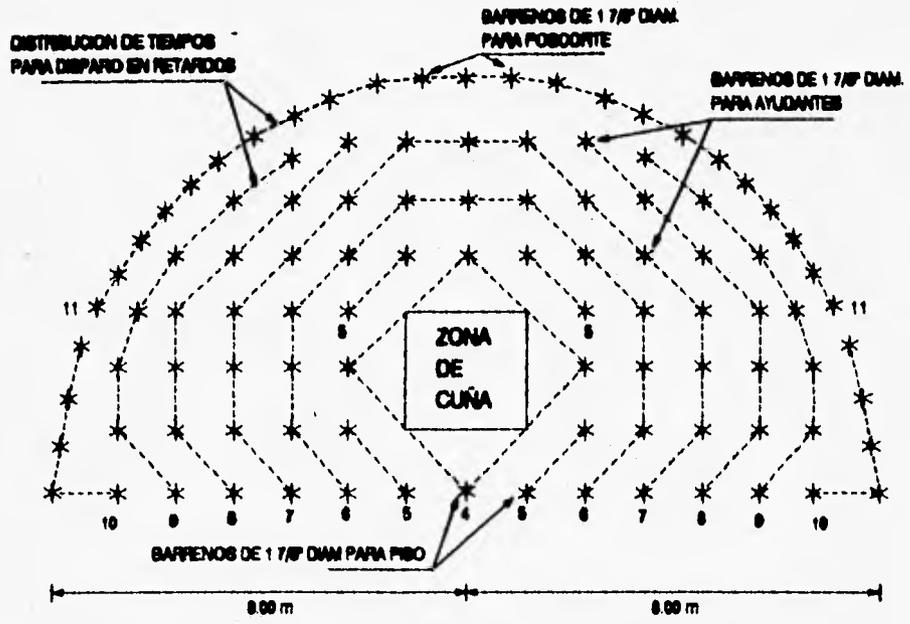


FIGURA 3.11

a. Barrenos de cuña.

La separación entre el barreno vacío central y los barrenos cargados de la cuña se calcula de manera que el área del barreno vacío sea de por lo menos un 15% del área de influencia de los barrenos de la cuña que disparan en primer término.

Las cargas que se presentan en la tabla 3.1 son, en general, adecuadas para los barrenos más próximos al barreno central.

Cargas asignadas a los barrenos más próximos al quemado.

Diámetro de los bnos. cargados, mm	Carga (Kg/m)
32	0.25
35	0.30
38	0.36
45	0.45
48	0.55
51	0.55

Tabla 3.1

b. Barrenos de contracuña.

Los barrenos de contracuña situados fuera de la cuña, poseen una carga muy elevada debido a su gran confinamiento. La tabla 3.2, presenta valores de carga que han dado buenos resultados.

Valores empíricos de carga en barrenos de contracuña.

Separación entre barrenos, m	Carga de fondo, Kg	Carga de columna en Kg/m para diámetros de barrenos cargados de			
		32 mm	38 mm	45 mm	48 mm
0.20	0.25	0.30	0.45	0.60	0.75
0.30	0.40	0.30	0.45	0.60	0.75
0.40	0.50	0.35	0.50	0.70	0.80
0.50	0.65	0.50	0.70	1.00	1.15
0.60	0.80	0.50	0.70	1.00	1.15
0.70	0.90	0.50	0.70	1.00	1.15

Tabla 3.2

Los barrenos de cuña y los de contracuña abren una cavidad inicial de por lo menos 2.0 x 2.0 m para barrenos de diámetro mayor a 3 cm (1 7/8" = 4.76 cm > 3 cm). En la **figura 3.12** se presentan gráficas que permiten calcular la distancia máxima que

debe fijarse entre la abertura inicial creada por la cuña y los barrenos más próximos según su diámetro. Todos los barrenos de la periferia, ya sean de tabla, de piso, ayudantes o de bóveda, deben orientarse de manera que lleguen más allá del contorno (ver figura 3.13) y proporcionen espacio para la perforación de la voladura siguiente.

c. Barrenos ayudantes con proyección horizontal o hacia arriba.

El bordo o distancia entre los barrenos y la cavidad central no debe ser mayor que la mitad de la profundidad del barreno menos 20 cm. No deberá tomarse esta condición como base para el cálculo. El espaciamiento de los barrenos entre sí debe ser igual a 1.1 veces el bordo. La carga de fondo ocupa el tercio inferior del barreno con la carga específica de la tabla 3.3.

Carga específica de fondo

Diámetro de los barrenos, mm	Carga específica Kg/m ³
30	1.1
40	1.3
50	1.5

Tabla 3.3

La concentración de la carga de columna en Kg/m puede tomarse igual a la mitad de la concentración de la carga de fondo. La zona de retaque debe ser igual a la mitad del bordo. En la tabla 3.4 se muestran los espaciamientos calculados de acuerdo con las cargas específicas de fondo necesarias, considerando explosivos con una densidad de 1.3 g/cm³ y el diámetro de los barrenos de la tabla 3.3

Espaciamientos y bordos en función del diámetro de barrenos

Diámetro de barreno, mm	Area por barreno m ²	Bordo m	Espaciamiento m
32	0.91	0.90	1.00
35	1.00	0.95	1.05
38	1.15	1.00	1.15
45	1.44	1.15	1.25
48	1.57	1.20	1.30*
51	1.71	1.25	1.35*

(*) Estos espaciamientos son sólo para túneles de gran diámetro; en el caso de áreas menores su magnitud es menor como se muestra en las gráficas de la figura 3.12

Tabla 3.4

RELACION DE ABERTURA (B), CONCENTRACION DE CARGA Y BORDO MAXIMO (V).

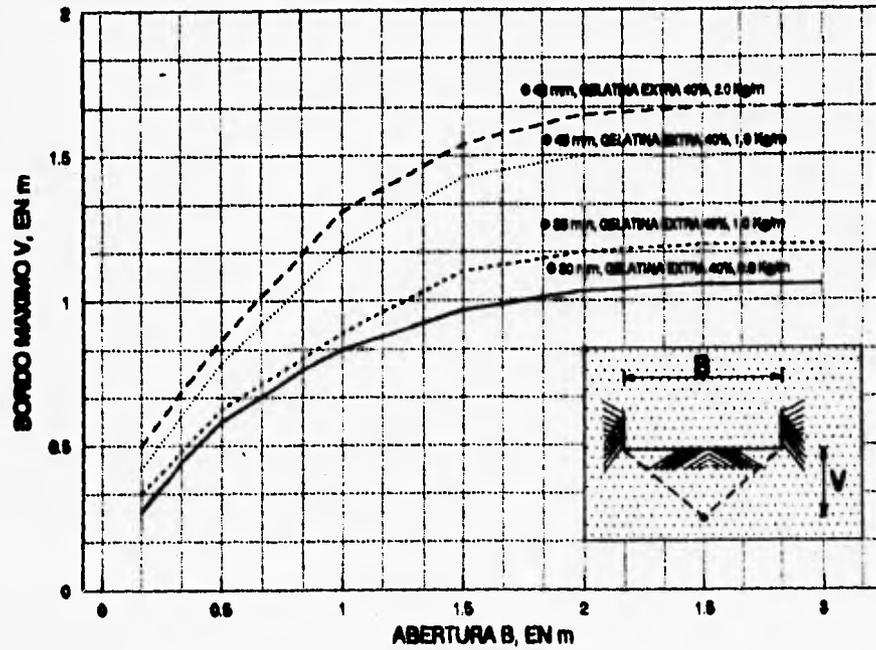


FIGURA 3.12

DISTRIBUCION EN PLANTA DE LOS BARRENOS DE LA CUÑA Y LOS DE FUERA DE LA CUÑA.

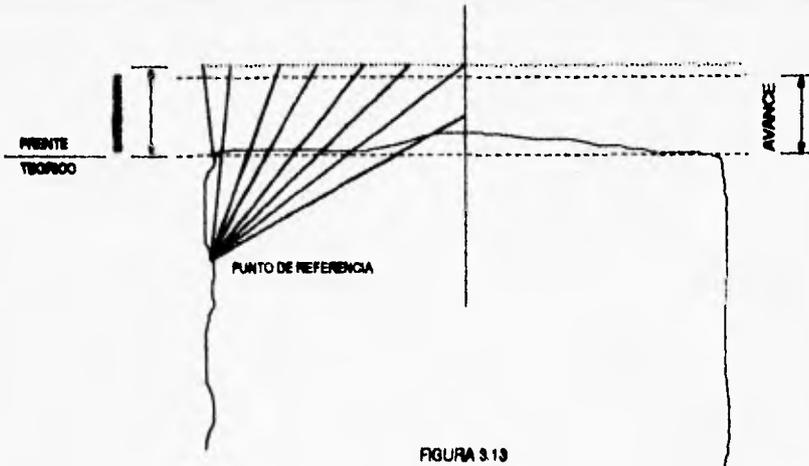


FIGURA 3.13

Finalmente se tiene las concentraciones de carga de fondo y de columna en la tabla 3.5, las cuales han sido calculadas a partir de las recomendaciones anteriores, en función del diámetro de los barrenos. Estos datos han sido obtenidos de la práctica e incluyen los errores normales de perforación.

Cargas, espaciamientos y bordos en barrenos ayudantes con proyección horizontal o hacia arriba.

Diámetro barreno, mm	Profundidad de barreno, m	Bordo m	Espaciamiento, m	Carga fondo		Carga columna		Zona de retaque m
				Kg	Kg/m	Kg	Kg/m	
33	1.6	0.60	0.70	0.60	1.10	0.30	0.40	0.30
32	2.4	0.90	1.00	0.80	1.00	0.55	0.50	0.45
31	3.2	0.90	0.95	1.00	0.95	0.85	0.50	0.45
38	2.4	1.00	1.10	1.15	1.44	0.80	0.70	0.50
37	3.2	1.00	1.10	1.50	1.36	1.15	0.70	0.50
45	3.2	1.15	1.25	2.25	2.03	1.50	1.00	0.55
46	3.2	1.20	1.30	2.50	2.30	1.70	1.15	0.60
48	4.0	1.20	1.30	3.00	2.30	2.45	1.15	0.60
51	3.2	1.25	1.35	2.50	2.60	1.95	1.30	0.60
51	4.0	1.25	1.35	3.40	2.60	2.70	1.30	0.60

Tabla 3.5

d. Barrenos ayudantes con proyección hacia abajo.

Debido a la gravedad, estos barrenos requieren una menor carga específica que los anteriores. La carga específica de fondo puede ser la que se recomienda en la tabla 3.6.

Carga específica de fondo

Diámetro de los barrenos, mm	Carga específica Kg/m ³
30	1.0
40	1.2
50	1.4

Tabla 3.6

El espaciamiento de estos barrenos puede ser de 1.2 veces el bordo. Las demás características son las señaladas para los barrenos ayudantes con proyección horizontal o hacia arriba.

En la tabla 3.7 se presentan las cargas, bordos y espaciamientos

de estos barrenos. Los espaciamientos indicados son aplicables siempre que la concentración de carga en el fondo alcance, asimismo, el valor señalado. Si la concentración de carga resulta menor, el espaciamiento deberá reducirse para obtener la carga específica requerida.

Los valores de espaciamiento y bordos indicados en la tabla 3.7 pueden aumentarse, particularmente cuando la roca es fácil de excavar y cuando los túneles tienen una sección superior a los 70 m².

Cargas, espaciamientos y bordos en barrenos ayudantes con proyección hacia abajo.

Diámetro barreno, mm	Profundidad de barreno, m	Bordo m	Espaciamiento, m	Carga fondo		Carga columna		Zona de retaque m
				Kg	Kg/m	Kg	Kg/m	
33	1.6	0.60	0.70	0.60	1.10	0.30	0.40	0.30
32	2.4	0.90	1.10	0.80	1.00	0.55	0.50	0.45
31	3.2	0.85	1.10	1.00	0.95	0.85	0.50	0.45
38	2.4	1.00	1.20	1.15	1.44	0.80	0.70	0.50
37	3.2	1.00	1.20	1.50	1.36	1.15	0.70	0.50
45	3.2	1.15	1.40	2.25	2.03	1.50	1.25	0.55
48	3.2	1.20	1.45	2.50	2.30	1.70	1.15	0.60
48	4.0	1.20	1.45	3.00	2.30	2.45	1.15	0.60
51	3.2	1.25	1.50	2.70	2.60	1.95	1.30	0.60
51	4.0	1.25	1.50	3.40	2.60	2.70	1.30	0.60

Tabla 3.7

e. Barrenos de recorte.

Como ya se había mencionado para proteger la superficie de la roca se seleccionó el método de poscorte. Las barrenos que pertenecen al recorte son los del perímetro.

En la tabla 3.8 se proporcionan valores prácticos recomendados de espaciamientos, bordos y concentraciones de carga promedio para dos diámetros de barreno, utilizando explosivos de 1.2 a 1.3 g/cm³ de peso volumétrico.

Poscorte perimetral

Diámetro de barreno, mm	Espaciamiento m	Bordo m	Concentración total de carga en el barreno, Kg/m
38 - 45	0.60	0.70	0.18 - 0.18
51	0.75	1.05	0.29 - 0.32

Tabla 3.8

3.2.3.4 Ciclo de excavación.

En la figura 3.14 se puede apreciar las actividades fundamentales en el ciclo de excavación de la media sección superior (segunda etapa).

A continuación se describen cada una de ellas.

a. Barrenación.

Se abre la media sección superior mediante la perforación de barrenos horizontales, con equipo hidroneumático de cuatro y seis brazos, montados en una estructura metálica, que a su vez está instalada en un camión fuera de carretera (jumbo), el avance promedio era de 2.70 m por día.

Se llegó a tener cuatro frentes de trabajo en forma simultánea, al disponer hasta de seis conjuntos de jumbos. Esto se logró mediante la perforación de un túnel auxiliar de 100 m aproximadamente, intermedio y perpendicular a los de desvío (túnel crucero).

Los problemas más comunes, adicionales a los de maniobra fueron: fallas en el sistema de alimentación de aire, en el sistema de energía eléctrica, cambio de brocas, atore de las mismas, rompimiento de las agujas guías. La barrenación se realiza con brocas de 1 7/8" de diámetro a una profundidad de 3 m, para una plantilla se hacían un promedio de 119 barrenos.

Los siguientes principios de perforación son recomendaciones generales:

1. El frente de perforación debe inspeccionarse para explosivos no detonados antes de cualquier perforación.
2. Al empezar un nuevo barreno, nunca se debe apoyar la broca en el barreno de un chocolón. La falla del cartucho resulta en un "chocolón" que contiene explosivos sin detonar.
3. Realizar la barrenación a la profundidad requerida. Lo mejor posible que se pueda, todos los barrenos deben tener en el fondo el mismo plano vertical.
4. Al realizar los barrenos de la cuña, éstos deben estar paralelos. Debe evitar desviarse hacia los costados.
5. Después de terminar la barrenación limpiar todos los barrenos con agua o aire a presión antes de cargar. Se debe tener precaución de pararse a un lado del barreno al estarlo limpiando para evitar rocas que puedan proyectarse del barreno que está siendo limpiado. Hay que asegurarse que todas las demás personas estén alejadas del barreno que ha de limpiarse.

CICLO DE EXCAVACION DE LA MEDIA SECCION SUPERIOR DE TUNELES (2da. ETAPA)

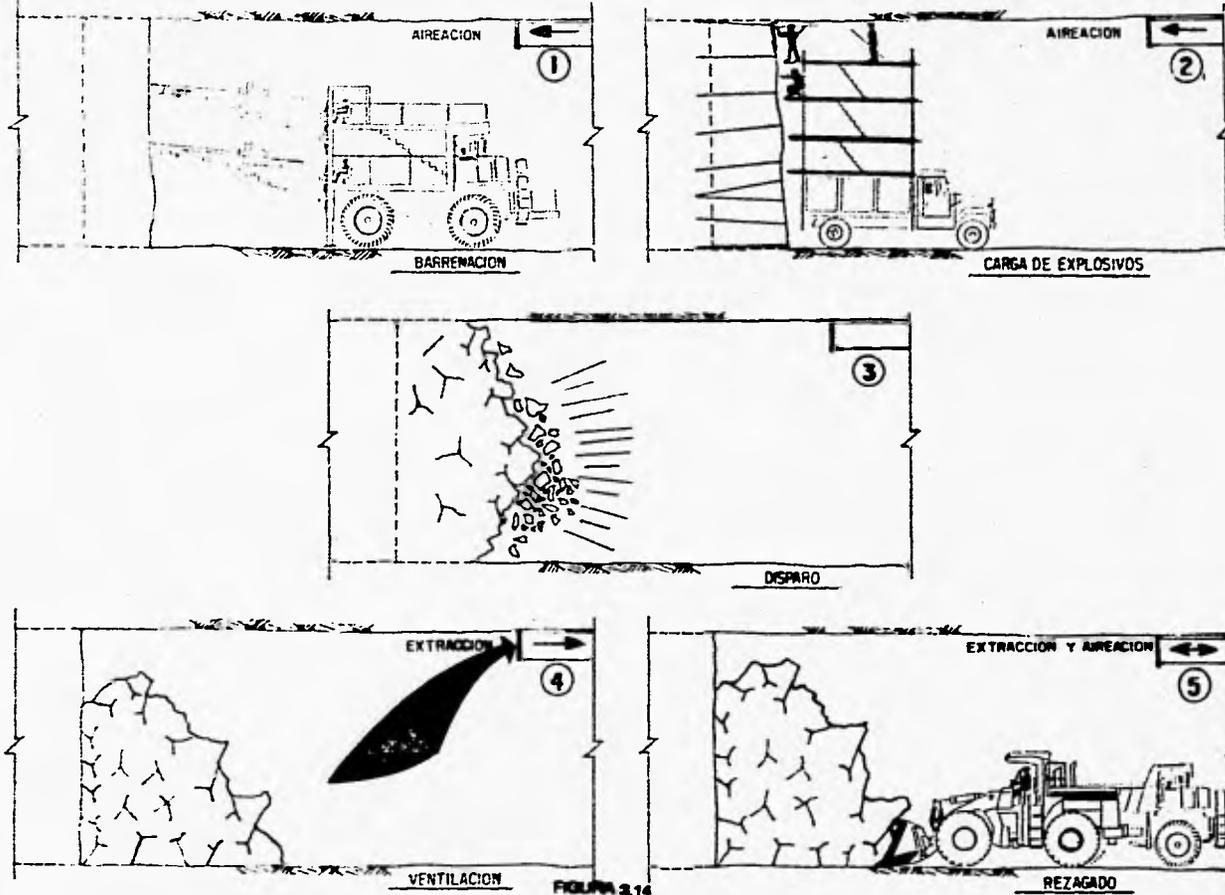


FIGURA 3.14

b. Colocación de explosivos.

La colocación de explosivos se lleva a cabo con la ayuda de un camión plataforma sobre el cual se monta una estructura tubular (tarango) con la finalidad de que ésta sirva como andamio para las maniobras, ver figura 3.14.

La primera condición para cualquier operación de tunelaje debe ser la seguridad de los operarios. Sin embargo, la responsabilidad de la seguridad debe compartirse entre el operario y el supervisor. Aún el supervisor que esté más alerta no puede evitar accidentes sin la completa cooperación de todo operario. Esto es particularmente cierto durante el ciclo de barrenación y colocación de explosivos.

1) Los siguientes principios son recomendaciones generales durante las maniobras de colocación de los explosivos.

1. Después de terminar la barrenación se procede a la colocación de explosivos.
2. Un atacador lo suficientemente largo para alcanzar el fondo del barreno es esencial. El atacador debe de ser de madera o de algún plástico sin que tenga partes de metal que puedan producir chispa. La punta de atacado debe ser plana. Cuando con el uso ésta se vuelva redondeada, se debe cortar una pequeña sección. Un palo de aproximadamente $\frac{1}{2}$ " más pequeño que el diámetro del barreno se considera ideal.
3. Se introduce el atacador a toda la longitud del barreno, para verificar ésta y ver si el barreno aún está limpio.
4. Se introduce el cartucho-cebo antes que ningún otro al barreno con la punta del estopín dirigida hacia el cuello del barreno. Nunca se coloca ningún otro cartucho antes del cartucho-cebo. A este se le llama "cartucho de colchón" y frecuentemente no detonará debido al efecto de la onda de detonación. La falla del cartucho de colchón, resulta en un "chocolón" que contiene explosivos sin detonar.
5. El cartucho-cebo debe empujarse al fondo del barreno, pero nunca debe atacarse.
6. El resto del barreno deberá cargarse con no más de dos cartuchos a la vez. La antigua práctica de rasgar los cartuchos antes de ser cargados ya no es necesaria con los hidrogeles "Tovex". En ellos basta ejercer una presión firme y constante para romper el cartucho provocando que éste se expanda y llene enteramente el barreno.
7. Durante el cargado, los alambres del estopín deberán sostenerse tensos para evitar dañar el aislamiento con el atacador.

8. Cuando se usa "taco", aunque no es práctica común en el tuneleo ni lo fue en las obras de desvío de Aguamilpa, se puede reducir la cantidad de explosivos requeridos, el humo y el golpe de aire, mejorando por lo tanto los resultados de la voladura.
9. Después de haber cargado toda la barrenación, los alambres del estopín deberán ser conectados, evitando que conexiones desnudas toquen la frente o bien hagan contacto entre sí.
10. Si existe algún retraso antes del disparo, coloque siempre en "corto" las puntas del circuito.
11. Antes de conectar la línea de voladura se debe de asegurar de que todo el personal esté alejado. Se debe colocar guardias en todos los puntos necesarios para evitar que alguien entre al área de la voladura. Se debe establecer un sistema regular de advertencia que sea conocido por todo el personal, el cual deberá hacerse sonar previo a la voladura. Este sistema deberá incluir avisos cinco minutos y un minuto antes del disparo, así como para una señal posterior a la voladura.
12. No se debe regresar al área de voladura hasta que todo el humo y gases se hallan ido y la visibilidad sea buena. En ningún caso el tiempo de espera deberá ser menor de 15 minutos.

ii) Colocación de ANFO.

La colocación de ANFO está sujeta a una condición: que el barreno esté seco. Los barrenos con agua resultarán en un pobre desempeño y liberación de gases peligrosos. No debe intentarse ningún tipo de forro en los barrenos, pues esto aislará al sistema de una tierra y permitirá la formación de electricidad estática a un nivel peligroso.

El ANFO generalmente se sopla a los barrenos con un sistema neumático de carga. En cualquier tipo de sistema es esencial que todo éste sea semi-conductivo a tierra, de tal forma que evite el acumulamiento de electricidad estática a un nivel peligroso. Deberán efectuarse inspecciones periódicas para asegurar que el sistema se mantenga en una condición semi-conductiva.

El sistema de recipiente a presión fluidiza parcialmente al ANFO y lo lleva a través de una manguera de carga semi-conductiva al interior del barreno. Los sistemas de recipiente a presión tienen capacidades que van de 35 hasta más de 250 Kg de ANFO y brindan altas velocidades de carga hasta de 30 Kg/minuto dependiendo del diámetro de la manguera de carga y de la presión, las capacidades, tamaños y peso de estas unidades hacen de ellas las más prácticas para cargar frentes grandes o barrenos profundos que les sean accesibles.

El sistema de expulsor opera bajo el principio de Venturi. Succiona el agente explosivo de un recipiente abierto y lo lleva

a través de una manguera semi-conductiva al interior del barreno.

iii) Cálculo de la densidad de carga de una voladura.

Se presenta a continuación un ejemplo de la cantidad de explosivos empleados en una voladura.

- Cadenamiento: 0+509.500 a 0+506.900
- Avance: 2.60 m

- Barrenos de poscorte:

- 26 barrenos
- 7 bombillos "GODYNE" por barreno
- GODYNE; dimensiones: 1 1/2" x 6", peso 0.11 Kg
- 7 * 26 * 0.11 = 20.02 Kg

- Barrenos de pata:

- 14 barrenos
- 28 bombillos "GODYNE" por barreno
- GODYNE; dimensiones: 1 1/2" x 6", peso 0.11 Kg
- 14 * 28 * 0.11 = 43.12 Kg

- Barrenos ayudantes:

- 76 barrenos
- 14 bombillos "GODYNE" por barreno
- 1.6 m bajo explosivo por barreno.
- GODYNE; dimensiones: 1 1/2" x 6", peso 0.11 Kg
- DINITROMEX (bajo explosivo); peso: 1.5 Kg/m
- 76 * 14 * 0.11 = 117.04 Kg GODYNE
- 76 * 1.6 * 1.5 = 162.40 Kg DINITROMEX

- Barrenos de cuña:

- 13 barrenos
- 6 bombillos "GODYNE" por barreno
- 1.6 m bajo explosivo por barreno.
- GODYNE; dimensiones: 1 1/4" x 6", peso 0.11 Kg
- DINITROMEX (bajo explosivo); peso: 1.5 Kg/m
- 13 * 6 * 0.11 = 8.58 Kg GODYNE
- 13 * 1.6 * 1.5 = 31.20 Kg DINITROMEX

- Volumen de excavación

$V = 0.5 * pi * r^2 * longitud \ de \ avance$
 $V = 261.24 \ m^3$

- Cantidad total de explosivos

Godyne = 20.02 + 43.12 + 117.04 + 8.58 = 188.78 Kg
Dinitromex = 162.40 + 31.20 = 193.60 Kg
Godyne + Dinitromex = 382.36 Kg

-- Densidad de carga

Godyne = $186.76 / 261.24 = 0.72 \text{ Kg/m}^3$
Dinitromex = $193.60 / 261.24 = 0.74 \text{ Kg/m}^3$

c) Voladura

En la excavación de los túneles de desvío se utilizaron dos sistemas de detonación:

- i) Sistema no eléctrico
- ii) Sistema eléctrico.

Primeramente se hablará de los sistemas no eléctricos. El sistema no eléctrico es aquél en el que no se utiliza la electricidad para iniciar la detonación.

i) Sistema no eléctrico

Iniciación con cordón detonante.

El cordón detonante es un tubo flexible que contiene un núcleo central de un explosivo de alta velocidad, sensible al fulminante, generalmente de PETN, que se usa para:

- Detonar otro explosivo con el que éste entra en contacto.
- Transmitir una onda de detonación de cordón detonante a cordón detonante o a un detonador no eléctrico de retardo.

Los cordones detonantes son ideales para:

- Operadores quienes prefieren un sistema de voladura no eléctrico debido a que se pueden presentar corrientes extrañas potencialmente peligrosas.
- Voladuras de cargas múltiples sin retardo significativo entre las cargas (p.e., en voladuras de precorte).
- Cebado múltiple o tacos intermedios en barrenos profundos, de diámetro grande.

Durante mucho tiempo todas las voladuras de cordón detonante se dispararon instantáneamente con una línea troncal de cordón detonante, y en pocos casos, con estopines eléctricos regulares unidos a la línea descendente en cada barreno. Ahora, sin embargo, la mayoría de las voladuras donde se usa cordón detonante son de retardo ya sea en la superficie o en el barreno con técnicas de retardos rápidos. Estos métodos tienen virtualmente todas las ventajas de seguridad de encendido de una línea principal convencional, especialmente cuando se usan conectores MS.

ii) Sistema eléctrico.

Los sistemas eléctricos de detonación son circuitos que incluyen estopines eléctricos de iniciación y retardo que son

activados por el paso de una corriente eléctrica de intensidad suficiente.

Este sistema ha hecho posible el disparo seguro de un gran número de cargas en una secuencia prediseñada desde un lugar remoto y seguro.

El éxito de la voladura eléctrica depende de 4 principios generales:

- Selección y trazado adecuados del circuito de voladura.
- Una fuente adecuada de energía compatible con el tipo de circuito de voladura seleccionado.
- El reconocimiento y la eliminación de todos los riesgos eléctricos.
- Balanceo del circuito, buenas conexiones eléctricas y prueba del circuito terminado.

3.2.4 Excavación de la media sección inferior (cuarta etapa).

3.2.4.1 Generalidades.

La cuarta etapa de excavación consistió en atacar la media sección inferior de los túneles (ver figura 3.15).

Como se mencionó anteriormente, para la excavación se dividió la sección transversal del túnel en dos partes, la media sección inferior, que se excavó después, tenía forma rectangular de 16 m de largo por 8 m de altura. La excavación se efectuó mediante el sistema de banqueo con barrenación vertical. Para el banqueo se utilizó la técnica de precorte y voladuras abiertas, utilizando no más de 30 Kg de explosivo detonado en un sólo tiempo y perforadoras de piso montadas sobre un vagón de orugas (track-drill) para la barrenación. Los avances diarios registrados eran de 6 m en promedio.

3.2.4.2 Técnica del precorte.

Esta técnica se seleccionó con objeto de crear una baja concentración de energía de explosivo por metro cuadrado en el perímetro de las paredes del tajo. El equipo utilizado para la barrenación fue el track-drill.

El precorte involucró una hilera sencilla de barrenos perforados a lo largo de la línea de excavación neta. Los barrenos fueron todos del mismo diámetro (3"), todos cargados con explosivo de 7/8" de diámetro y disparados al mismo tiempo, figuras 3.16 y 3.17. El espaciamiento entre los barrenos de precorte fue de 70 cm, usándose cordón detonante primacord como línea troncal.

La teoría de precorte en las voladuras controladas es que cuando dos cargas se disparan simultáneamente en barrenos adyacentes, la colisión de las ondas de choque entre los barrenos coloca a la zona en tensión y causa fracturas que crean la zona de corte entre ellos.

EXCAVACION DE LA MEDIA SECCION INFERIOR DE TUNELES (4A. ETAPA)

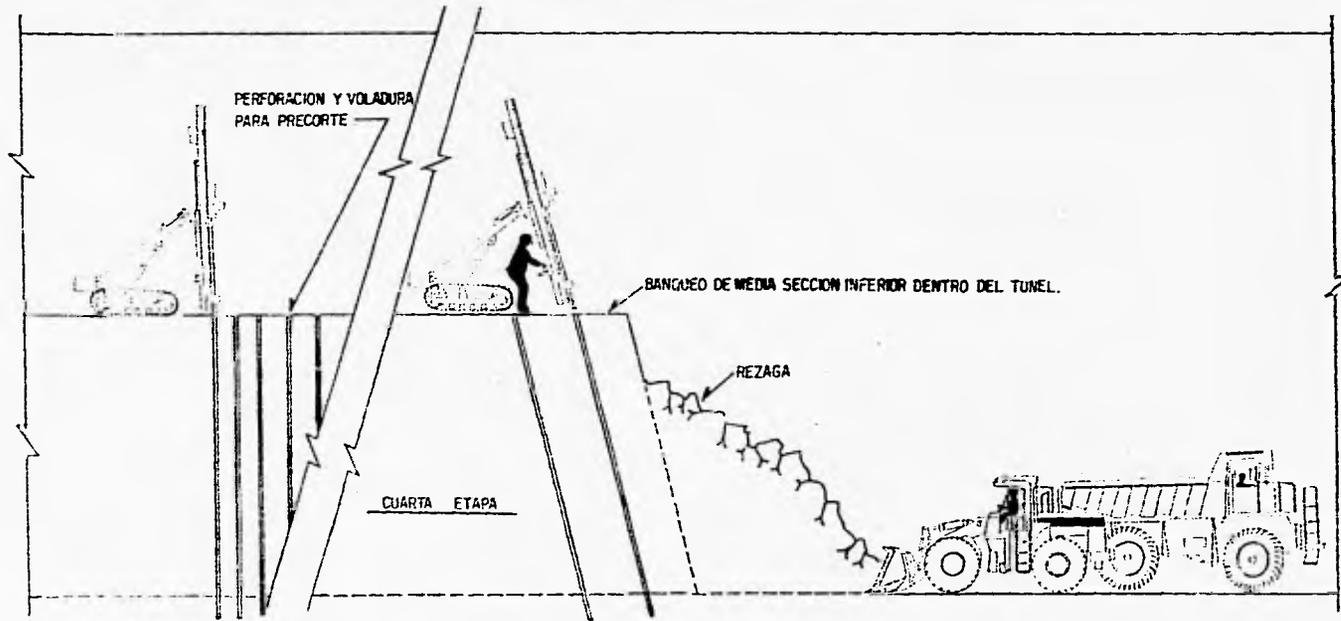


FIGURA 3.15

FRACTURA DE TENSION INDUCIDA ENTRE DOS BARRENOS DE PRECORTE

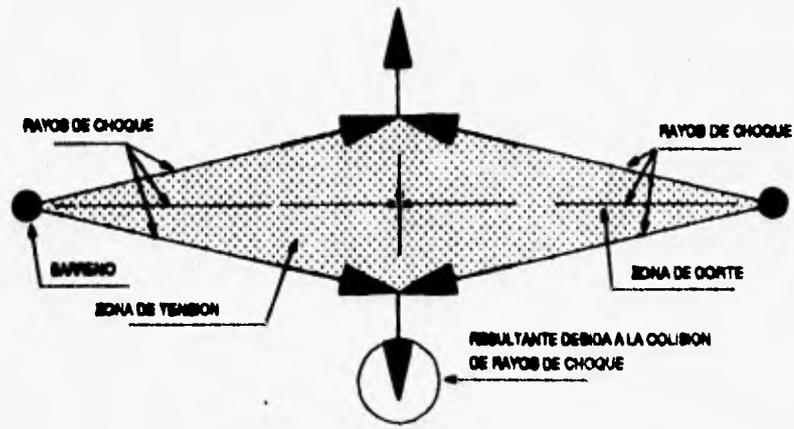


FIGURA 516

DETALLE DE LA CARGA DE UN BARRENO DE PRECORTE



FIGURA 517

La grieta o zona fracturada producida forma una frontera protectora que reduce el daño de las superficies rocosas y da lugar a un acabado uniforme.

Es importante hacer mención que el precorte se va realizando de una manera más rápida que las voladuras a cielo abierto que desplazan la masa rocosa. En ocasiones se puede avanzar un tramo de hasta 100 m efectuando precorte (ver figura 3.18).

3.2.4.3 Voladuras a cielo abierto.

Las voladuras de banqueo se efectuaron utilizando un track-drill para la barrenación.

En las figuras 3.18 y 3.19, se presenta una plantilla típica de barrenación para los banqueos.

La densidad de carga más usual fue de 0.20 Kg/m³ y el explosivo utilizado fue el hidrogel Godyne y ANFO en una relación 70 - 30%, los estopines empleados fueron del tipo milisegundos y de retardo.

Simultáneamente al avance del banqueo, se realizó la barrenación para drenaje de acuerdo al proyecto y utilizando para ello el mismo equipo de barrenación (track-drill) que se empleó en la excavación.

3.3 ASPECTO GEOLOGICO

En este subcapítulo se describen la geología de los portales de entrada, túneles y portales de salida, así como los problemas geológicos que acontecieron durante su excavación.

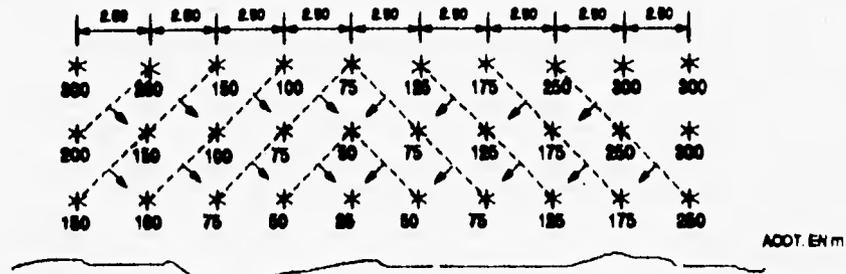
Antes de describir los problemas geológicos que provocaron serios problemas de estabilidad, sobre todo en el portal de salida, es conveniente señalar que uno de los últimos cambios de proyecto de los túneles de desvío en abril de 1989, fue la modificación de los portales de entrada y salida para disminuir el volumen de excavación de 710,000 m³ a 250,000 m³ (según la minuta del 03/04/89, plano 229 1/4-C-15-79312) lo que significó dejar poca cobertura de roca en la bóveda en los primeros metros de los túneles, apenas de un diámetro.

Otro de los objetivos que se contemplaron con el cambio, además de disminuir el volumen de excavación, fue el de conservar la única viabilidad que existía para acelerar el programa de construcción y lograr la desviación del río el 13 de marzo de 1990, 11 meses después de iniciada la excavación.

3.3.1 Portales de entrada.

Los portales de entrada de los dos túneles fueron excavados en rocas de la parte inferior de la unidad Colorín, de regular calidad, con su pseudoestratificación característica, formando capas de 10 a 15 cm inclinadas 24° hacia el oeste, es decir,

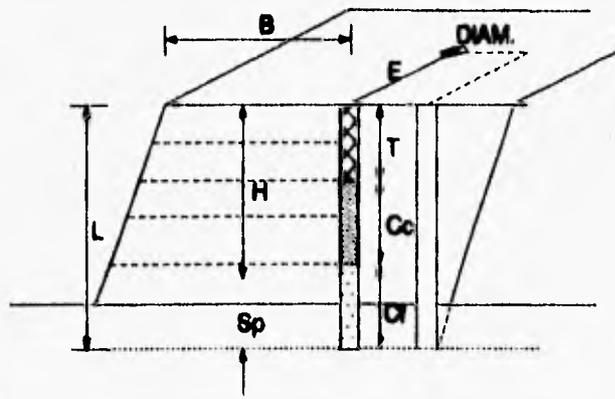
DISTRIBUCION EN "V" CON TRES FILAS DE DIEZ BARRENOS CADA UNA.



180 RETARDO EN MILISEGUNDOS
 - - - - - DIRECCION DEL MOVIMIENTO

FIGURA 3.18

DETALLE DE UN BARRENO DE BANQUEO



ONDE:
 DIAM. = DIAMETRO DEL BARRENO
 B = BORDO (m)
 E = ESPACIAMIENTO (m)
 L = LONGITUD DEL BARRENO (m)
 H = ALTURA DEL BANCO (m)
 T = TACO (m)
 Sp = SUBSERRACION (m)
 Co = CARGA DE COLUMNA (KG)
 Cf = CARGA DE FONDO (KG)
 C = FACTOR DE CARGA (GR/TON)

FIGURA 3.19

hacia aguas abajo; esta roca está intrusionada en forma diagonal en el portal del Túnel No.1, por un dique de composición diabásica, de comportamiento alabeado.

Se determinaron dos sistemas de fracturamiento, uno de rumbo 45° noreste con 75° de inclinación al sureste, con una frecuencia de una fractura por metro y el otro de rumbo 50° noroeste con 60° de inclinación al noreste; es importante hacer notar que para perfilar de modo adecuado la excavación del talud frontal del Túnel No.2 se consideró la geometría de este sistema.

En los portales de entrada de los dos túneles no se presentaron problemas importantes de estabilidad durante la excavación.

3.3.2 Túneles.

3.3.2.1 Túnel No.1.

El Túnel No.1 está excavado a una profundidad promedio de 70 m, los primeros 150 m fueron excavados en rocas pseudoestratificadas de regular a mala calidad de la unidad Colorín y el resto en la unidad Aguamilpa, generalmente de buena calidad, intrusionada por numerosos diques que cruzan la excavación en forma perpendicular.

Este túnel fue afectado por once fallas geológicas que provocaron la formación de tres bloques escalonados; seis de estas fallas lo cruzan en forma diagonal (entre ellas las fallas Colorines 5 y 6), dos en forma perpendicular y tres en forma paralela, una de las cuales (falla Cajones) en combinación con fracturas importantes causó uno de los mayores problemas de estabilidad en la bóveda y tabla izquierda (cadenamientos 0+670 a 0+815) y el 90% de los caídos. Estas fallas, lo mismo que las fracturas expuestas en la excavación se orientan en tres direcciones preferenciales: 4° noreste con 63° de inclinación sureste, 84° noreste con 74° de inclinación noroeste y 65° noreste con inclinación de 83° noroeste.

3.3.2.2 Túnel No.2.

El Túnel No.2 se excavó a una profundidad promedio de 80 m; los primeros 300 m fueron excavados en la unidad Colorín, roca de regular calidad, pseudoestratificada y afectada por seis fallas normales que provocaron como en el Túnel No.1 la formación de varios bloques escalonados, la disminución de la calidad de la roca en los primeros 150 m de excavación y la formación de zonas inestables ancladas oportunamente.

El resto del túnel fue excavado en rocas de la unidad Aguamilpa de buena calidad, excepto 50 m a la salida, cuya calidad disminuyó notablemente por la intensa alteración hidrotermal y la falla Cajones, que provocó el derrumbe de la salida de dicho túnel.

Lo mismo que en el Túnel No.1, numerosos diques atraviesan su trayectoria en forma perpendicular. Por lo general esos diques son de buena calidad.

El Túnel No.2 fue afectado por 22 fallas, cuya disposición con respecto a la dirección de excavación fue: doce diagonales, nueve casi perpendiculares y una paralela (falla Cajones), la cual provocó el derrumbe de 40 m del túnel y el talud izquierdo del portal de salida.

En el caso de las fallas expuestas en el Túnel No.2, se definieron cuatro direcciones preferenciales, que coinciden con las de fracturamiento: 52° noreste con 70° de inclinación sureste, 5° noreste con 76° de inclinación sureste, 49° noroeste con inclinación de 53° noreste y 74° noreste con 50° de inclinación noroeste.

3.3.3 Portales de salida.

El portal de salida del Túnel No.1 fue excavado en rocas de buena calidad de la unidad Aguamilpa, afectadas por un fracturamiento perpendicular al eje del portal con rumbo 10° noreste inclinado 60° al sureste (hacia aguas arriba) el cual no representó problemas de estabilidad.

El portal de salida del Túnel No.2 fue excavado casi en su totalidad en rocas de buena calidad de la unidad Aguamilpa, excepto la parte alta del talud, donde afloró la base de la unidad Colorín, de muy mala calidad. En el talud izquierdo se cortaron dos diques diabásicos paralelos de rumbo 20° noroeste inclinados 80° hacia el noreste de un metro de espesor uno de los cuales rellena un plano de falla.

Durante la excavación se descubrió una falla en cuyo plano se introdujo un dique, cuyas características ya se describieron. No se descubrió en el portal la falla Cajones, aunque se sabía que estaba oculta atrás del talud izquierdo, por los estudios geológicos anteriores y por el afloramiento del camino que pasaba arriba del portal.

3.4 EMERGENCIAS PRESENTADAS

En este subcapítulo se describen los problemas que se presentaron durante la excavación y la operación de los túneles de desvío.

3.4.1 Durante la excavación.

3.4.1.1 Portales de entrada.

En los portales de entrada de los dos túneles no se presentaron problemas importantes de estabilidad durante la excavación.

3.4.1.2 Túneles.

Durante la excavación simultánea de ocho frentes en los dos túneles de desvío se detectaron numerosas zonas inestables las que se formaban por zonas de roca muy alterada y discontinuidades importantes (fracturas y fallas) con rellenos arcillosos; de éstas destacaban 12 cuñas en la bóveda, de las que cinco se identificaron en el túnel No.1 y las otras siete en el túnel No.2, la mayoría fue soportada mediante el sistema de anclaje con oportunidad, no así la que constituyó el primer derrumbe en las obras de desvío y que fue el más importante además de otros dos de menor volumen.

Este caído de la bóveda ocurrió en el túnel No.1, entre los cadenamientos 0+670 a 0+691, fue un bloque de sección triangular de 21 m de longitud, 8 m de ancho y 7 m de altura, con un volumen aproximado de 600 m³.

El mecanismo de falla de este bloque se debió a la intersección de tres planos de discontinuidades geológicas, dos semiparalelas a la excavación, una perpendicular al eje del túnel y una superficie de rotura. Esta geometría definió una cuña tipo, al intersectarse dos planos semiparalelos con diferente inclinación, uno con 68° y otro con 66° (falla Cajones) segmentados por fracturas normales al eje del túnel. El derrumbe ocurrió al perderse la resistencia al esfuerzo cortante del plano de la falla Cajones, debido a las condiciones de relleno arcilloso y presencia de agua, actuando como plano de deslizamiento la fractura paralela de 68° (ver figura 3.20).

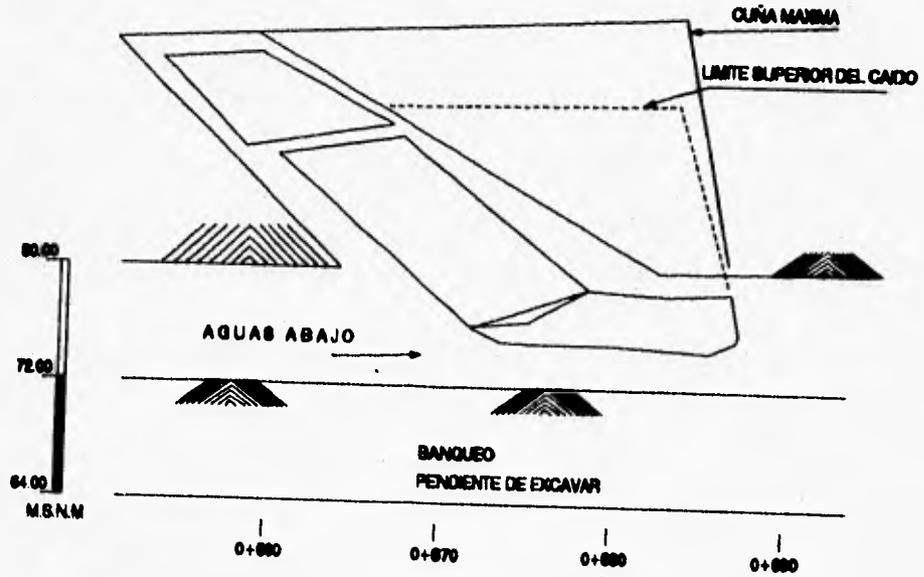
Otro de los derrumbes importantes de la bóveda ocurrió en el túnel No.2, con una longitud de 500 m cerca de la salida, entre los cadenamientos 1+063 al 1+075, cuando se estaba excavando la media sección superior, quedando una gran zona inestable en la bóveda.

La roca en esa zona se reportó como de regular a mala calidad y no tiene definido un sistema de fracturamiento, pero sí una gran zona de falla de 1.5 m de relleno arcilloso con roca triturada, la cual fue identificada como la falla Cajones de rumbo 75° noreste e inclinada 50° al noroeste (hacia la pared derecha); por lo anterior, durante la excavación de la media sección superior se tuvieron problemas con el avance. Es importante mencionar que durante el caído del portal y, parte del túnel No.2 esta zona también se derrumbó.

Cerca del portal de salida del túnel No.2 hay una falla de rumbo noroeste y echado de 75° al noreste que no tuvo influencia en la formación de bloques inestables.

En lo que respecta a los problemas de estabilidad presentados durante la excavación de la media sección inferior (banqueo), únicamente se presentaron sobreexcavaciones laterales por la presencia de fallas paralelas al túnel y de buzamiento hacia la excavación, las cuales se rellenaban de concreto para dar

**SECCION LONGITUDINAL DEL TUNEL No.1
DONDE SE PRESENTO UN CAIDO DE LA BOVEDA**



**SECCION TRANSVERSAL
0+875**

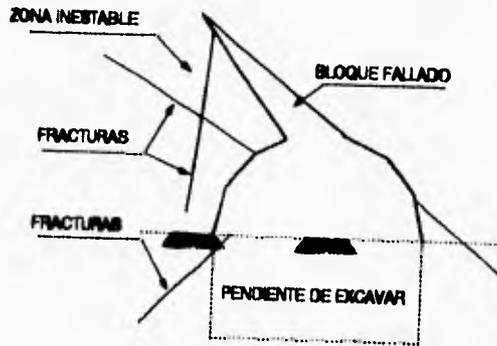


FIGURA 8.20

estabilidad y apoyo a la roca de la bóveda, así como para evitar su ampliación por la erosión del agua durante la operación.

3.4.2 Durante la operación.

PERIODO DE LLUVIAS DE 1990.

3.4.2.1 Portales de entrada

En el último año de funcionamiento, poco antes de la temporada de lluvias, ocurrió un derrumbe de 1000 m³ en el talud izquierdo del portal del Túnel No.1, provocado por tres estructuras geológicas importantes y la mala calidad de la roca superficial. La primera corresponde a una fractura con arcilla de rumbo 43° noreste con 68° de inclinación al sureste del sistema Colorines, plano con el cual surgió la rotura; la segunda se trata de un plano arcilloso de rumbo 55° noroeste con 64° de inclinación al noreste que limita al caído aguas abajo, y por último, la tercera es un horizonte arcilloso entre la pseudoestratificación de las rocas de la unidad Colorín, de rumbo 10° noreste inclinado 20° al noroeste.

Al hacer un análisis de estabilidad con las discontinuidades descritas, por su geometría se concluyó que el caído no tenía posibilidades de progresar y no ponía en riesgo la operación del desvío ni la estabilidad del portal de entrada durante su funcionamiento.

3.4.2.2 Portales de salida.

La diferencia de niveles en la entrada de los túneles permitió iniciar el desvío del río a través del túnel No.1 ya totalmente terminado y continuar excavando y colocando el soporte de roca en el túnel No.2. El aumento en el gasto del río al inicio de la temporada de lluvias obligó a retirar los equipos de construcción del túnel No.2, el cual se encontraba ya totalmente excavado pero con áreas aún sin soporte y faltando por colocar cerca de 550 m³ de concreto de reposición de roca en las zonas de desprendimientos laterales.

Las condiciones antes descritas favorecieron las condiciones para que se presentará uno de los problemas más serios de estabilidad durante la construcción del proyecto y que fue el derrumbe de 140,000 m³ ocurrido el 15 de agosto de 1990 en la salida del túnel No.2, entre los cadenamientos 1+075.000 y 1+115.000, que afectó 40 m del túnel, el camino que pasaba sobre él y el talud izquierdo del portal de salida.

El derrumbe se inició dentro del túnel en una sobreexcavación lateral de la falla cajones, en dirección diagonal al eje del mismo y correspondió a una mayor alteración de la roca en ese sitio, por su cercanía a la superficie. Dicha sobreexcavación se estuvo reponiendo con concreto hidráulico; sin embargo, el

incremento en el gasto del río (5,000 m³/s) suspendió la reposición, erosionó aún más la zona de la falla cajones y le quitó apoyo al macizo rocoso en la pared izquierda, provocando el desprendimiento de bloques y el inicio del derrumbe, con súbito deslizamiento de aproximadamente 20,000 m³. Este deslizamiento fue combinado por la geometría de dos estructuras geológicas importantes: la falla Cajones, ya descrita, y otra falla de rumbo 50° noroeste, inclinada 70° al suroeste, ver figura 3.21.

3.5 REHABILITACION DE TUNELES DE DESVIO.

En el presente subcapítulo se abordan los trabajos de rehabilitación de los túneles de desvío y principalmente del portal de salida del túnel No.2 debidos a los daños que provocados durante su primer año de operación (periodo de lluvias de 1990).

3.5.1 Antecedentes.

Las constantes precipitaciones en el sitio de la construcción de la obra, las aportaciones de los ríos afluentes del Santiago y de la C.H. Santa Rosa, originaron la presencia de grandes avenidas durante el periodo de lluvias de 1990, con un gasto máximo de entrada al vaso de 5,275 m³/s, y de 3,800 m³/s a la salida de los túneles de desvío. Estas condiciones a que fue sujeta la operación de los túneles a la salida, donde cruza la falla Cajones contribuyeron a la presencia del deslizamiento de esta porción inestable, además de desprendimientos en varias zonas del interior de los túneles implicando con esto la reparación de los mismos para mantenerlos en condiciones óptimas de operación.

3.5.2 Volumen de obra a ejecutar.

Una vez terminado el periodo de lluvias en septiembre de 1990, y teniendo un gasto de 70 m³/s, en el río Santiago se construye una ataguía tanto a la entrada como a la salida del túnel No.2, para dejar funcionando únicamente el túnel No.1, y con esto personal de la supervisión de Obras de desvío, Mecánica de Rocas y Geología de Construcción, realizan una inspección en el interior del túnel No.2, emitiendo una relación de tratamientos necesarios a ejecutar, los cuales se indican en el informe MR-75-90 de fecha 05 de octubre de 1990. Ver tabla 3.9.

Se asignan los trabajos a la Cía. Ingenieros Civiles Asociados, S.A. de C.V., bajo el amparo del contrato No.891049 por contar con los recursos necesarios para su ejecución, con acuerdo de estimar las cantidades de obra ejecutadas con conceptos provisionales mientras que la contratista presenta el análisis de precio unitario de cada concepto para su autorización.

FALLA GEOLOGICA EN EL PORTAL DE SALIDA DEL TUNEL No.2

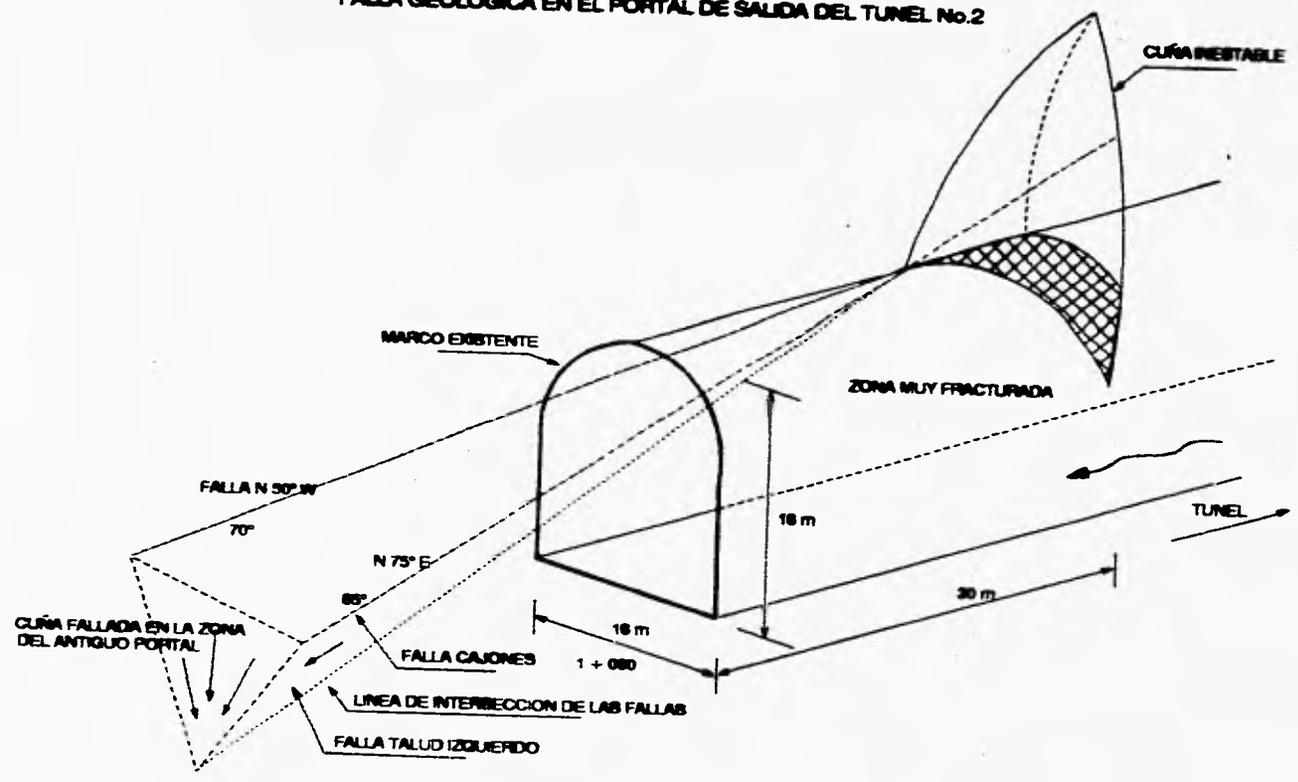


FIGURA 3.21

Tratamientos requeridos en la rehabilitación de los túneles de desvío.

Tratamiento	Unidad	Cantidad
Anclaje 1" de diámetro	m1	1,854.0
Anclaje 1 1/2" de diámetro	m1	3,210.0
Drenaje 1 1/2" de diámetro	m1	197.0
Drenaje 3" de diámetro	m1	5,052.0
Concreto lanzado	m3	568.0
Concreto de reposición	m3	826.0
Marcos metálicos	Pza.	90.0
Concreto de empaque	m3	18,390.0
Mortero de inyección	m3	12.0

Tabla 3.9

3.5.3 Programa de ejecución de obra.

El programa de obra de ejecución para el túnel No.2, deberá ejecutarse de octubre de 1990 a marzo de 1991 y los trabajos que sean requeridos en el túnel No.1, una vez que se precisen, deberán ejecutarse en el periodo de abril a junio de 1991.

3.5.4 Procedimientos constructivos.

3.5.4.1 Concreto lanzado.

Con una resistencia de $f'c=200$ Kg/cm² es una mezcla de agua, cemento, aditivo acelerante y agregados pétreos bien graduados, tamaño máximo de agregados de 3/4", el proceso de la mezcla es en seco y el agua se incorpora a la boquilla por donde se proyecta la mezcla de cemento y agregados hecho previamente en seco, lo cual se le adiciona aditivo en polvo.

Antes de aplicar el lanzado a cualquier superficie se le hace una limpieza enérgica, eliminando polvos, fragmentos de roca suelta, vegetación y aceites a base de chiflón y barretas, posteriormente se lava con agua la superficie antes mencionada para mantenerla húmeda, la mezcla se elabora en planta dosificadora ORU1040, y es transportada al sitio por tolvas sobre camión la cual alimenta a la lanzadora "aliva", ésta a la vez proyecta la mezcla a la salida de la boquilla a una presión de 3 a 4 Kg/cm² y la del agua debe ser de 8 Kg/cm² aproximadamente, la distancia entre el frente y la boquilla es de aproximadamente 1.0 m y orientada siempre en dirección perpendicular al frente y haciendo elipses horizontales, el equipo da un rendimiento de 3 a 4 m³ /hr, el material rebotado es retirado del lugar, todas las superficies lanzadas se mantienen húmedas durante los tres primeros días mínimo.

3.5.4.2 Anclaje de fricción.

Para la perforación se utiliza equipo neumático, track-drill, alimentado por un compresor de 750 PCM, el diámetro de barrenado es compatible con la varilla, de tal manera que para una varilla de 1" de diámetro se barrena con broca de 2 1/4" y si la varilla es de 1 1/2" se barrena de 3" de diámetro.

Posteriormente se lava toda la longitud del barrenado hasta recuperar el agua limpia, al ancla que se va a utilizar se le colocan tres centradores de 1/4" de diámetro alrededor del ancla de 10 cm de longitud espaciadas a cada 1.50 m y 2.0 m para varilla de 1 1/2" y 1" de diámetro respectivamente a todo lo largo del ancla se instala una manguera flexible de 1/2" de diámetro, con la finalidad de desalojar el aire y permitir el retorno de la mezcla garantizando todo el llenado del barrenado, adicionalmente se coloca una manguera de poliducto de 35 cm introduciendo 10 cm dentro del barrenado en la manguera que sirve para la inyección del ancla y el resto en el exterior.

Las anclas se colocan en bancos para evitar que estén en contacto con el suelo, después de colocada el ancla se procede al calafateo con mortero seco en el brocal del barrenado dejándose libre las mangueras de inyectado y testigo. Una vez preparado el mortero se procede al inyectado del ancla con tanque presurizado dejando fluir la mezcla por el poliducto y verificando la salida del aire por la manguera testigo flexible, hasta el llenado total dándose un doblez y amarre al poliducto y manguera para evitar el retorno de la mezcla, la dosificación de esta mezcla es de $f'c=180 \text{ Kg/cm}^2$.

3.5.4.3 Drenaje profundo.

Para las perforaciones se utiliza equipo neumático, en este caso perforadoras stenwick montadas sobre una estructura tubular (jumbo) y que son alimentadas por compresores de 750 PCM, esta estructura se desplaza sobre rieles, jalada por tirfors uno en cada extremo, hasta llegar a la sección de barrenación y así sucesivamente.

3.5.4.4 Concreto de reposición.

El concreto de reposición fue una técnica muy utilizada para remediar la sobreexcavación.

Para poder autorizar cualquier colado, primero se inspecciona el área por colar y se verifica si cumple con los requisitos solicitados como son limpieza del área, suficientes materiales, equipo para transporte y colocación, planta de concreto funcionando bien, suficiente personal capacitado, iluminación etc., si el área por colar y la contratista cumple con los requisitos antes mencionados CFE, extiende una orden de colado o autorización para iniciar el colado.

Laboratorio de concretos diseñó la dosificación de la mezcla en base a la resistencia de que se trate, después de haber realizado algunas pruebas de contaminación y humedad por ejemplo. El concreto se produce en alguna de las dos plantas de concreto (Ross I o Ross II) con capacidad de 90 m³ /hora, la cual debe estar en buen estado de funcionamiento

El concreto fabricado se transporta a sitio por medio de ollas revolventoras sobre camión, manteniendo el concreto homogéneo éstas alimentan a la bomba marca Schwing que proyecta el concreto al sitio de colado, la colocación se realiza en capas de 40 cm de espesor y es compactado con vibradores de inmersión de 2" y de 2 1/2" de diámetro de alta frecuencia (7000 RPM).

3.5.4.5 Concreto de empaque.

Idéntico al anterior, la diferencia de éste es que en el área que se cuela quedan ahogadas partes de marcos metálicos para ademe.

3.5.4.6 Marcos metálicos para ademe.

Primeramente CFE autoriza la utilización de éstos, en algunas zonas de la estructura; se fabrican en talleres competentes de la ciudad de Tepic, bajo la inspección de CFE, son transportados a la obra en plataformas bajas (trailers), y se descargan cerca del sitio de colocación.

Estos marcos vienen suministrados en secciones, las cuales se arman en el lugar de la colocación y maniobras de montaje se realizan con personal capacitado y equipo adecuado grúa "Link-Belt", de 20 toneladas de capacidad, se fijan tornillos en las bases de los marcos y posteriormente son rigidizados con puntales y tensores soldados a cada marco según lo indique el plano de proyecto.

FALTA PAGINA

No 75 a la 76

CAPITULO IV CONSTRUCCION DE LUMBRERAS

4.1 INTRODUCCION

4.1.1 Definición.

El término de lumbrera se emplea para designar las excavaciones verticales o con pendientes mayores de 45 grados.

4.1.2 El por qué de las lumbreras.

Las lumbreras son una parte fundamental de las obras de desvío. Si bien es por los túneles por donde se desvía el río, es por las lumbreras por donde se deslizan las compuertas que habrán de permitir el manejo del río. Es también mediante una lumbrera por donde se realizará el cierre final de los túneles de desvío, iniciándose de esta manera el llenado del embalse.

Al hablar de la construcción de las lumbreras como estructuras de las obras de desvío, se debe pensar en dos etapas:

- a) la excavación, y
- b) la obra civil y electromecánica para el montaje de las estructuras de obturación.

El presente capítulo pretende describir los procedimientos constructivos empleados en la etapa de excavación. Para cada lumbrera se describirá la geología correspondiente, el procedimiento de excavación empleado y las emergencias que se presentaron así como las medidas adoptadas.

En el capítulo siguiente se describirán los trabajos de obra civil y electromecánica correspondientes al montaje de las estructuras para cierre final y para manejo del río (obturadores de cierre provisional).

4.1.3 Avances logrados por la Comisión Federal de Electricidad mediante Administración Directa.

La Comisión Federal de Electricidad (CFE) inicia los trabajos de excavación de las Obras de desvío del P.H. Aguamilpa por administración directa en el mes de junio de 1989.

Para cuando la compañía ganadora del concurso para la construcción de las obras del P.H. Aguamilpa comenzó los trabajos, la CFE tenía los siguientes avances:

- a) Lumbrera para obturador de cierre provisional No.1
 - 1) Barrenación de dos contrapozos de 2.40 m de diámetro de la elevación 79.91 a la 119.38 msnm.

ii) Excavación de lumbrera a sección completa de la elevación 110.62 a la 119.38 msnm.

b) Lumbrera para obturador de cierre provisional No.2

i) Excavación a cielo abierto en plataforma entre las elevaciones 119.59 a la 124.00 msnm.

c) Lumbrera para compuerta de cierre final.

No se había iniciado ningún trabajo.

En la figura 4.1 se presentan los avances logrados por la CFE mediante administración directa.

4.2 DESCRIPCIÓN GENERAL DEL MÉTODO DE EXCAVACIÓN.

4.2.1 Generalidades sobre los métodos tradicionales de excavación de lumbreras.

4.2.1.1 Método de excavación a cielo abierto.

El método de excavación de una lumbrera a cielo abierto es desde el punto de vista del empleo de explosivos similar al de la excavación en túneles a sección completa con la diferencia de que en lumbreras es necesario utilizar equipos especiales para bajar y subir el equipo de ataque y sacar el material de rezaga. Además, en la excavación de lumbreras existe mayor limitación de espacio y los peligros derivados de los caídos son mayores. Este método se emplea con frecuencia en lumbreras de menos de 60 m de profundidad.

En obras grandes el rezagado se efectúa mediante elevadores, montacargas u otros dispositivos.

4.2.1.2 Elevador Alimak.

Otro método empleado con frecuencia es del elevador Alimak con el cual se excava de abajo hacia arriba en secciones no mayores de 2 por 2 m. Las secciones mayores se ensanchan de arriba hacia abajo.

El elevador, que es operado eléctricamente o con aire comprimido, consta de una jaula y una plataforma de trabajo que se deslizan a lo largo de unas barras guía fijas a la superficie de la lumbrera por medio de anclas. El trabajo de saneo del frente de avance, la perforación y la carga de explosivos, se llevan a cabo desde una posición protegida de la jaula. Posteriormente el elevador con el personal y el equipo se retiran hacia la galería horizontal inferior donde quedan protegidos durante la voladura. Después de la voladura se ventila y humedece minuciosamente el tramo excavado antes de que los trabajadores suban de nuevo a prolongar el sistema de barras guía e inicien el tramo siguiente de perforación y carga de explosivos.

AVANCES LOGRADOS POR LA C.F.E.
MEDIANTE ADMINISTRACION DIRECTA

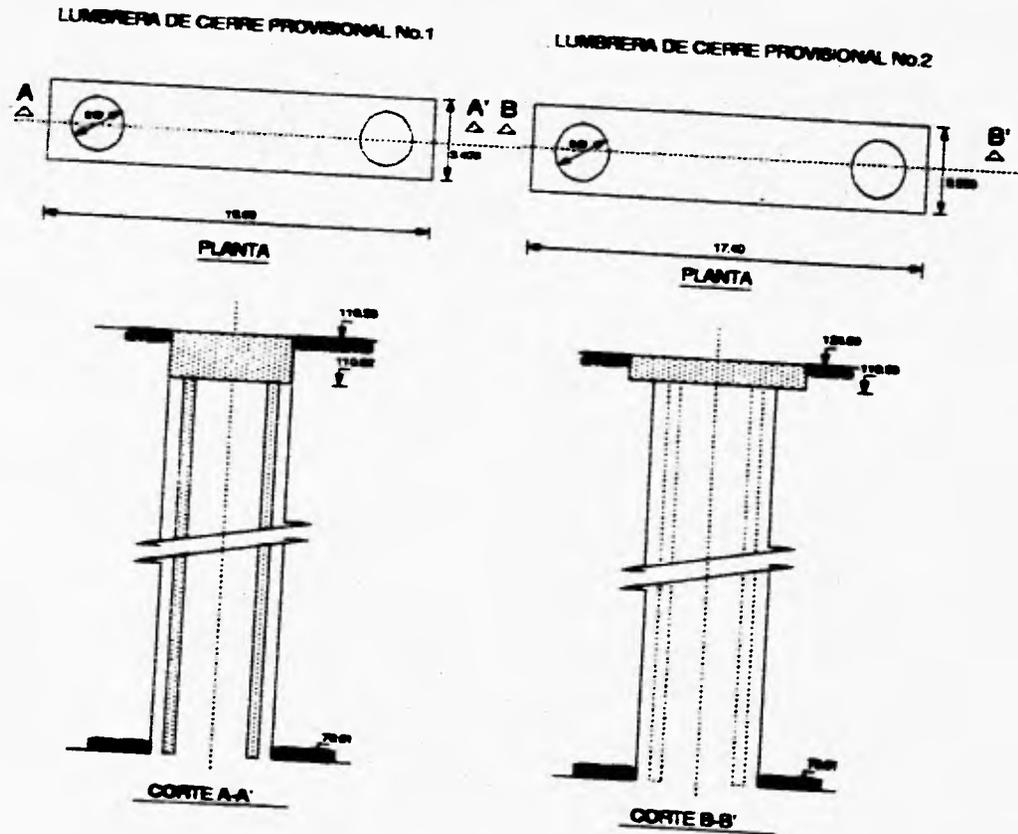


FIGURA 4.1

ESTA TESIS
NO DEBE
SALIR DE LA
BIBLIOTECA

4.2.1.3 Método de la Jaula Jora.

Este método es similar al del elevador Alimak, sin embargo en éste la jaula de trabajo va suspendida de un cable que pasa a través de un barreno de gran diámetro perforado antes de comenzar la excavación de la lumbrera. Esta perforación puede ser utilizada como parte de la cuña de voladuras. Los trabajos de perforación y de carga de explosivos se realizan desde el techo de la jaula. El saneo puede ejecutarse en forma segura desde la jaula a través del techo. Antes de cada voladura se desciende el elevador y protege en la galería inferior horizontal y se extrae el cable por el barreno central. Este barreno resulta también una ventaja para la ventilación.

4.2.1.4 Barrenos a lo largo de toda la lumbrera.

Un nuevo sistema de excavación empleando explosivos cuya aplicación se hace cada vez más frecuente es el de los barrenos a través de toda la longitud de la lumbrera, después de lo cual se procede a excavar por tramos. El mayor problema de este método es la desviación de las perforaciones. En cambio ofrece mejores condiciones de seguridad en los trabajos de perforación y carga que se efectúan desde un lugar más protegido.

En cuanto a la forma de la voladura pueden distinguirse dos variantes principales del método: voladuras hacia un barreno central de gran diámetro y voladura con cuña en cráter.

a) Voladura con un barreno central de gran diámetro.

Para ejemplificar este método se presenta la figura 4.2.

Como se puede apreciar es un plan de barrenación para una voladura con barreno central de gran diámetro de una lumbrera de 4 m² de sección transversal. El barreno central es de 127 mm de diámetro y los barrenos menores de 64 mm de diámetro.

La voladura se realiza por fases. A fin de que las perforaciones no queden bloqueadas, obstaculizando la continuidad de las voladuras, se debe seguir la secuencia de disparo que se muestra en la tabla 4.1.

Barreno No.	Profundidad de la voladura adecuada, en m	No. de bnos. por disparo
1 - 4	2	1
5 - 8	3	1
9 - 12	4	4
13 - 16	8	4

Tabla 4.1

DISTRIBUCION DE BARRENOS EN UNA LUMBRERA DE 2 X 2 m

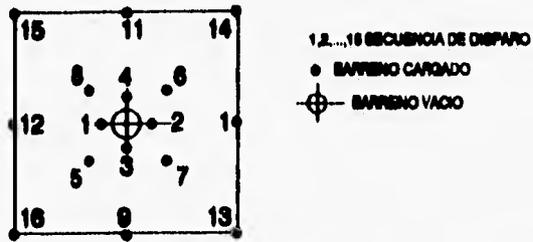


FIGURA 42

SECUENCIA DE VOLADURAS RECOMENDADA PARA UNA EXCAVACION VERTICAL

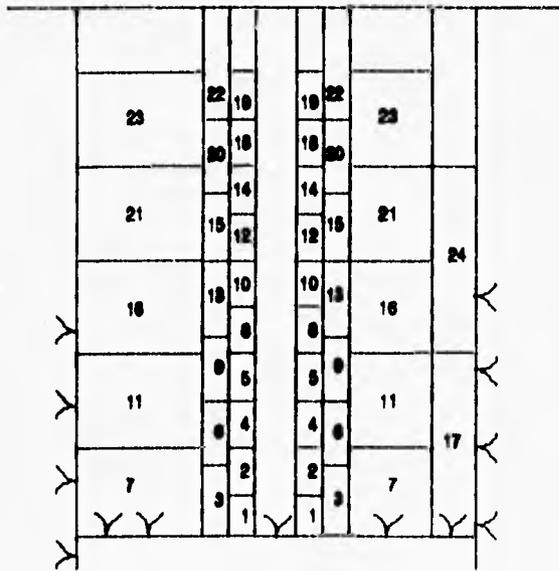


FIGURA 43

La secuencia de encendido debe ajustarse al error de perforación, de tal manera que los barrenos que resultan con menor bordo son los primeros en disparar.

En la figura 4.3 se muestra el orden seguido en las voladuras en el sentido vertical. La carga se efectúa descendiendo los explosivos desde la superficie superior.

Las concentraciones de carga que se emplean con este procedimiento son relativamente altas debido a que los barrenos están abiertos en ambas direcciones lo que hace que disminuya la presión de los gases. En las tablas 4.2 y 4.3 se presentan las concentraciones de carga más comúnmente empleadas en los barrenos de cuña y en barrenos ayudantes.

Diám. Bno. mm	Diám. Bno. central, mm	Distancia entre centros, mm	Concentración de carga(*), Kg/m
51	127	210	0.67
64	127	220	1.00
64	152	250	1.00
75	127	230	1.40
75	152	265	1.40

Concentraciones de carga en barrenos de cuña.

(*) explosivos con peso volumétrico de 1.4 g/cm³ y de 5,000 m/s de velocidad de detonación.

Tabla 4.2

Diámetro barrenos mm	Bordo máximo m	Concentración de carga(*), Kg/m
51	1.0	0.9
64	1.1	1.1
75	1.2	1.2

Concentraciones de carga en barrenos ayudantes.

(*) explosivos con peso volumétrico de 1.4 g/cm³ y de 5,000 m/s de velocidad de detonación.

De preferencia el bordo no deberá ser mayor que la anchura de la abertura contra la cual rompe el barreno.

Tabla 4.3

b) Voladura con cuña en cráter.

Las voladuras de este tipo rompen hacia la superficie libre inferior de la lumbrera. No es necesario el barreno central de

gran diámetro, ni la precisión tan grande en la perforación. Básicamente, la diferencia entre este método y el anterior es la forma de la ampliación o ensanchamiento de la cuña. En este tipo de voladuras, se abre inicialmente la cavidad central de 1 m² aproximadamente y a continuación se disparan los demás barrenos en la forma acostumbrada. Es recomendable utilizar un diámetro de barreno más grande en el barreno del cráter que en el resto de los barrenos de la lumbrera.

El poscorte perimetral puede emplearse en la excavación de lumbreras con barrenos profundos. Cuando los barrenos son de gran diámetro no es económico perforarlos demasiado próximos entre sí. En la tabla 4.4 se muestran valores de concentraciones de carga para orientar este tipo de trabajo.

Diám.bnos. mm	Espaciamiento m	Bordo máximo m	Concentración carga(*), Kg/m
51	0.70	0.9	0.50
64	0.80	1.1	0.70
75	0.90	1.2	0.90

Concentraciones de carga para poscorte perimetral en lumbreras.

(*) explosivos con peso volumétrico de 1.4 g/cm³ y de 5,000 m/s de velocidad de detonación.

La iniciación instantánea o con pocos retardos es la más eficiente para voladuras de poscorte perimetral.

Tabla 4.4

El precorte se utiliza en excavaciones de lumbreras con barrenos profundos. Este tipo de voladuras requiere perforaciones con poca desviación. Además, es necesario disparar un lado o parte de un lado a la vez, a fin de evitar la detonación instantánea de cargas muy elevadas.

4.2.1.5 Procedimientos mecánicos.

Uno de los procedimientos mecánicos empleados cuando puede perforarse un barreno piloto del extremo superior a una galería se esquematiza en la figura 4.4.

4.2.2 Descripción del método de excavación de las lumbreras para obturadores de cierre provisional y de cierre final.

La excavación de las lumbreras de cierre provisional y de cierre final se puede describir a través de dos etapas. En la primera de ellas se utilizó un procedimiento mecánico y en la segunda se hizo uso de los explosivos.

CONTRAPOCERA CON BARRENO PILOTO

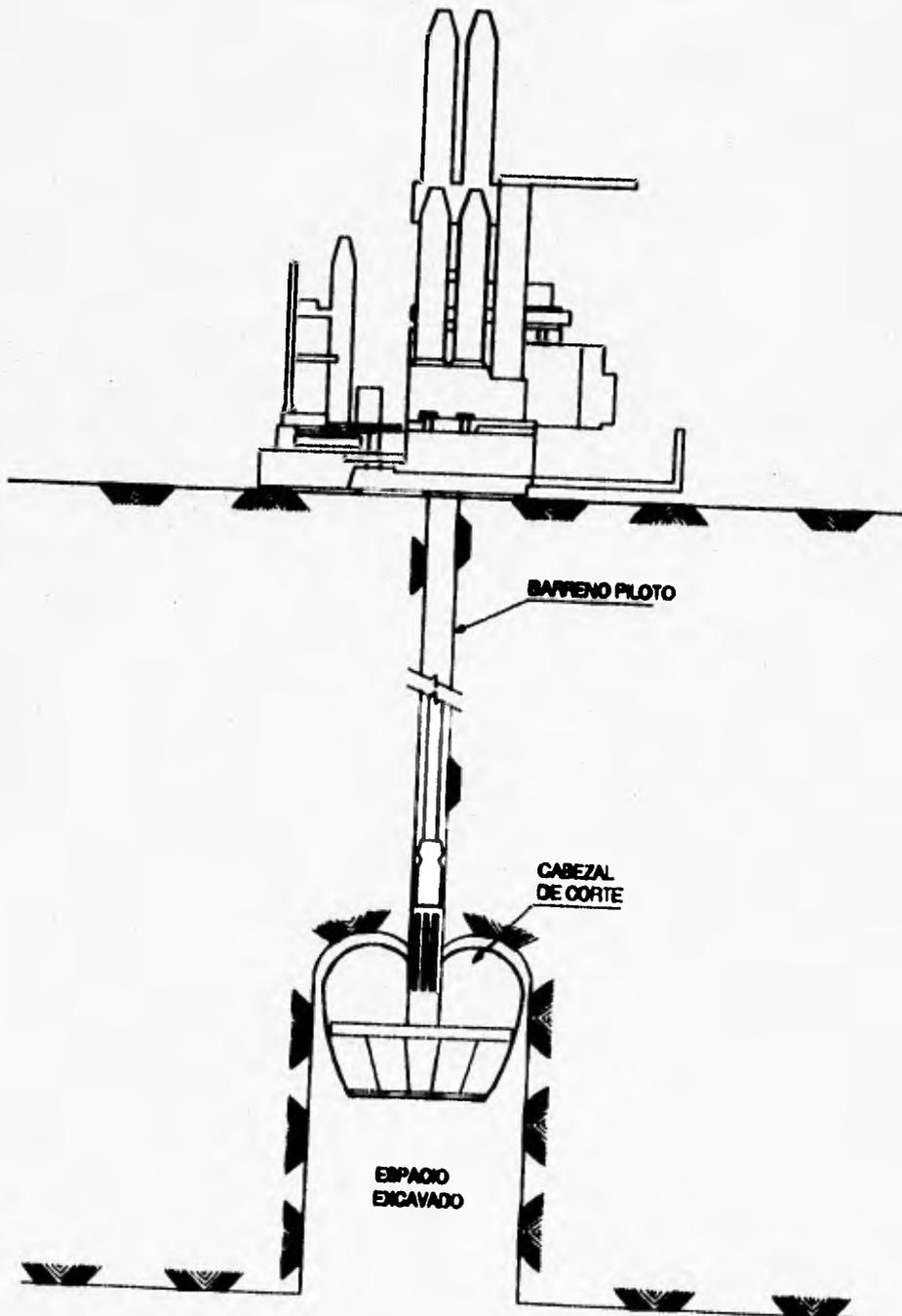


FIGURA 4.4

4.2.2.1 Excavación de la primera etapa mediante procedimientos mecánicos.

Para la excavación se utiliza un equipo de perforación a base de máquinas denominadas contrapoceras marca Robbins 71-R y 61-R.

El ciclo de operación es el siguiente (ver figura 4.5):

1. Se localiza el punto de barrenación de proyecto.
2. Se construye la cimentación del equipo de barrenación la cual consiste de una plataforma de concreto.
3. Se instala la contrapocera en la superficie de barrenación. La laboriosa tarea de instalación lleva un tiempo de aproximadamente 10 días. Los preparativos para la instalación de la contrapocera incluyen la preparación de las estaciones superior e inferior así como disponer de espacio suficiente para colocar la tubería. Se debe proporcionar en la estación de perforación energía suficiente en 440 Volts para alimentar 200 HP.
4. Una vez que se ha instalado la contrapocera se inicia la perforación del barreno piloto. Para la contrapocera "Robbins 61-R" que se utilizó se usaron brocas de 11" de diámetro. Se utiliza una broca-guía y tubería de perforación que se acopla conforme se profundiza en el barreno.

La extracción del material producto de la barrenación se realiza mediante la inyección de agua a una presión de 3 a 4 Kg/cm² con bomba "Moyno". Se debe abastecer para el barreno piloto 150 gpm de agua a una presión de 150 libras por pulgada cuadrada (PSI). El agua puede ser reciclada por medio de piletas decantadoras cuya capacidad total sea de por lo menos 30,000 litros. Como alternativa se puede proporcionar un compresor de 750 pies cúbicos (PCM) a 150 PSI y sólo 5 gpm de agua para la limpieza del barreno.

La circulación del agua permite que el detrito (material producto de la barrenación) sea expulsado. La Residencia de Geología de Construcción está pendiente de la recuperación de ese detrito a cada metro de perforación ya que esas muestras les permitirán detallar su pronóstico de la geología del sitio.

Como es bien sabido la roca no es un medio continuo y presenta discontinuidades que pueden dificultar el proceso de perforación. Para ello se provee de un aditamento guía en la cabeza de la aguja de perforación. Dicha guía, que tiene una longitud de 5 pies (1.5 m), evita que la broca se desvíe del eje inicialmente trazado.

Cuando desafortunadamente se localice una zona de roca muy inestable que comience a desviar el curso de la broca, lo cual se detecta por un aumento de amperaje en el aparato

medidor signo de que el equipo comienza a forzarse, es conveniente retirar la aguja perforadora para evitar la pérdida del equipo.

Cuando las condiciones de inestabilidad de la roca así lo requieran puede llegar a ser necesario retirar el equipo y rellenar con lechada las oquedades que se hallan encontrado y después reiniciar la perforación en el mismo sitio.

5. Una vez que la perforación del barrenado piloto ha alcanzado la clave del túnel se procede a retirar la broca y a instalar el cabezal de corte (rima) para iniciar la excavación en forma ascendente del contrapozo (rimado). En las lumbreras de cierre provisional se utilizó una rima de 2.40 m de diámetro de 6 toneladas de peso, mientras que para la excavación del contrapozo de la lumbrera de cierre final se utilizó una rima de 1.80 m de diámetro y 3 toneladas de peso.

La barra que sostiene la rima y que proporciona el movimiento de rotación necesario para efectuar la barrenación del contrapozo no está directamente conectada a la rima, sino que existe una conexión llamada "Saveball". La resistencia del material de que está construida el Saveball es menor que la de la barra guía y de la rima. Lo anterior tiene la finalidad de que si se llega a presentar alguna dificultad durante la excavación que provoque el atoro del equipo, sea el Saveball el que se rompa.

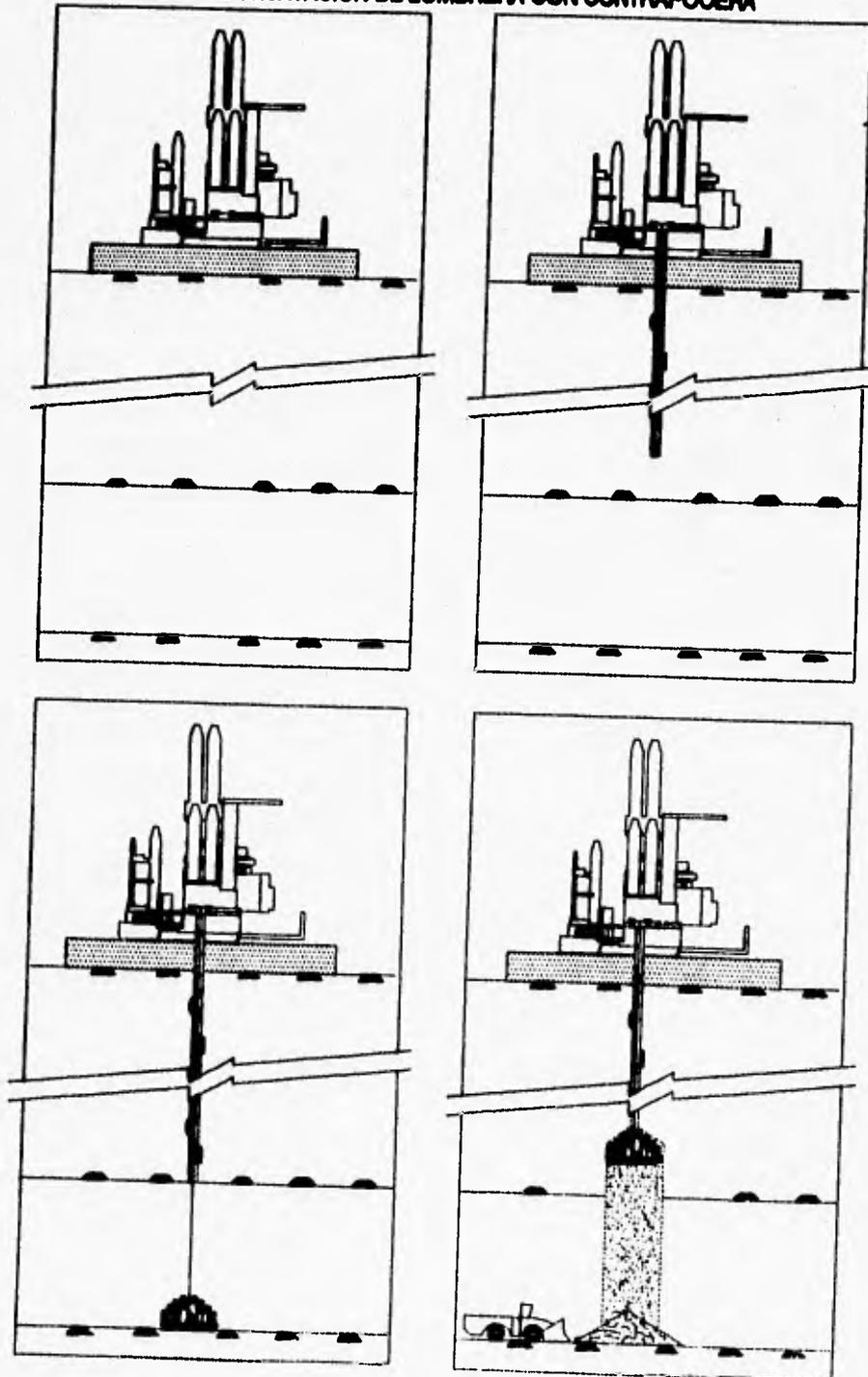
Con frecuencia ha ocurrido que la geología del sitio provoca que se atore la rima, en esos casos se puede o no romper el saveball, después de lo cual se extrae la barra. Dependiendo de las condiciones del sitio, la maniobra para desatorar la rima puede realizarse por varios procedimientos. Uno de ellos consiste de introducir un aditamento a la barra guía llamado "pescador"; la función del pescador es barrenar los orificios de la cabeza de la rima para provocar con ello el desalojo del material que impide el libre desplazamiento de la rima. Una vez que el pescador ha logrado retirar la roca que obstruye el paso de la rima, ésta se precipita a la clave del túnel desde donde reinicia la barrenación del contrapozo.

En otras ocasiones cuando la acción de un pescador no es suficiente para retirar la roca que atora la rima se hace necesario introducir cargas de explosivos para volar la zona donde está atorada la rima logrando de este modo la liberación de la misma.

La primera etapa de la excavación termina cuando la barrenación del contrapozo alcanza el nivel de la superficie donde se localizará el brocal de la lumbrera.

6. El material producto del rimado cae al fondo del contrapozo y es retirado.

FIGURA 4.5 EXCAVACION DE LUMBRERA CON CONTRAPOCERA



4.2.2.2 Excavación de la segunda etapa mediante el uso de explosivos.

La excavación se realizó de arriba hacia abajo en banqueos de 2.40 m; el material producto de la voladura se rezaga por el contrapozo o contrapozos si se trata de lumbreras de cierre provisional, el cual está en comunicación con los túneles de desvío, dicho material puede ser arrastrado por la corriente o bien ser retirado con equipo de carga y acarreo.

Los conceptos que componen el ciclo de voladura son los siguientes (ver figura 4.6):

- a) Trazo topográfico.
- b) Barrenación.
- c) Carga de explosivo
- d) Disparo.
- e) Rezagado.

A continuación se explica más detalladamente en que consiste cada una de estas etapas.

a) Trazo y nivelación.

Lo efectúa la brigada de topografía de la contratista en base a los planos de proyecto, siempre respetando la sección a la línea "A" de excavación.

b) Barrenación.

La plantilla de barrenación debe ser la adecuada para que el material producto de la voladura no sobrepase tamaños máximos de 0.40 m; consta de barrenaciones perimetrales muy próximas y cargadas ligeramente, detonadas inmediatamente después que la barrenación abierta (POST-CORTE), el equipo de barrenación es con perforadora de piso y acero de barrenación de 0.90, 1.50, 2.40 y 3.00 m de longitud y de 1 1/4" de diámetro, las perforadoras son neumáticas y alimentadas por un compresor estacionario de 750 PCM.

c) Carga de explosivos.

Los principales materiales a utilizar son los siguientes:

- GODYNE de 1" x 8"
- ANFOMEX B.D.
- ESTOPIN NONEL de MS y LP de 12 pies.
- PRIMACORD reforzado o E-CORD.
- Conectores de 65 MS.
- Fulminante.

d) Disparo.

Se toman en cuenta todas las precauciones de seguridad y lo efectuará la persona indicada.

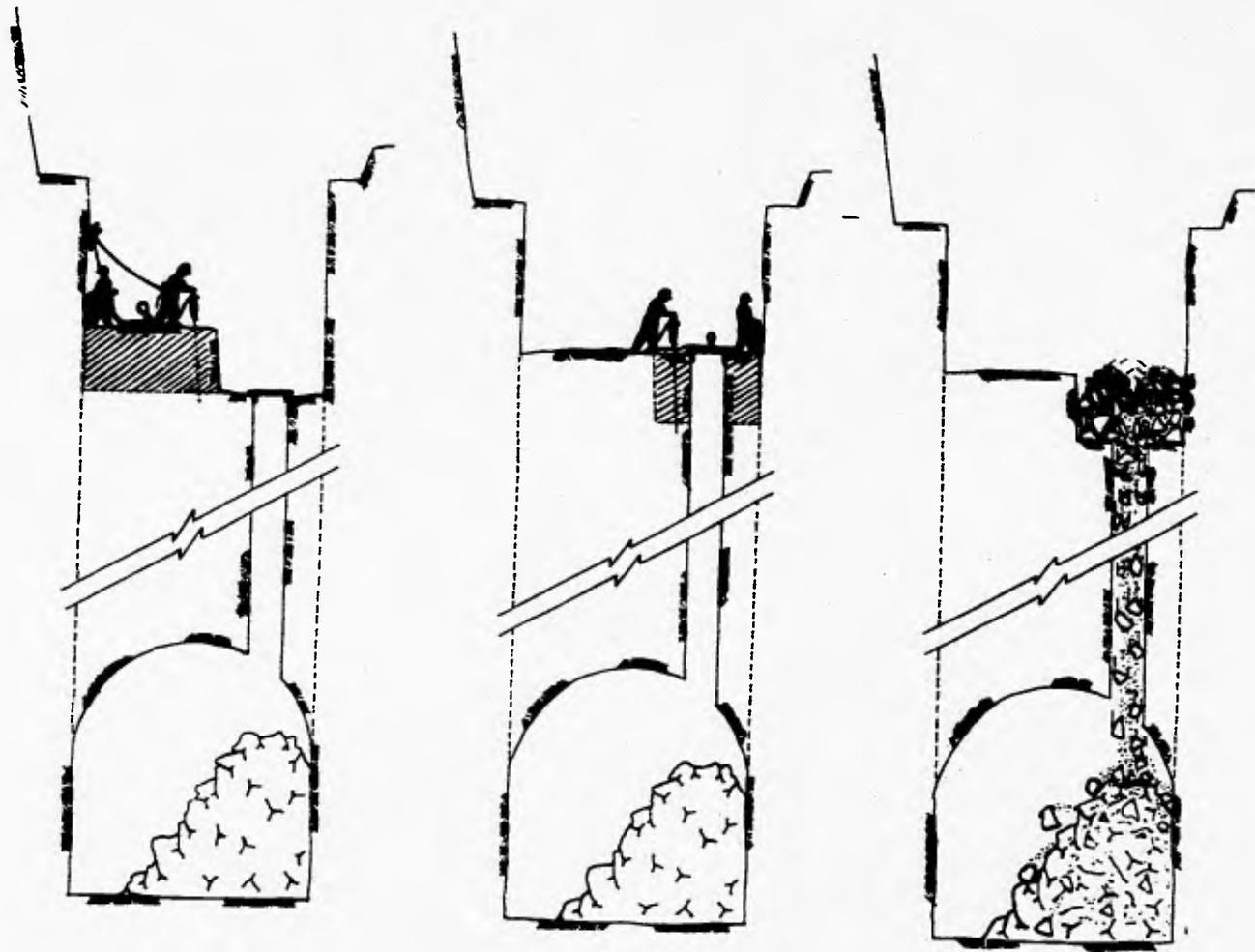
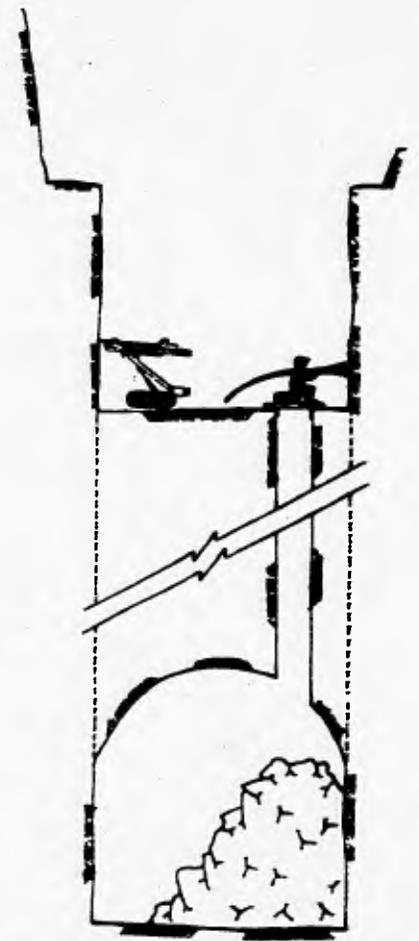
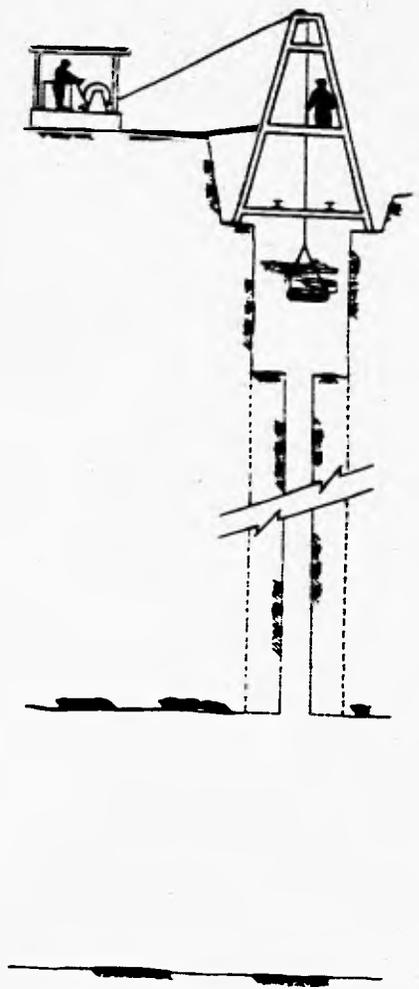
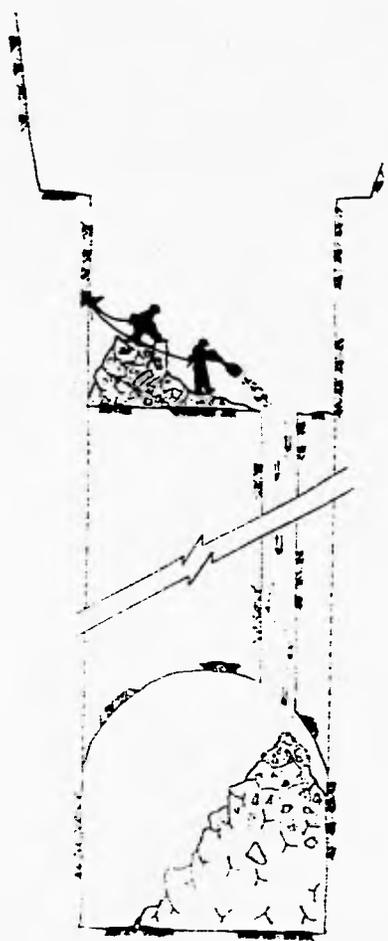


FIGURA 4.6 SEGUNDA ETAPA EN LA EXCAVACION DE LUMBRERAS



e) Rezagado.

Esta actividad se hace con herramienta manual (zapapico y pala), arrojando toda la rezaga al contrapozo ya existente, para que sea arrastrado por la corriente o bien ser acarreado por el equipo adecuado.

f) Tratamientos.

Se realiza si se tienen problemas de estabilidad en el proceso de excavación de las lumbreras. Este tratamiento puede ser anclaje, mortero lanzado, colocación de malla electrosoldada, drenaje, etc.

e) Limitación de carga por tiempos.

Para atenuar las vibraciones a la carga máxima de explosivo por tiempo de voladura, Mecánica de Rocas emite instrucciones de campo referentes a estas limitantes.

Los detalles y características del procedimiento de excavación para cada una de las lumbreras se realizará en los subcapítulos siguientes.

4.3 LUMBRERA DE CIERRE PROVISIONAL No.1.

4.3.1 Características generales.

4.3.1.1 Objetivo.

La lumbrera de cierre provisional No.1 tuvo como objetivo alojar dos obturadores que impidieran el paso del agua por el túnel No.1, mientras que se manejaba el escurrimiento por el túnel No.2.

Esta lumbrera, se construyó inicialmente con el propósito de alojar los obturadores de cierre provisional. Más adelante se verá más a detalle la adecuación de proyecto que se hizo para que una vez que terminó su función se le adecuara como obra de toma para riego.

4.3.1.2 Descripción general.

Esta lumbrera comunica a la clave del túnel No.1 en la estación O+153.000 y permite la operación de dos obturadores de 6x14 m cada uno.

Las dimensiones de la excavación son 3.426 x 16.900 m (a línea "A"), la plataforma se localiza en la elevación 119.00 msnm y la clave del túnel No.1 en la elevación 79.91 msnm, por lo tanto se tiene una profundidad de excavación de 39.09 m.

La ubicación de esta estructura, así como sus características se pueden apreciar en la figura 4.7.

CARACTERÍSTICAS DE LA LUBRERA PROVISIONAL No.1

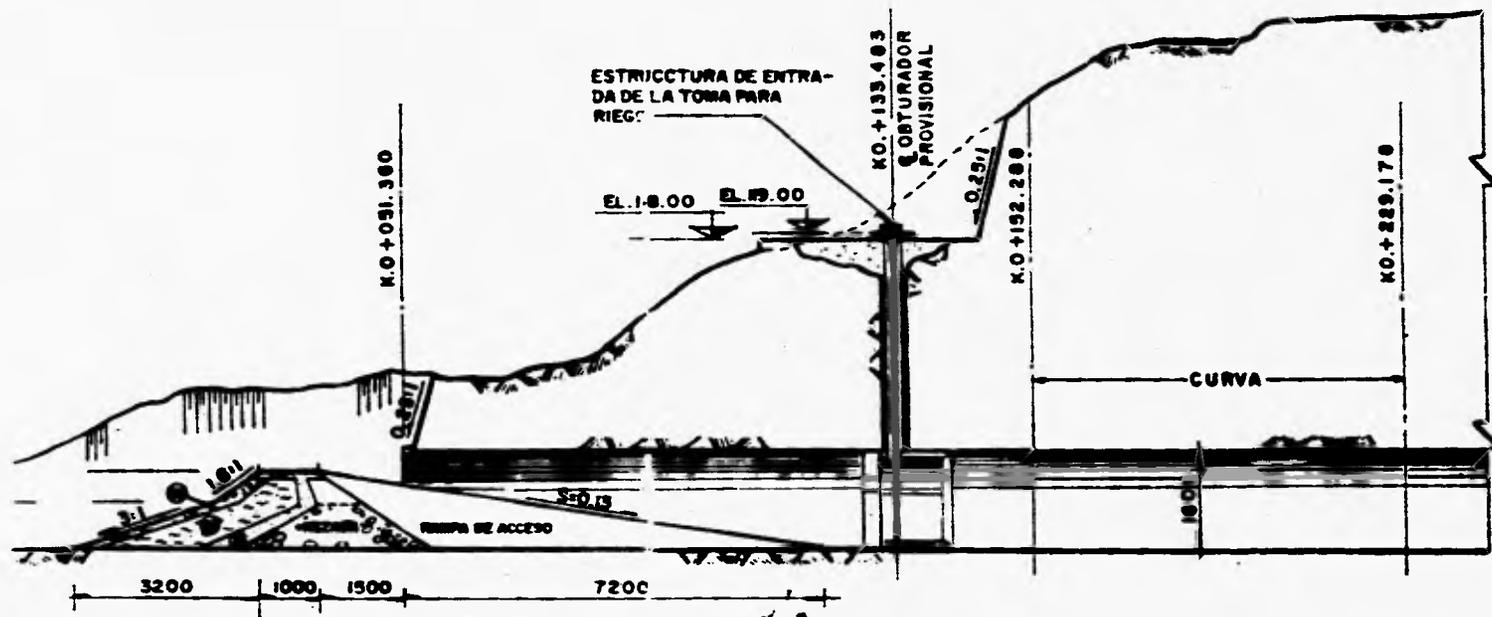


FIGURA 4.7

4.3.2 Características geológicas.

Esta lumbrera se excavó en roca de regular a mala calidad en la Unidad Colorín, con su marcada pseudoestratificación, la cual está afectada por dos sistemas de fracturas desfavorables a la estabilidad en las cuatro paredes de la excavación, sobre todo en la pared de aguas arriba y en la pared derecha. El primer sistema y más continuo es de rumbo 83° noreste con echado vertical y el segundo es de 43° noroeste con echado también vertical. En la figura 4.8 se muestran las secciones geológicas de la lumbrera del túnel No.1.

4.3.3 Procedimiento de excavación.

4.3.3.1 Consideraciones generales. Trabajos preliminares.

Los trabajos dieron inicio con el precorte en la zona de excavación para el emboquillado de la lumbrera a la elevación 118.00 msnm.

La sección de excavación es de 16.9 x 3.426 m, iniciada mediante la barrenación de dos contrapozos de 2.40 m de diámetro.

Cada vez que se alcance el nivel para anclaje y/o drenaje, se bajará un track drill para efectuar los tratamientos.

Tanto el suministro de equipo y materiales como el descenso de personal se realiza por medio de una torre y malacate electrónico de 7 toneladas.

Para la barrenación se utilizan perforadoras de piso neumáticas alimentadas por un compresor de 750 FCM.

4.3.3.2 Consideraciones sobre el diseño de la plantilla de barrenación.

En la figura 4.9 se presenta un esquema de la plantilla de barrenación propuesta para la excavación con el uso de explosivos.

El diseño de plantillas de barrenación es una tarea muy importante para lograr que las voladuras se lleven a cabo de manera eficiente.

La ubicación de los barrenos así como la selección del tipo de iniciado más conveniente son actividades primordiales en el diseño de la plantilla.

Otro punto de especial relevancia es el ángulo que con respecto a la vertical se realizan los barrenos, así como la profundidad de los mismos.

Como se observa en la figura 4.10 los barrenos se efectuaron a

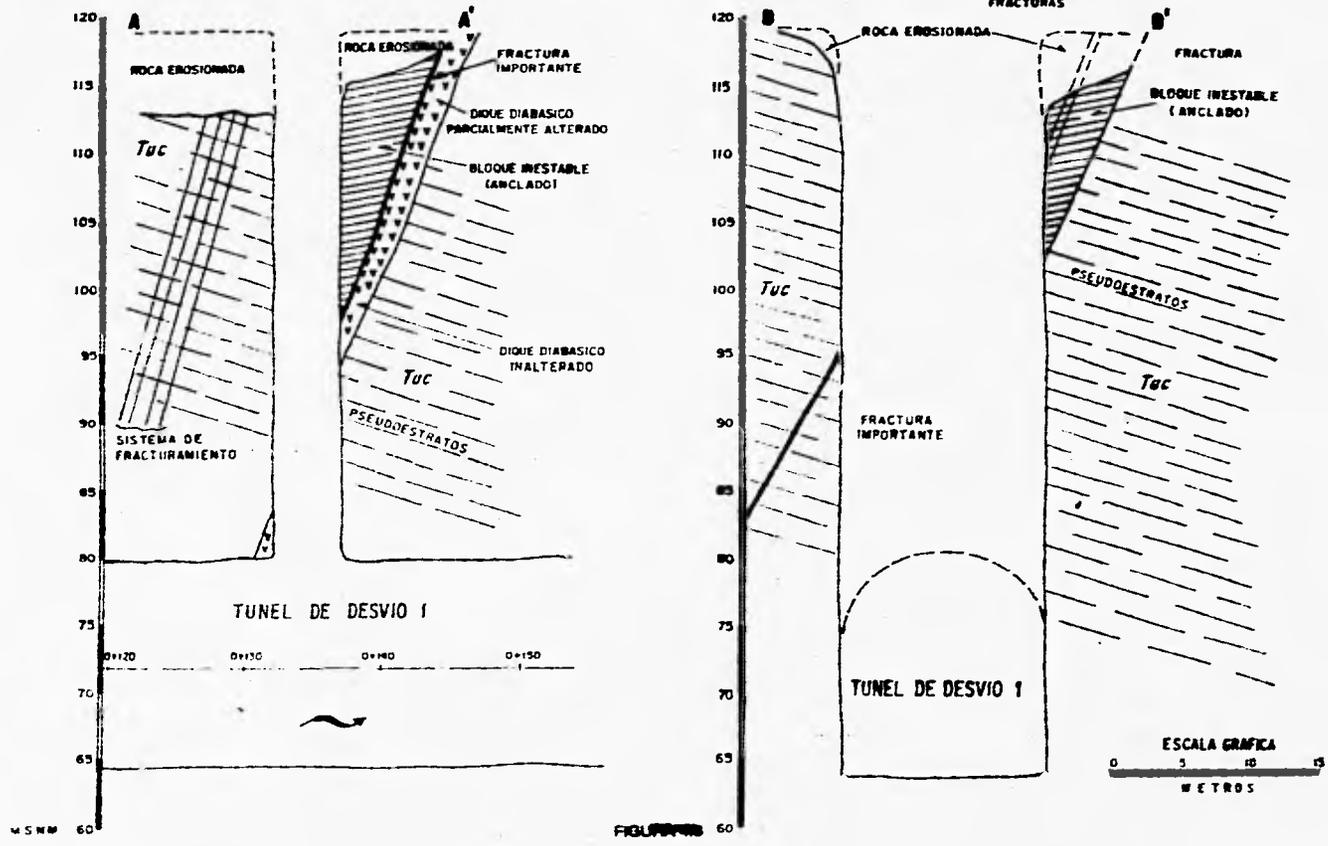
CARACTERÍSTICAS GEOLOGICAS DE LA LINDERA PROVISIONAL No. 1

S 53° W

SECCION TRANSVERSAL

N 37° W

SECCION LONGITUDINAL



una profundidad e inclinación estratégicas para lograr que la rezaga producto de la voladura cayese hacia el túnel a través de los contrapozos.

Desde el punto de vista de la cantidad de los explosivos, los barrenos fueron de dos tipos: auxiliares y de postcorte. Los barrenos auxiliares contienen la mayor cantidad de explosivos ya que su función es la de romper el confinamiento de la masa rocosa, para lo cual requieren de una mayor energía. Por su parte los barrenos de postcorte, contienen menor cantidad de explosivos pues su finalidad es la de dar la superficie de excavación proyectada provocando el mínimo daño posible.

4.3.3.3 Cálculo de explosivos.

a) Barrenos auxiliares.

Area de influencia = $1.0 \times 1.0 = 1.0 \text{ m}^2$.
Profundidad = 2.40 m .
Volumen = $2.40 \times 1.0 = 2.40 \text{ m}^3$.
Diámetro = $1 \frac{1}{4} \text{ ''}$
Factor de carga (K) = 0.500 Kg/m^3 .
Carga por barreno = $2.4 \times 0.500 = 1.2 \text{ Kg/barreno}$.
Relación de alto y bajo explosivo: se utilizó una relación de 60% de bajo explosivo (ANFO) y 40% de alto explosivo (HIDROGEL).

Por lo tanto la cantidad de explosivo para un barreno es de:

- ANFO : $1.200 \times 0.60 = 0.72 \text{ Kg}$.
- Alto explosivo: $1.200 \times 0.40 = 0.48 \text{ Kg}$.

Utilizando bombillos de $1 \text{ ''} \times 8 \text{ ''}$ cuyo peso es de 0.119 Kg tenemos un total de 4 a 5 bombillos.

b) Barrenos de postcorte.

Area de influencia = $0.5 \times 0.5 = 0.25 \text{ m}^2$.
Profundidad = 2.40 m .
Volumen = $2.40 \times 0.25 = 0.60 \text{ m}^3$.
Diámetro = $1 \frac{1}{4} \text{ ''}$
Factor de carga (K) = 0.500 Kg/m^3 .
Carga por barreno = $0.60 \times 0.500 = 0.3 \text{ Kg/barreno}$.

Utilizando bombillos de $1 \text{ ''} \times 8 \text{ ''}$ cuyo peso es de 0.119 Kg tenemos:

No. de bombillos = $0.3 / 0.119 = 2.52$

Por lo tanto se tiene un total de 2 a 3 bombillos por barreno.

(K) El factor de carga es una función del tipo de roca, de su dureza, condiciones y otros factores geológicos influyen en la definición de este valor. Su significado es la cantidad de explosivo requerida por unidad de volumen de roca a remover.

**PLANTILLA DE BARRERACION PARA LA EJECUCION
DE LA LUMBRERA DE CIERRE PROVISIONAL No.1**

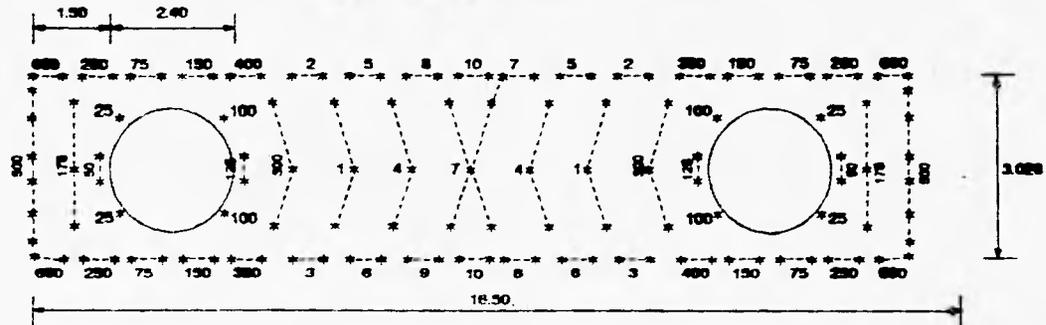


FIGURA 4.9

ACOT. m

CORTE TRANSVERSAL DE LA LUMBRERA DE CIERRE PROVISIONAL No.1

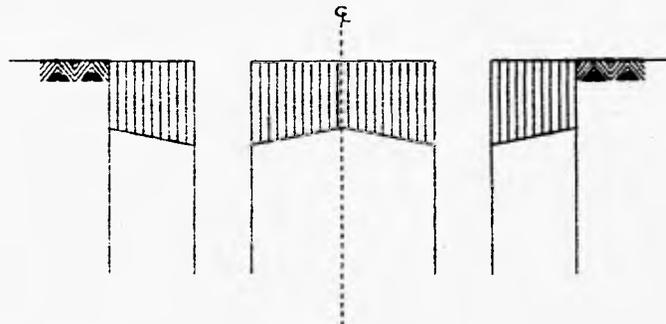


FIGURA 4.10

4.3.4 Problemas de estabilidad.

4.3.4.1 Deslizamiento del talud frontal.

Durante la etapa de excavación de la lumbrera del túnel No.1 se tuvieron problemas de estabilidad en el talud de la plataforma del brocal, el cual se derrumbó cubriendo parte de la excavación; este problema se debió a la presencia de un dique diabásico muy alterado y a la mala calidad de la roca superficial.

Las condiciones geológicas en este sitio, en combinación con la presencia de agua en el interior del macizo rocoso del talud de la lumbrera, ocasionaron que se haya producido un deslizamiento en la zona derecha central del talud; parte del material fallado cayó hacia el interior de la lumbrera y el restante quedó apoyado sobre el mismo talud y sobre la plataforma a la elevación 119.50.

Los trabajos que se requirieron para estabilizar el talud se indican a continuación:

a) Excavación y amacize del talud.

La zona más afectada por el deslizamiento se localiza al frente de la lumbrera y hasta $3/4$ de la altura del talud, la cual ocasionó que quedara en toda la parte superior del talud bloques de roca en cantiliver o con estabilidad precaria (ver figura 4.11). Con el fin de evitar que se continuara derrumbando el talud y de lograr su estabilidad se realizó:

- i) Retiro de todos los bloques de roca sueltos en la pared alta del talud.
- ii) Abatimiento del talud dejando como perfil la propia superficie de falla del deslizamiento hasta el camino de acceso al vertedor, el cual se corre hacia adentro del cerro una longitud de entre 5 y 6 m para permitir la circulación a través de dicha vialidad.
- iii) Finalmente, se amaciza enérgicamente el talud, removiendo todos los bloques de roca que se encuentren sueltos.

Para la protección del umbral y paredes de la lumbrera se relleno la excavación con material granular.

b) Drenaje.

Se deben perforar cuatro hileras de drenes a las elevaciones 121.00, 124.00, 127.00 y 130.00 msnm aproximadamente de 15 m de longitud, 3" de diámetro, con 15° de inclinación ascendente y a cada 5.0 m de separación en el sentido horizontal, también se perforan drenes cortos de 20 cm de longitud en una disposición de 4 x 4 m en tresbolillo a partir de la elevación 134.00 msnm y hasta la parte superior del talud, esta última actividad se realiza después de la colocación del concreto lanzado.

ESTADO DEL TALUD FRONTAL DE LA LUMBRERA DE CIERRE PROVISIONAL No.1

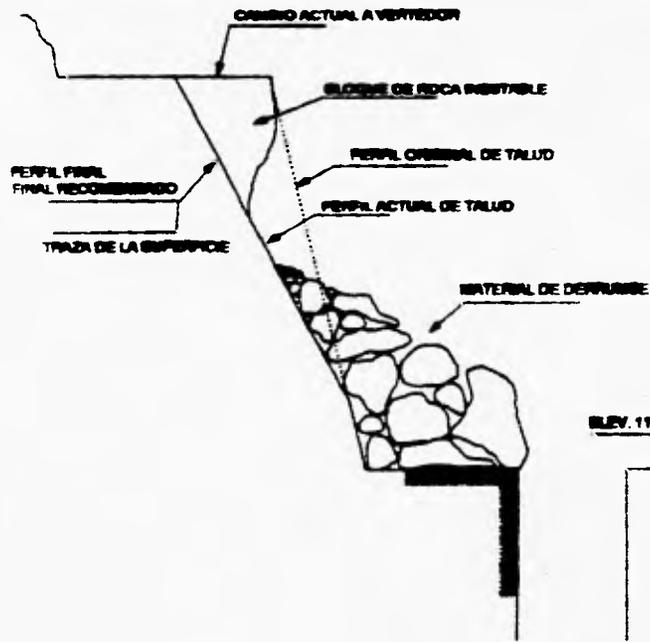


FIGURA 4.11

TRATAMIENTO DE SOPORTE DEL TALUD FRONTAL DE LA LUMBRERA DE CIERRE PROVISIONAL No.1

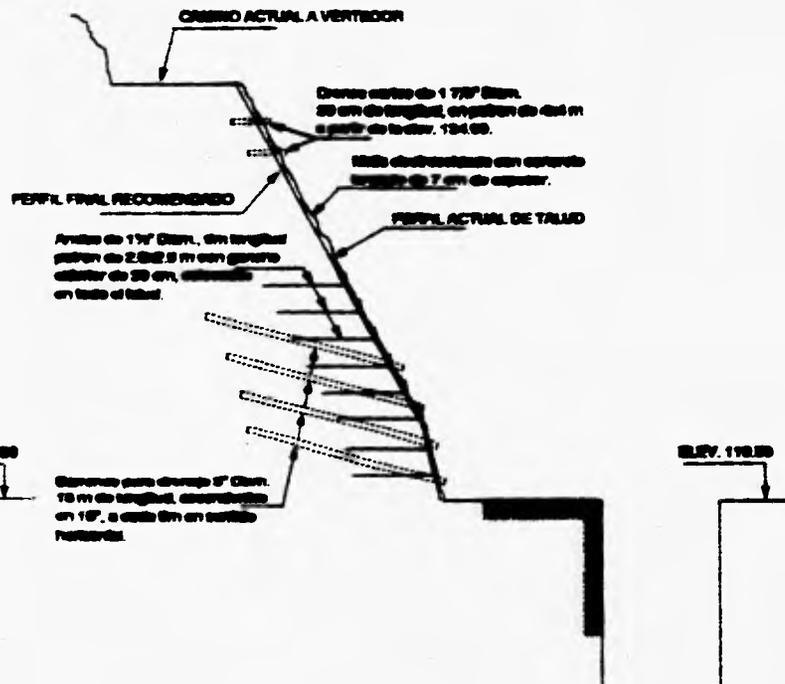


FIGURA 4.12

c) Anclaje.

En toda la superficie del talud constituido por roca deben colocarse anclas de fricción de 1 ½" de diámetro, en patrón de 2.5 x 2.5 m, perpendiculares al talud y de 6.0 m de longitud en roca dejándole un doblaje exterior a 90° y de 30 cm de longitud y que apoye sobre la roca. La primera hilera de anclas se colocará a la elevación 122.00 msnm (ver figura 4.12).

d) Concreto lanzado.

En toda la superficie del talud constituida por roca (dique de la Unidad Colorín) debe colocarse malla de acero y una capa de concreto lanzado de 7 cm de espesor. La malla se liga al sistema de anclaje previamente colocado.

Antes de realizar la actividad de concreto lanzado, las cuatro hileras de drenes largos de 15 m de longitud se emboquillan y se protegen para evitar que sean taponados. Los drenes cortos se realizan después del lanzamiento de concreto, ya que su finalidad es precisamente la de drenarlo no permitiendo que se acumule agua en el contacto concreto lanzado-roca.

4.3.4.2 Bloque inestable en la pared aguas abajo y tratamiento de soporte básico en las paredes.

En esta lumbrera se identificó y se ancló oportunamente un bloque potencialmente inestable en la pared de aguas abajo entre las elevaciones 96.00 y la 118.00 msnm (ver figura 4.8 inciso 4.3.2).

En lo que respecta al soporte básico (realizado durante la etapa de excavación) éste consistía de:

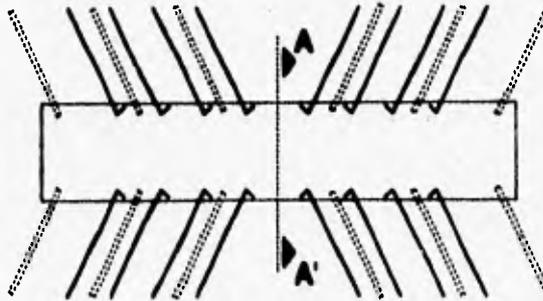
a) Anclaje.

- Se requiere preanclaje desde el brocal a la elevación 119.50 con varilla de 1 ½" de diámetro por 12 m de longitud, y
- Anclaje sistemático de 1" de diámetro por 4.5 m de longitud en patrón de colocación de 2 x 2 m.
- Anclaje de fricción de 1 ½" de diámetro por 6 m de longitud en los muros de aguas arriba y de aguas abajo. Se hizo estrictamente necesario colocar soldada una placa de 15 x 15 cm x ½" de espesor en el extremo y apoyada en una base de mortero con la finalidad de incrementar el área de contacto dada la naturaleza alterada de la masa rocosa.

b) Drenaje.

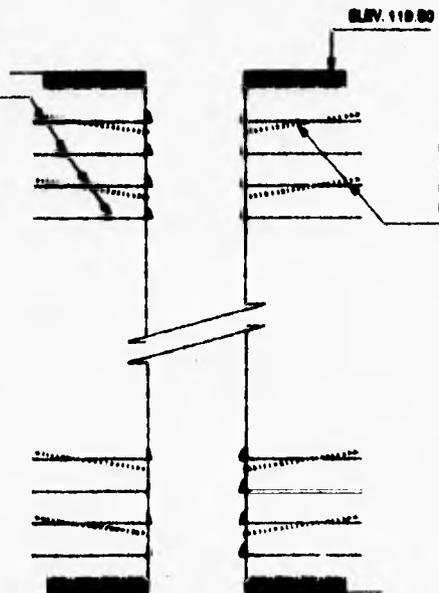
Drenaje profundo de 1 ¼" de diámetro por 4.5 m de longitud en las cuatro caras de la excavación.
Ver figura 4.13.

**TRATAMIENTO DE SOPORTE BASICO DE LA
LUMBRERA DE CIERRE PROVISIONAL No. 1**



PLANTA

Anillos de 1 1/2" Diam. en longitud
patron de 1.0m x 0.8 m con gancho
exterior de 50 cm, fijados con
mortero, es necesario colocar una
placa de 1.0m x 0.8 m x 1/2" de espesor
en el extremo.



Barra para drenaje 1 1/2" Diam.
4.0 m de longitud, ascendente
en 10°, a cada 0.7 m en sentido
horizontal.

CORTE A-A'

FIGURA 4.13

4.3.4.3 Daños provocados por la avenida extraordinaria de enero de 1992.

A raíz de la avenida extraordinaria ocurrida en los días 18 y 19 de enero de 1992, el nivel del agua subió hasta la elevación 123.60 msnm.

El daño más notable provocado por la erosión del agua se ubicó desde el brocal y hasta la elevación 95 msnm. Se identificaron dos bloques potencialmente inestables (anclados y sin salida franca), los cuales habían sido ya reportados en la etapa de excavación.

Uno de esos bloques se localiza en la pared de aguas abajo, desde la elevación 96 msnm, aproximadamente y hasta la superficie. Este bloque está limitado por una fractura de rumbo 20° noroeste (semiparalela a la pared aguas abajo) con 75° de inclinación hacia la excavación (noroeste) y que tiene salida a la excavación en la misma pared a la elevación 97 msnm. Este bloque está segmentado por otra fractura con arcilla casi perpendicular al eje mayor de la lumbrera, tiene un rumbo de 45° noreste con inclinación de 60° al sureste (ver figura 4.8).

El otro bloque (también parcialmente erosionado), está en la pared derecha limitado por dos fracturas, una de ellas es la primera que delimita al bloque anterior y la otra es con relleno de arcilla de rumbo 35° noreste con inclinación de 68° al sureste.

En la pared de aguas arriba se observó una fractura que corta perpendicularmente a dicha lumbrera, por la cual se filtró el agua para socavar una zona de la misma pared a la elevación 95 msnm aproximadamente y exponer abiertamente dicha fractura.

La roca de la conexión de la lumbrera con el túnel No.1 no sufrió daño alguno debido a la colocación de marcos metálicos que existía en esa zona.

Los daños que se presentaron a la estructura de izaje de la lumbrera trajeron como consecuencia los siguientes trabajos extraordinarios:

- a) Reposición del brocal con concreto hidráulico.
- b) Reconstrucción de la cimentación del malacate y pórtico,
- c) Restitución de la estructura de izaje.
- d) En la zona de transición fue necesario la reparación en forma parcial de los rieles de retroceso y de rodamiento.

Estas actividades se describen más a detalle en el capítulo V.

4.4 LUMBRERA DE CIERRE PROVISIONAL No.2.

4.4.1 Características generales.

4.4.1.1 Objetivo.

La lumbrera de cierre provisional No.2 tuvo como objetivo alojar un obturador que impidiera el paso del agua por el túnel No.2, mientras que se manejaba el escurrimiento por el túnel No.1.

Esta lumbrera tuvo una gran importancia durante la operación de cierre final, ya que a través de ella se manejó el obturador que hizo posible disminuir el gasto que escurría a través del túnel No.2 en el momento en que descendía la compuerta de cierre final.

4.4.1.2 Descripción general.

Esta lumbrera comunica a la clave del túnel No.2 en la estación O+045.350, permite la operación de un obturador de 14 x 14 m.

Las dimensiones de la excavación son 3.960 x 17.400 m (a línea "A"), la plataforma se localiza en la elevación 124.00 msnm y la clave del túnel No.2 en la elevación 83.71 msnm, por lo tanto se tiene una profundidad de 40.29 m.

La ubicación de esta estructura, así como sus características se pueden apreciar en la figura 4.14.

4.4.2 Características geológicas.

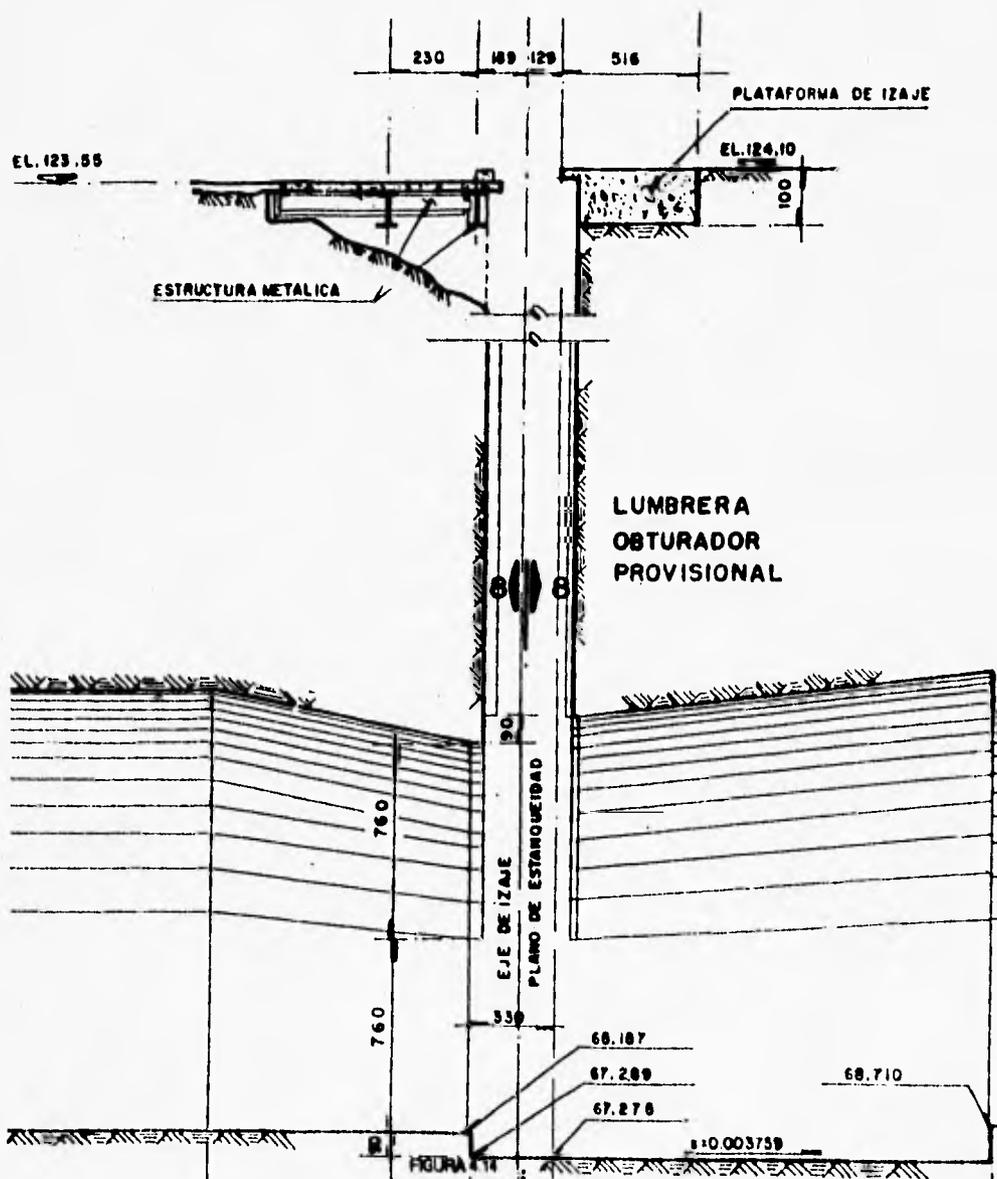
La lumbrera de cierre provisional No.2 se excavó en roca de regular a mala calidad en la unidad "Colorín", con su marcada pseudoestratificación, la cual está afectada por dos sistemas de fracturas desfavorables a la estabilidad en las cuatro paredes de la excavación, sobre todo en las paredes derecha y de aguas arriba. El primer sistema y más continuo es de rumbo 83° noreste con echado vertical (90°) y el segundo es de un rumbo 43° noroeste, con echado también casi vertical.

En la etapa de excavación las condiciones de estabilidad fueron críticas, ya que la presencia oculta de dos fracturas importantes con arcilla (ver figura 4.15) dio lugar a la formación de un bloque inestable que falló el día 12 de julio de 1990 y que provocó el derrumbe de la pared de aguas arriba entre las elevaciones 123.40 y 106.00 msnm, ocasionando problemas en el avance de la excavación. A este bloque se le estimó un volumen aproximado de 525 m³ (ver figura 4.16).

4.4.3 Procedimiento de excavación.

Los trabajos dieron inicio con el precorte en la zona de

CARACTERISTICAS DE LA LUMBRERA PROVISIONAL No.2



CARACTERÍSTICAS GEOLOGICAS DE LA LUMBRERA PROVISIONAL No.2

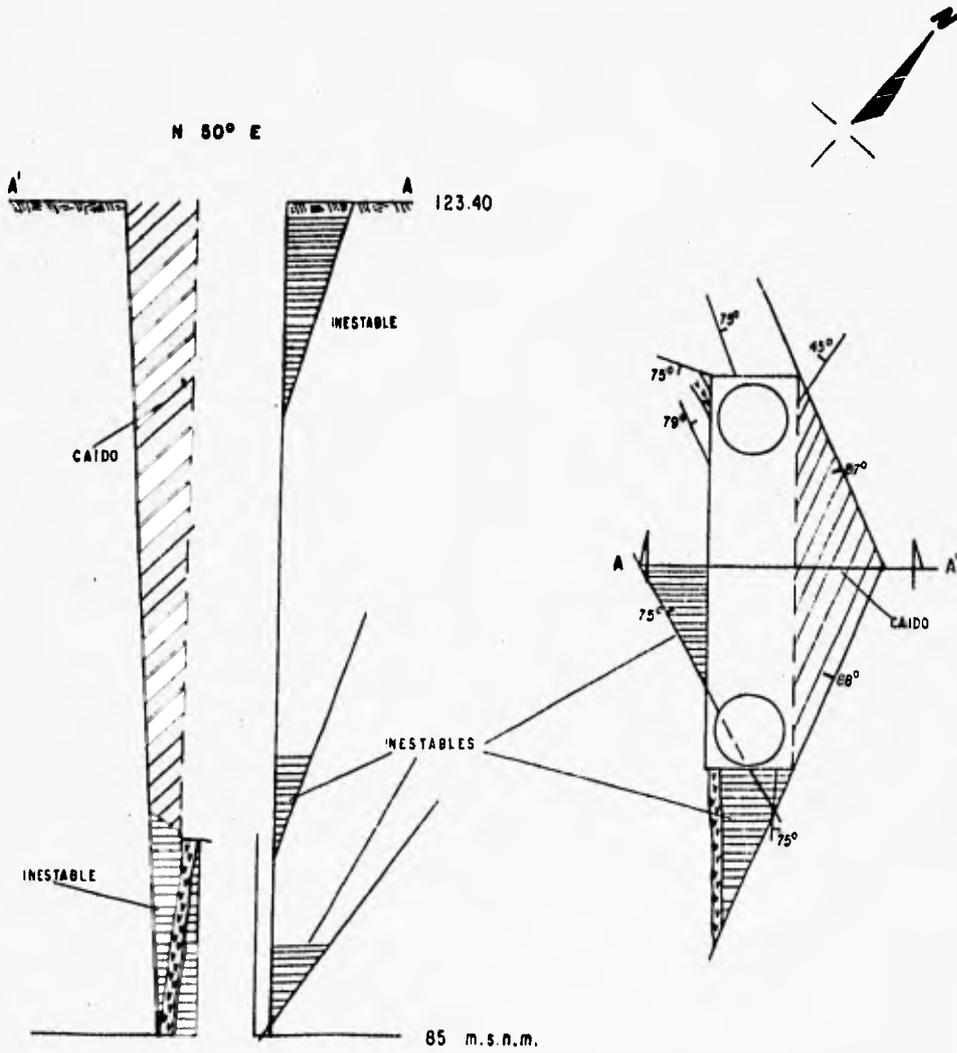


FIGURA 4.15

CARACTERÍSTICAS DEL CAÍDO QUE SE PRESENTO EN EL BROCAL DE LA LUMBRERA No.2

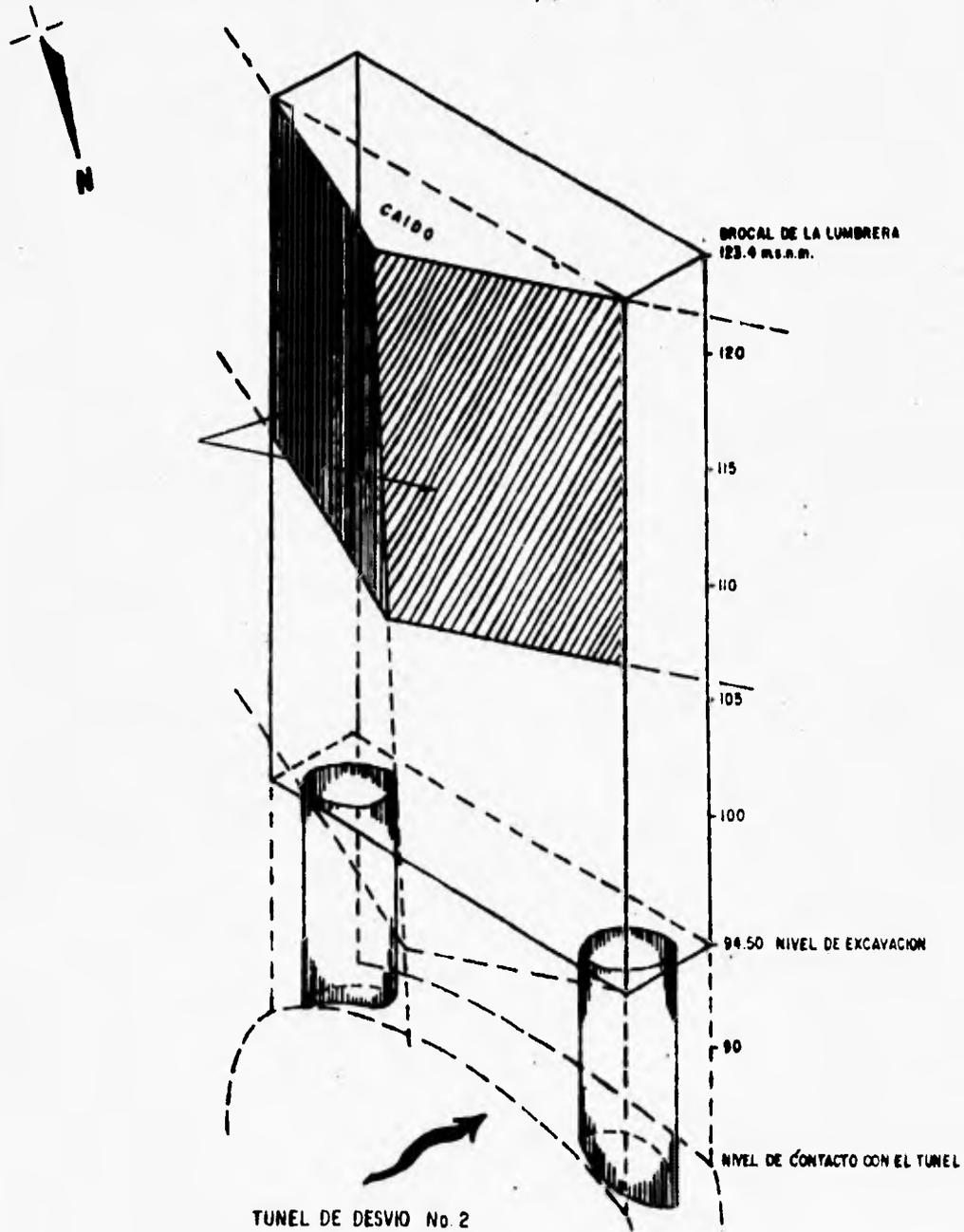


FIGURA 4.18

excavación para el emboquillado de la misma a la elevación 124.10 msnm.

La sección de excavación es de 3.960 x 17.400 m (a línea "A"), con dos contrapozos de 2.40 m de diámetro cada uno.

Los trabajos de tratamiento de soporte requeridos durante la excavación son los siguientes:

- a) Preanclaje desde el brocal a la elevación 119.50 msnm con varilla de 1 1/2" de diámetro por 12 m de longitud, y
- b) Anclaje sistemático de 1" de diámetro por 4.5 m de longitud en patrón de 2 x 2 m, o bien, el equivalente de 3/4" de diámetro por 4.5 m de longitud en patrón de 0.75 x 0.75 m.

Las condiciones de estabilidad que prevalecieron durante la etapa de excavación provocaron modificaciones a este tratamiento básico de soporte.

El procedimiento de excavación y cálculo de explosivos es el mismo descrito en el inciso 4.3.3, sin embargo para el caso de la lumbrera provisional No.2, se requirió un procedimiento más detallado para efectuar la voladura final para la comunicación de la lumbrera con el túnel de desvío No.2.

4.4.3.1 Procedimiento para la comunicación de la lumbrera de cierre provisional No.2 con el túnel No.2.

a) Antecedentes.

Como los trabajos se llevaron a cabo en una roca bastante fracturada, teniéndose como antecedente una gran cantidad de problemas, se implantaron las siguientes restricciones:

- i) No se puede detonar más de 5 Kg de explosivo por tiempo.
- ii) El tiempo de disparo entre barrenos no debe ser mayor de 50 milisegundos.
- iii) Con respecto a las paredes de la lumbrera, la detonación se efectúa como poscorte.

b) Resumen.

i) Parámetros.

De acuerdo a las restricciones impuestas, la voladura se efectúa con los parámetros que se indican a continuación:

- Diámetro de barrenación = 1 1/2"
- Profundidad de barreno = 3.750 m
- Factor de carga = 1.0 Kg / ton
- Carga de fondo = GODYNE 1 1/4" x 8"
- Carga de columna = ANFOMEX
- Explosivo a detonar por tiempo = 5.0 Kg

ii) Forma de cargado de los barrenos centrales y exteriores.

Las líneas de barrenación centrales se efectúan perforando el espesor total de la roca y colocando el alto explosivo en la parte superior del barreno con tacos de tierra en los extremos de forma tal que las cargas queden al centro de la longitud de perforación.

Con respecto a las líneas de perforación exteriores, éstas se deben barrenar después de efectuar los barrenos de las líneas centrales, ya que se tendrá conocido el espesor a perforar.

La carga de fondo se coloca normalmente y se tendrá un sólo taco. En caso de que el espesor a barrenar sea mayor a 4.0 m, se aumenta el taco o bien se mete un taco intermedio para detonar en dos partes el barreno de tal manera de no exceder la restricción de explotar solamente hasta 5 Kg por tiempo. En la figura 4.17a se muestra la forma de cargado.

iii) Secuencia de disparo.

Como una de las restricciones principales es el no detonar más de 5 Kg por tiempo, los barrenos se deben iniciar con iniciadores no-eléctricos de retardo MS de 16 pies de longitud.

El amarre se hace por círculos de 15 tiempos cada uno y estos se inician por iniciadores no-eléctricos de la serie LP que tengan un tiempo mayor al del último tiempo de cada circuito. En las figuras 4.18 a y b, se pueden observar la plantilla de barrenación y la distribución de los tiempos respectivamente.

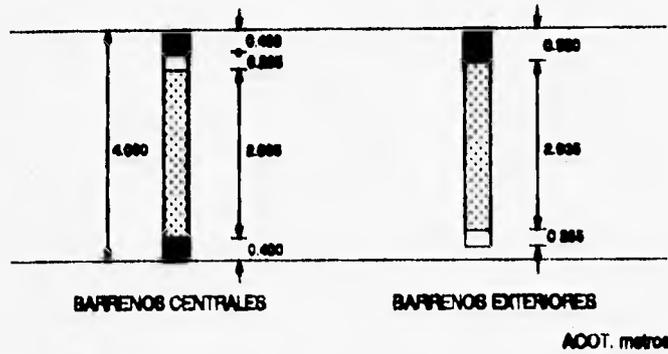
La secuencia será la siguiente:

Observando el croquis de la figura 4.18b de izquierda a derecha, el circuito No.1 se inicia con cordón detonante y posteriormente como se indica en la tabla 4.5:

CIRCUITO No.	INICIADO CON	TIEMPO FINAL DEL CIRCUITO
1	E-Cord (Instantáneo)	600 MS
2	LP No.3 (600 MS)	1200 MS
3	LP No.5 (1400 MS)	2000 MS
4	LP No.7 (2400 MS)	3000 MS
5	LP No.8 (3000 MS)	3600 MS
6	LP No.9 (3800 MS)	4400 MS
7	LP No.10 (4600 MS)	5200 MS
Postcorte	LP No.11 (5500 MS)	5500 MS

Tabla 4.5

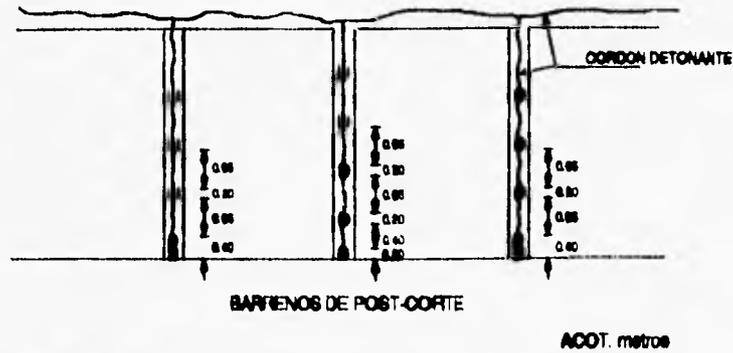
**FORMA DE CARGADO DE LOS BARRENOS PARA LA VOLADURA DE CONEXION
DE LA LUMBRERA DE CIERRE PROVISIONAL No.2 CON EL TUNEL No.2**



SIMBOLOGIA

- TACO
- ▨ ANFOEX (4.61 Kg)
- GODYNE 1 1/2 X 6" (0.888 Kg)

FIGURA 4.17a



SIMBOLOGIA

- GODYNE 1 1/2 X 6" (0.888 Kg)

FIGURA 4.17b

SECUENCIA DE DISPARO PARA LA VOLADURA DE CONEXION
DE LA LUMBRERA DE CIERRE PROVISIONAL No.2 CON EL TUNEL No.2

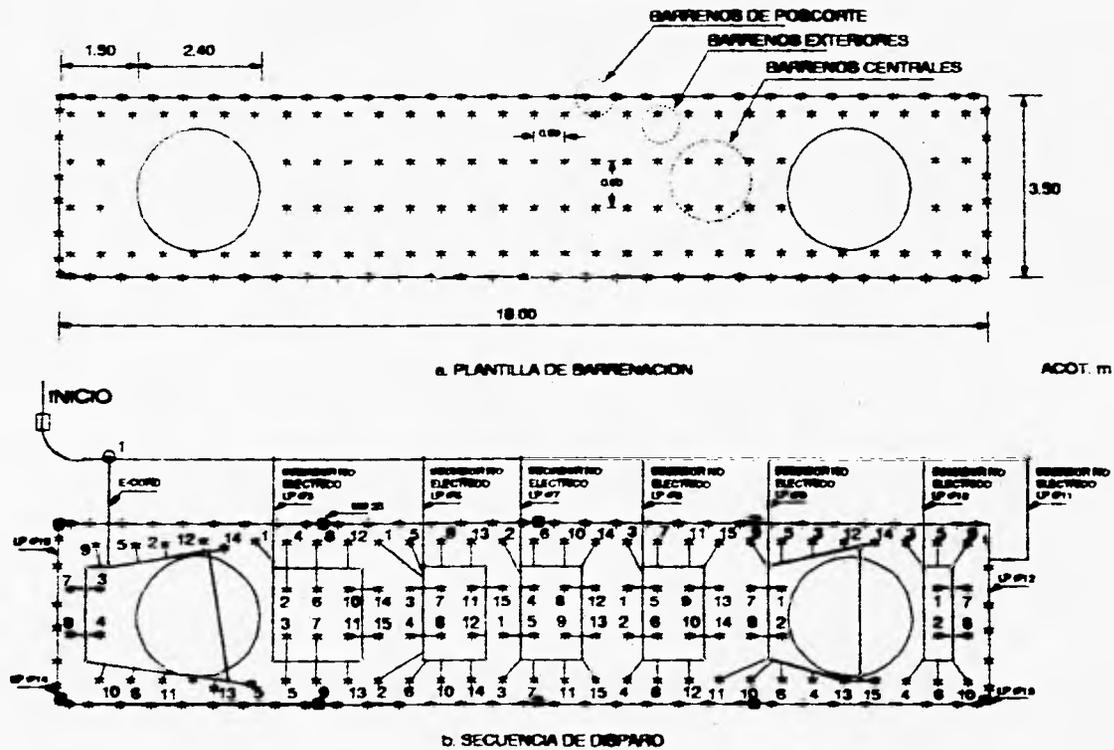


FIGURA 4.18

El postcorte se detonará con cordón detonante y de 8 x 8 barrenos siguiendo el perímetro de la lumbrera, ya que un bombillo de 1" x 8" pesa 120 gramos y cada barreno lleva 5 bombillos, por lo tanto se tiene:

$$5 \text{ bombillos/barreno} \times 120 \text{ gramos/bombillo} = 600 \text{ gramos/barreno}$$

$$(5000 \text{ gramos/tiempo}) / (600 \text{ gramos/barreno}) = 8.3 \text{ bnos./tiempo}$$

Dejando los barrenos de las esquinas hasta el final de la voladura con tiempos LP 12, 13, 14 y 15, respectivamente. Ver figura 4.17b.

c) Método de trabajo.

- i) Cálculo de la plantilla de barrenación para la voladura de la conexión entre la lumbrera de cierre provisional No.2 y el túnel No.2.

Datos:

- Diámetro de barrenación = 1 1/4"
- Sección de la frente = 18 x 3.5 m
- Densidad de la roca = 2.3 ton/m³
- Profundidad de barreno = 3.750 m
- Taco = 0.55 m
- Factor de carga = 1.0 Kg / ton
- Carga de fondo = GODYNE 1 1/4" x 8" (183 g)
- Carga de columna = ANFOMEX
- Explosivo a detonar por tiempo = 5.0 Kg

1. Sección de la cuña:
Como se tienen 2 caras libres en los extremos (contrapozos) se explotará como desborde.

2. Superficie de la frente:
18 x 3.50 m = 63 m², restando el área de los contrapozos,
= 63 m² - 4.52 m² x 2
= 53.96 m²

3. Volumen y tonelaje a explotar:

$$V = 53.96 \text{ m}^2 \times 4.0 \text{ m} = 215.84 \text{ m}^3$$

$$T = 215.84 \text{ m}^3 \times 2.3 \text{ ton/m}^3 = 496.43 \text{ ton}$$

4. Cálculo de la carga total de explosivo por barreno considerando un taco de 0.55 m

- GODYNE 1 1/4" x 8" (densidad de 1.20 g/cc)
Se necesitan 1.38 Kg de explosivo para llenar un metro de columna en un diámetro de 1 1/4".

$$\text{Carga de fondo} = 2 \text{ cartuchos de GODYNE } 1\frac{1}{4}'' \times 8''$$

$$= 0.366 \text{ Kg}$$

$$(0.366 \text{ Kg}) / (1.380 \text{ Kg/m}) = 0.265 \text{ m}$$

- ANFOMEX (Densidad 0.90 g/cc cargado neumáticamente)
Se necesitan 1.57 Kg de Anfomex para llenar un metro de columna en un diámetro de 1½", por lo tanto:

$$\begin{aligned} 3.750 \text{ m} - 0.55 \text{ m} - 0.265 \text{ m} &= 2.935 \text{ m (ANFOMEX)} \\ 2.935 \text{ M} \times 1.570 \text{ Kg/m} &= 4.610 \text{ Kg} \end{aligned}$$

- CARGA TOTAL POR BARRENO.

$$\begin{aligned} \text{GODYNE } 1\frac{1}{2}'' \times 8'' &= 0.366 \text{ Kg} \\ \text{ANFOMEX} &= 4.610 \text{ Kg} \\ \text{TOTAL} &= 4.976 \text{ Kg/barreno} < 5.000 \end{aligned}$$

5. Total de explosivo utilizado en la voladura:

$$\begin{aligned} \text{Kg de explosivo} &= \text{F.C.} \times \text{toneladas a explotar} \\ &= 1.0 \text{ Kg/ton} \times 496.43 \text{ ton} \\ &= 496.43 \text{ Kg} \end{aligned}$$

6. Número de barrenos a ejecutar:

$$\begin{aligned} \text{No. de barrenos.} &= (\text{Kg de explosivo/voladura}) / (\text{Kg de explosivo/barreno}) \\ &= (496.43 \text{ Kg}) / (4.976 \text{ Kg/barreno}) \\ &= 99.7 \text{ barrenos} \\ &= 100 \text{ barrenos.} \end{aligned}$$

4.4.4 Problemas de estabilidad.

En la etapa de excavación, las condiciones de estabilidad fueron críticas, ya que la presencia oculta de dos fracturas importantes de arcilla dio lugar a la formación de un bloque inestable que falló el día 12 de julio de 1990 y que provocó el derrumbe de la pared de aguas arriba entre las elevaciones 123.4 y 106.0 msnm, ocasionando problemas en el avance de la excavación, la cual se encontraba en ese momento hasta el nivel 94.50 msnm. A este bloque se le estimó un volumen aproximado de 525 m³. Ver figuras 4.15 y 4.16 del inciso 4.4.2.

4.4.4.1 Trabajos de rehabilitación.

Para reponer el brocal de la lumbrera de cierre provisional No.2, que se destruyó a causa del caído antes mencionado, se proyectó una losa de concreto armado apoyada en una retícula de traves metálicas.

Las condiciones de trabajo para las que se proyectó la losa

fueron las siguientes: debe resistir el peso de una grúa de 75 toneladas de capacidad, un obturador y peso propio de la losa y la retícula de traves metálicas, calculado en 120 toneladas transmitido a la roca.

En lo que respecta a los tratamientos de soporte, éstos se efectuaron entre las elevaciones 123.50 y 94.50 msnm.

a) El tratamiento de la pared de aguas arriba es el siguiente:

- i) Anclaje de fricción de 1½" de diámetro por 6 m de longitud en patrón de 2 x 2 m, defasados en tresbolillo, inyectadas con mortero de $f'c \geq 180 \text{ Kg/cm}^2$; se deberá soldar en el extremo exterior una placa de 15 x 15 cm x 1.25 cm de espesor que sirva para fijar la malla electrosoldada.
- ii) Barrenos para drenaje profundo de 1½" de diámetro por 4.5 m de longitud en patrón de 4 x 4 m, con inclinación ascendente de 10°.
- iii) Concreto lanzado de 7.5 cm de espesor con malla electrosoldada de 15 x 15 x 1/8", integrada a las placas de anclaje.

b) En los muros izquierdo y derecho, donde se apoyarán las guías de la compuerta (ver capítulo V), se verán afectadas por las fracturas que delimitan el bloque colapsado, se requiere el siguiente tratamiento:

- i) Anclaje de fricción de 1½" de diámetro por 4.5 m de longitud, en patrón de 1.4 x 1.4 m, en tresbolillo.
- ii) No se tenían problemas de estabilidad, por lo que no se requirió barrenos para drenaje.
- iii) Concreto lanzado de 7.5 cm de espesor con malla electrosoldada de 15 x 15 x 1/8", integrada a las placas de anclaje.

c) En lo que respecta a la pared aguas abajo se ejecuta anclaje de fricción de 1½" de diámetro por 6 m de longitud, en patrón de 1.5 x 1.5 m, en tresbolillo.
Los tratamientos a base de drenaje y mortero lanzado con malla electrosoldada tienen los mismos lineamientos que los realizados en la pared de aguas arriba.

4.5 LUMBRERA DE CIERRE FINAL.

4.5.1 Características generales.

4.5.1.1 Objetivo.

La construcción de la lumbrera de cierre final tuvo como finalidad permitir la operación de la compuerta para cerrar definitivamente el paso del agua por los túneles de desvío e

iniciar de esta manera el llenado del embalse.

Al igual que en las lumbreras de cierre provisional, en este capítulo se hablará únicamente de los trabajos de excavación, ya que los trabajos de revestimiento y montaje de obra electromecánica se tratará en el capítulo V.

4.5.1.2 Descripción general.

El proyecto original localizaba el eje de la lumbrera a la elevación 175.00 msnm, sin embargo, éste se ubicó finalmente a la elevación 164.00 msnm debido a las características topográficas. Lo anterior trajo como consecuencia la necesidad de construir una plataforma para maniobras, protección metálica para la misma y un camino de acceso.

Esta lumbrera tiene una sección de excavación de 4 x 10 m y una profundidad de 79 m hasta la clave del túnel No.2 (elevación 85.00 msnm). La excavación de la lumbrera a partir de la elevación 164.00 fue hecha en rocas de la unidad Aguamilpa, la cual presentó buena calidad (dura, compacta y masiva). No se presentaron problemas geológicos serios. Ver localización y características generales en figura 4.19.

4.5.2 Características geológicas.

Para la descripción geológica, esta obra se puede dividir en dos partes: lumbrera y plataforma de maniobras.

4.5.2.1 Lumbrera.

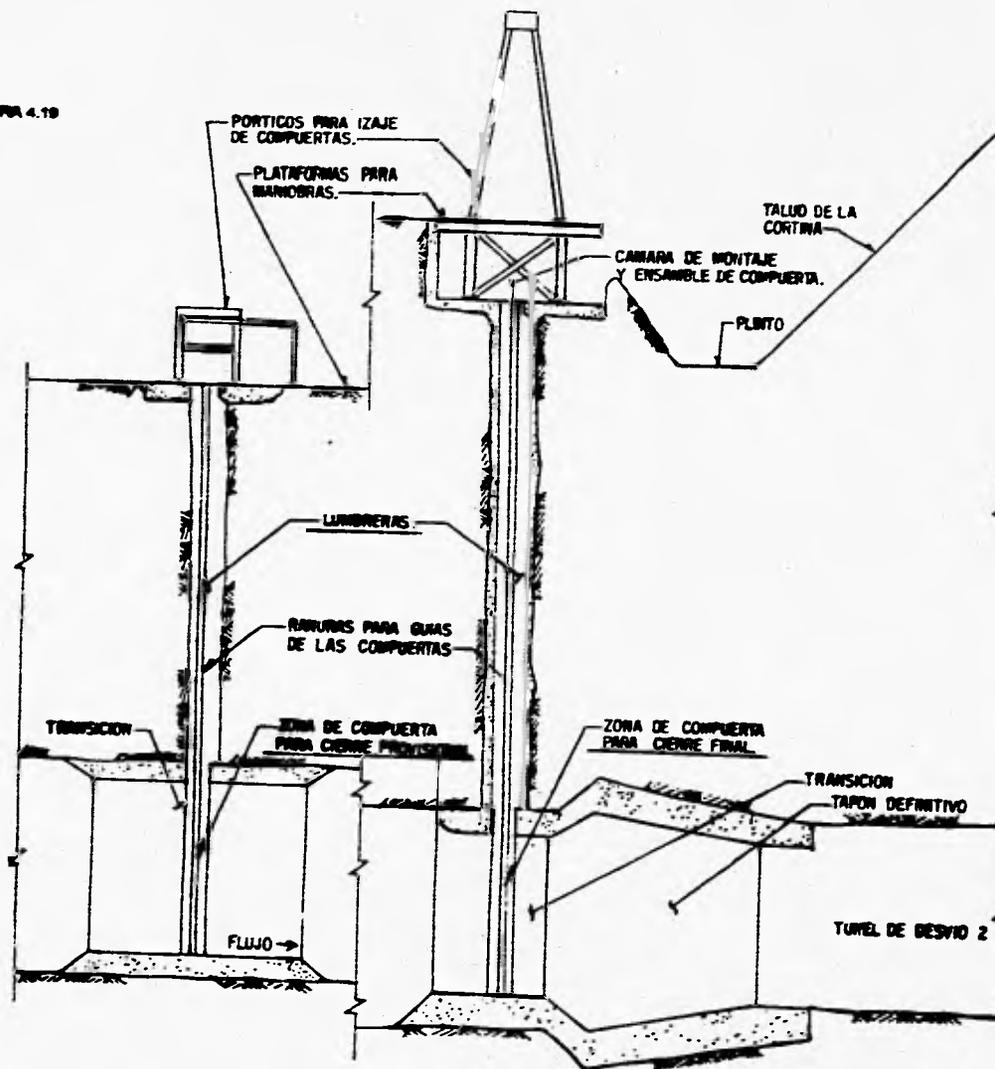
Con excavación aproximada de 79 m en un macizo rocoso constituido por un solo tipo de roca llamada localmente Unidad Aguamilpa y que se trata de una roca volcánica extrusiva (ignimbrita riódacítica) generalmente competente, masiva, dura, silicificada y alterada por hidrotermalismo que no disminuye la buena calidad de la roca observada en el túnel No.2, cadenamiento 0+560.000, sitio donde comunica la lumbrera.

Debido a que superficialmente esta roca está decomprimida se hizo necesario bajar el nivel de excavación de la plataforma hasta la cota 165, en el extremo norte de la lumbrera.

Se espera que la profundidad de la roca decomprimida se comporte de acuerdo a la topografía y que se muestra en la sección geológica de la figura 4.20.

El fracturamiento superficial en la zona de la lumbrera y que afecta la excavación, está orientado en dos direcciones: el principal y que corta perpendicularmente al eje mayor de la excavación, tiene rumbo 86° noreste, estas fracturas tienen continuidad (8 m), y casi todas tienen arcilla, siendo común que

FIGURA 4.19



SECCIONES GEOLOGICAS DE LA LUMBRERA DE CIERRE FINAL

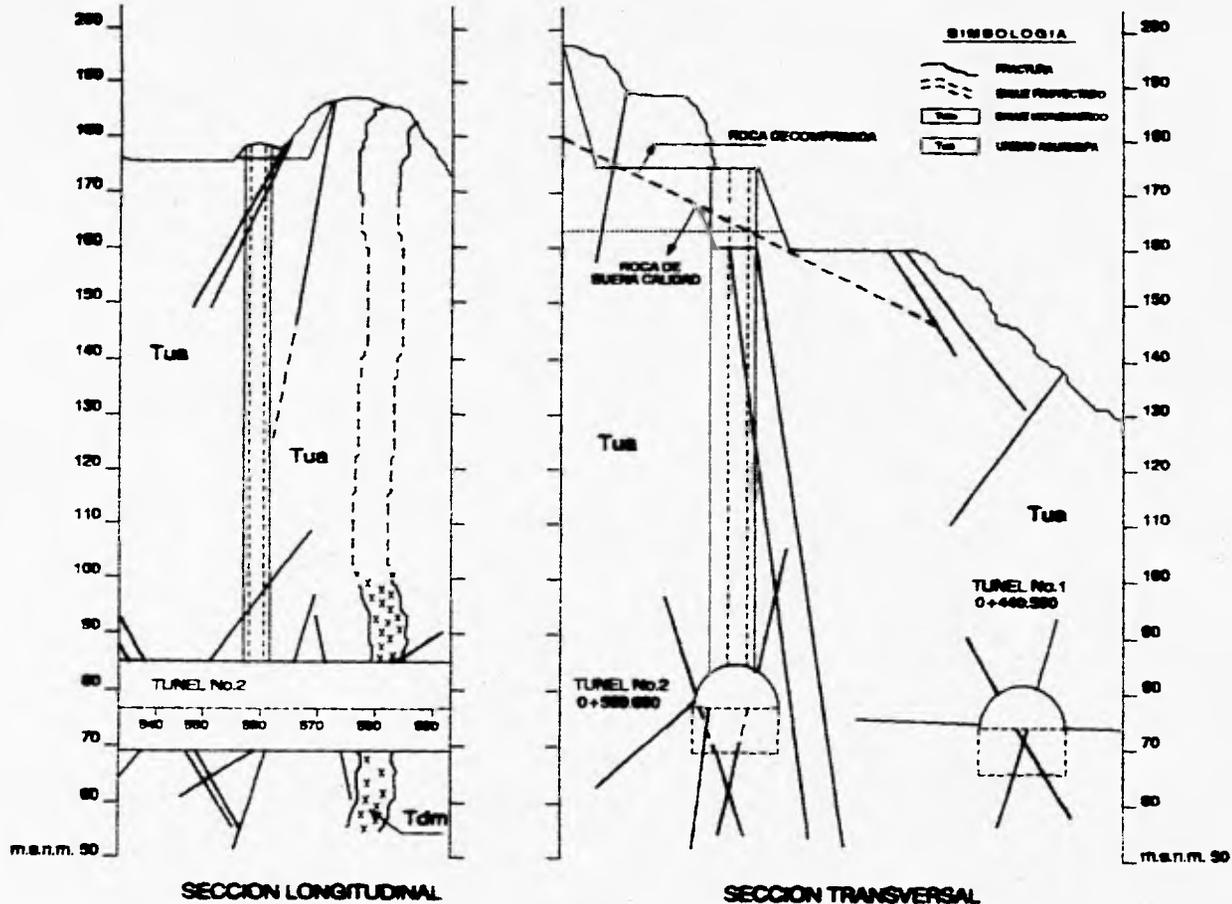


FIGURA 4.20

tengan también planos alabeados tanto vertical como horizontalmente, en forma general la densidad de este sistema es de una fractura por metro.

El otro sistema que corta a la excavación de la lumbrera diagonalmente tiene un rumbo de 18° noroeste, como en el caso anterior este sistema también tiene arcilla aunque no todos los planos, las fracturas tienen poca continuidad y se presenta una fractura cada dos metros.

La intersección de los dos sistemas descritos provoca la formación de pequeñas cuñas con salida hacia la excavación por la pared de aguas abajo.

El fracturamiento existente en el túnel No.2 donde comunica la lumbrera de cierre final está definido por tres sistemas de fracturas, la mayoría con arcilla: el primero y de mayor continuidad tiene un rumbo de 83° noroeste, el segundo 60° noreste y el tercero 49° noreste.

En cuanto a los rasgos geológicos mayores se detectaron dos fracturas importantes en superficie, la primera localizada a la elevación 177.00 msnm aproximadamente y que corta diagonalmente a la lumbrera, su plano está relleno con 5 cm de arcilla y afectará únicamente la parte superficial de la excavación a la elevación 165, tiene un rumbo de 60° noreste con inclinación de 66° al noreste, la otra se localizó en superficie a la elevación 162.00 msnm y cortará también en forma diagonal a la lumbrera a las elevaciones 130.00 msnm en la pared de aguas abajo y en la pared norte a la elevación 110.00 msnm, ésta tiene un rumbo de 35° noreste con inclinación de 85° al sureste y rellena con 40 cm de arcilla.

Por la información geológica que se tiene de la excavación del túnel, se espera la presencia de una fractura importante en la cota 150 msnm por la pared norte y que continuará hasta la comunicación con el túnel, esta fractura se ha mapeado 120 m, tiene 5 cm de espesor de arcilla, fragmentos de roca y un fracturamiento paralelo de menor importancia pero también con arcilla.

4.5.2.2 Plataforma de maniobras.

Esta plataforma contempla una excavación a cielo abierto la cual en su mayoría será en roca de la unidad Aguamilpa ya descrita, se espera un espesor mínimo o ausencia de depósitos de talud y 10 m de roca decomprimida, en cuanto el talud más alto (15 m), dadas las características litológicas, se considera estable de acuerdo al comportamiento de las fracturas y a la vecindad de la falla Colorines 5 por su geometría favorable.

4.5.3 Procedimiento de excavación.

4.5.3.1 Descripción general del método.

Aunque la excavación de la lumbrera de cierre final, al igual que en las lumbreras de cierre provisional, se efectuó a través de dos etapas, la primera de ellas mediante un procedimiento mecánico y en la segunda mediante el uso de los explosivos, se tienen diferencias significativas que vale la pena resaltar.

En primer lugar, durante la primera etapa, no se hicieron dos contrapozos sino sólo uno de 1.80 m de diámetro.

Por otra parte, para la excavación de la segunda etapa (banqueos a base de explosivos), la sección completa de la lumbrera se dividió en dos secciones que llamaremos "A" y "B", siendo la sección "A" de 5 x 4 m (zona del contrapozo) y la sección B de 4.926 x 4 m.

La profundidad de barrenación para efectuar las voladuras en banqueo de ambas zonas será de 2.40 m, llevando siempre esa diferencia entre las dos secciones.

Los tratamientos de soporte que se requieren son los siguientes:

a) Anclaje.

4 anclas de 1½" x 6 m de longitud con 10° de inclinación ascendente, en la pared de aguas abajo, 2 con un ángulo de 48° con respecto al eje del túnel hacia la derecha y 2 hacia la izquierda. La serie de estas 4 anclas se colocarán a cada 2.40 m de profundidad.

b) Drenaje.

6 drenes de 1 7/8" x 4.50 m de longitud con inclinación de 15° ascendente en la pared de aguas abajo, 3 con un ángulo de 48° con respecto al eje del túnel hacia la derecha y 3 hacia la izquierda. La serie de estos 6 drenes se colocará a cada 4.80 m de profundidad.

Cada vez que se alcance el nivel para anclaje y/o drenaje, se bajará un track-drill para efectuar los tratamientos.

Tanto el suministro de equipo y materiales, el descenso de personal, la bajada y subida del track-drill, se realizará por medio de una torre y malacate electrónico de 7 toneladas de capacidad.

Para el equipo de barrenación se utilizarán perforadoras neumáticas de piso con un compresor de 750 FCM.

En la figura 4.21 se puede observar la secuencia de trabajos a realizar durante la segunda etapa de excavación de la lumbrera de cierre final a base de explosivos.

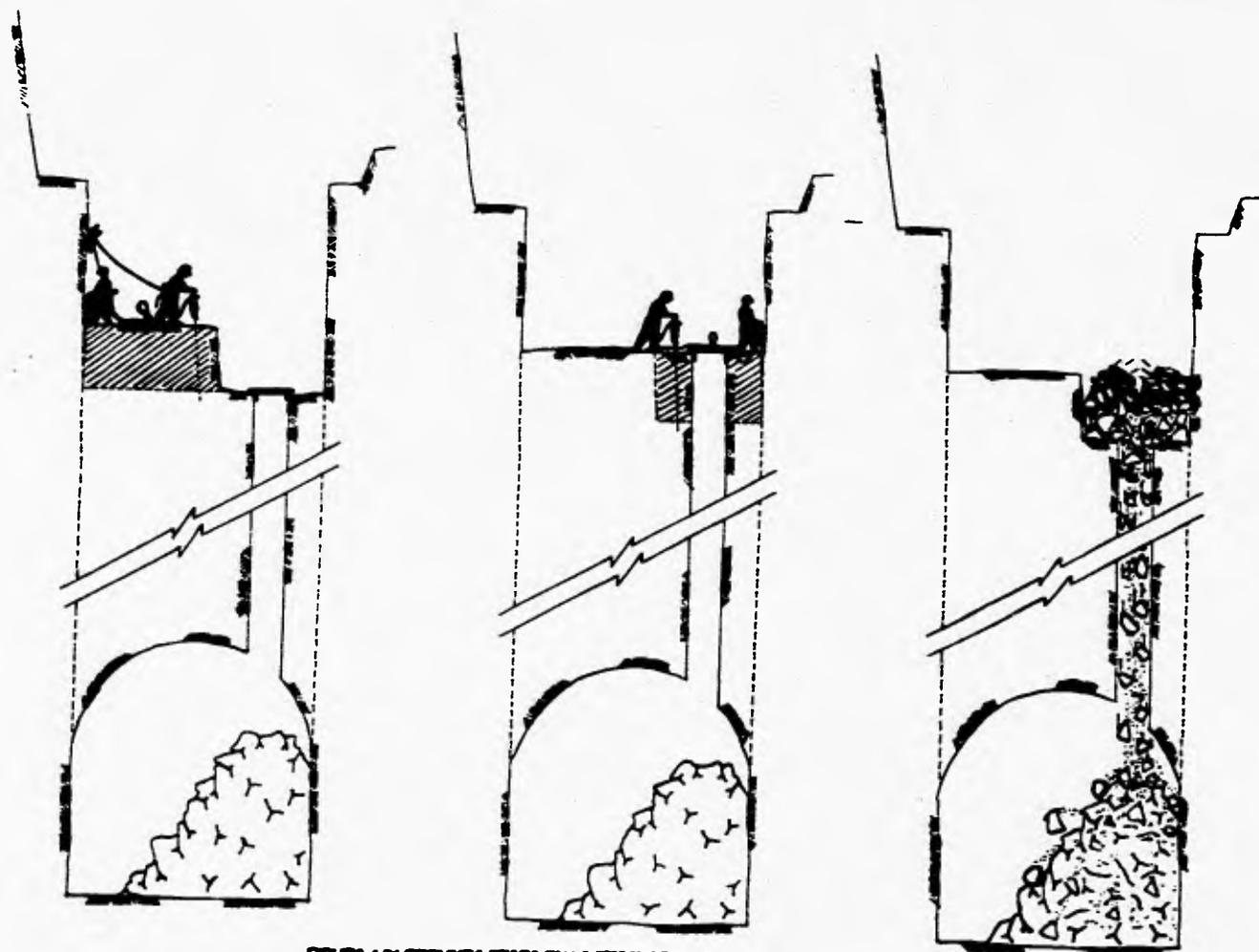
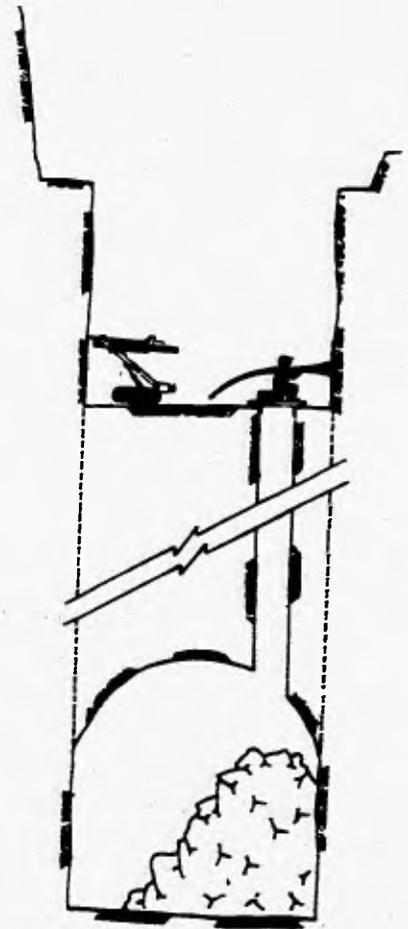
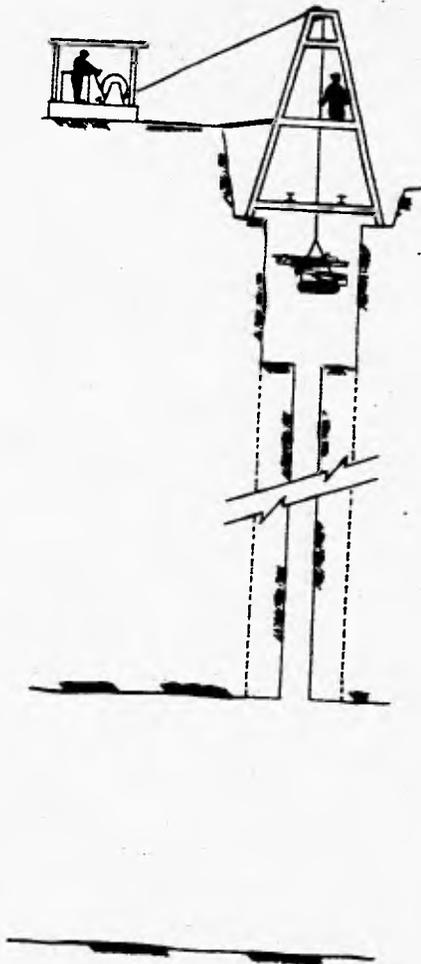
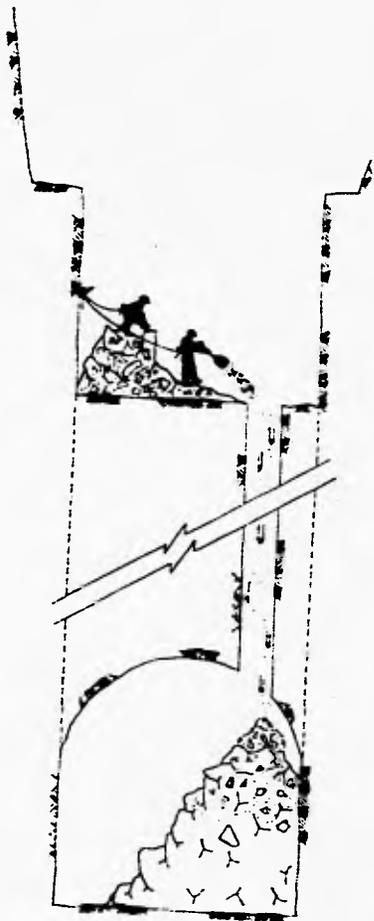


FIGURA 4.21 SEGUNDA ETAPA EN LA EXCAVACION DE LA LUMINERA DE CIERRE FINAL



4.5.3.2 Cálculo de explosivos empleados en la excavación de la lumbrera de cierre final.

Como se mencionó en la descripción del método de excavación, la sección completa se dividió para su excavación en dos secciones A y B. En la figura 4.22 se observan las plantillas de barrenación propuestas para ambas secciones, así como el cálculo de explosivos.

a) Cálculo de explosivos para la sección "A".

Datos:

- Densidad de carga (*)	=	0.50 Kg/m ³
- Diámetro de barrenación	=	1¼"
- Profundidad de barrenación	=	2.40 m
- Bombillo GODYNE 1" x 8"	=	1.1 g/cc
	=	113 g/pza

(*) La densidad de carga es propuesta por la Residencia de Mecánica de Rocas, de acuerdo a las características de la roca.

i) Barrenos de postcorte (A).

Vol.influencia	=	0.4 x 0.7 x 2.4
	=	0.672 m ³
Cantidad explosivos	=	0.672 x 0.5
	=	0.336 Kg / bno.
Rel. ANFO/Hidrogel	=	0% - 100%
Por lo tanto:	=	0.336/0.113
	=	3 bombillos de 1" x 8"

ii) Barrenos Auxiliares (B).

Vol.influencia	=	1.0 x 1.2 x 2.4
	=	2.88 m ³
Cantidad explosivos	=	2.88 x 0.5
	=	1.44 Kg / bno.
Rel. ANFO/Hidrogel	=	60% - 40%
Por lo tanto:		
ANFO	=	0.86 Kg.
Hidrogel	=	0.57 Kg
	=	0.570/0.113
	=	5 bombillos 1" x 8"

EXCAVACION DE LA LUMBRERA DE CIERRE FINAL
 PLANTILLA DE BARRENACION Y SECUENCIA DE DISPARO

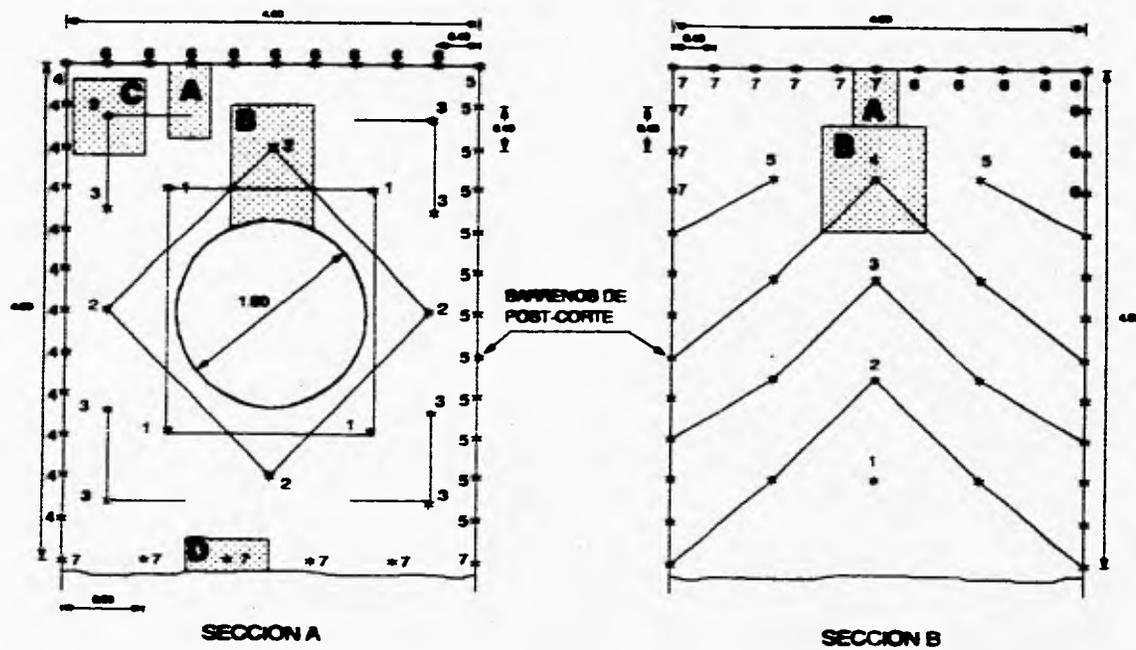


FIGURA 4.22

ACOT. m

iii) Barrenos auxiliares (C).

Vol.influencia = $0.75 \times 0.75 \times 2.4$
= 1.35 m³

Cantidad explosivos = 1.35×0.5
= 0.675 Kg / bno.

Rel. ANFO/Hidrogel = 60% - 40%

Por lo tanto:
ANFO = 0.40 Kg.
Hidrogel = 0.27 Kg
= 0.275/0.113
= 2½ bombillos 1" x 8"

iv) Barrenos auxiliares (D).

Vol.influencia = $0.80 \times 0.40 \times 2.4$
= 0.77 m³

Cantidad explosivos = 0.77×0.5
= 0.38 Kg / bno.

Rel. ANFO/Hidrogel = 0% - 100%

Por lo tanto:
= 0.380/0.113
= 3½ bombillos 1" x 8"

Ver colocación de explosivos en figura 4.23.

b) Cálculo de explosivos para la sección "B".

Datos:

- Densidad de carga (*) = 0.50 Kg/m³
- Diámetro de barrenación = 1½"
- Profundidad de barrenación = 2.40 m
- Bombillo GODYNE 1" x 8" = 1.1 g/cc
= 113 g/pza

(*) La densidad de carga es propuesta por la Residencia de Mecánica de Rocas, de acuerdo a las características de la roca.

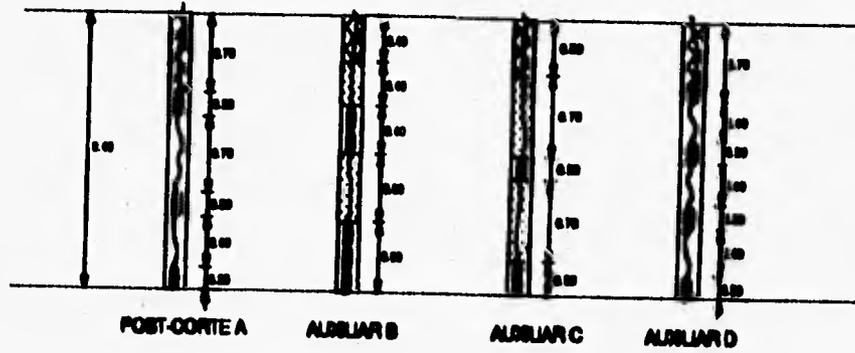
i) Barrenos de postcorte (A).

Vol.influencia = $0.4 \times 0.6 \times 2.4$
= 0.576 m³

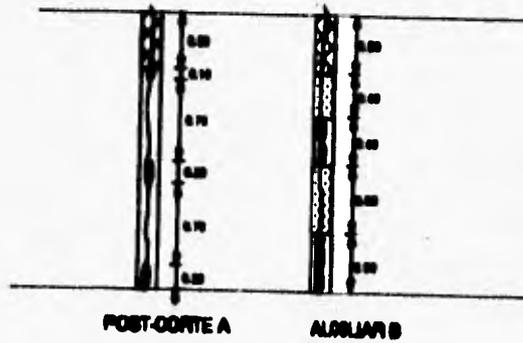
Cantidad explosivos = 0.576×0.5
= 0.288 Kg / bno.

Rel. ANFO/Hidrogel = 0% - 100%

FORMA DE CARGADO EN BARRENOS SECCION A



FORMA DE CARGADO EN BARRENOS SECCION B



LEGENDA

-  CONCRETO 1' X 1' @ 110 KG
-  MESH
-  TACO (RELLA)

ADOT. metros

FIGURA 4.23

Por lo tanto:

$$\begin{aligned} &= 0.288/0.113 \\ &= 2\frac{1}{2} \text{ bombillos de } 1" \times 8" \end{aligned}$$

ii) Barrenos Auxiliares (B).

$$\begin{aligned} \text{Vol. influencia} &= 1.0 \times 1.0 \times 2.4 \\ &= 2.40 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Cantidad explosivos} &= 2.40 \times 0.5 \\ &= 1.20 \text{ Kg / bno.} \\ \text{Rél. ANFO/Hidrogel} &= 60\% - 40\% \end{aligned}$$

Por lo tanto:

$$\begin{aligned} \text{ANFO} &= 0.72 \text{ Kg} \\ \text{Hidrogel} &= 0.48 \text{ Kg} \\ &= 0.480/0.113 \\ &= 4\frac{1}{2} \text{ bombillos } 1" \times 8" \end{aligned}$$

Ver colocación de explosivos en figura 4.23.

4.5.4 Tratamiento de soporte.

Durante el periodo que duró la excavación de la lumbrera de cierre final no se presentó ninguna emergencia por problemas de estabilidad, sin embargo sí se llevaron a cabo trabajos para proporcionar estabilidad a las paredes de la excavación.

i) Anclaje

Desde la plataforma de maniobras a la elevación 166.00 msnm se ejecuta preanclaje de fricción perimetral a la excavación con varilla de 1" de diámetro x 6 m de longitud con un ángulo de inclinación 30°.

El anclaje sistemático en las paredes interiores de la lumbrera por cada banqueo de 2.40 m, consiste en 8 anclas de fricción de 1½" de diámetro x 6 m con 10° de inclinación ascendente, excepto los primeros 10 m de la pared aguas arriba que no requieren soporte.

ii) Concreto lanzado.

Se protegen las paredes de la lumbrera con una capa de concreto lanzado de 7 cm de espesor, reforzado con malla electrosoldada de 15 x 15 cm x 1/8" de diámetro.

iii) Drenaje.

Se efectúan barrenos para drenaje de manera sistemática en toda la excavación de la siguiente manera: a cada dos banqueos (4.80

m) 6 barrenos en la pared aguas arriba y 6 en la pared aguas abajo de 3" de diámetro x 4.5 m de longitud, ascendentes 15°.

Para drenar el contacto concreto lanzado - roca se ejecutan perforaciones de 1" de diámetro en patrón de 2.5 x 2.5 m.

CAPITULO V CIERRE FINAL

5.1 INTRODUCCION.

5.1.1 Generalidades.

El cierre final de cualquier presa es una etapa muy importante del proceso constructivo de la misma, porque en esa fecha inicia el llenado del embalse, por tanto es una decisión de no retorno, es decir que una vez que se ha tomado la decisión de ejecutar las actividades relacionadas con el cierre final, su cumplimiento es indispensable porque de lo contrario se pondría en riesgo todas las estructuras.

De acuerdo con la duración de las actividades que componen el cierre final, esta decisión debe quedar perfectamente definida en la planeación del cierre y se toma en base al estado de avance de todas las estructuras que componen el proyecto, de tal forma que su integridad así como las condiciones para su terminación quedan aseguradas a más tardar en la fecha de cierre final.

Para el caso del P.H. Aguamilpa, el cierre final se programó para el día 10. de junio de 1993. La toma de decisión de realizarlo debe darse con anticipación de acuerdo con la alternativa que se decida y que se explica más adelante, porque en esa fecha debe iniciar el colado del tapón de cierre final del túnel de desvío No.1, tomando en cuenta que para el 10 de junio de 1993 se asegure la terminación de las siguientes actividades:

1. Terminación de la cara de concreto de la cortina a la elevación 232.00 m.s.n.m.
2. Terminación de la estructura de compuertas de la obra de toma incluyendo pruebas.
3. Terminación de la estructura de compuertas del vertedor, incluyendo pruebas y terminación de los canales de descarga del vertedor, por lo menos el 10. de junio y el 2 de agosto de 1993.

5.1.2 Alternativas para la ejecución del cierre final.

Se basan en dos parámetros, tiempos de ejecución y riesgo, ya que el proceso de cierre es el mismo en cualquier caso.

Alternativa A.

Ejecutar la construcción de la primera etapa de la estructura para cierre final del túnel No.2 en el estiaje de 1991-1992 que consiste del estrechamiento de la sección del túnel a una sección de 7 x 14 m, que podría traer como consecuencia el embalsamiento a la elevación 130 msnm para una avenida de 5,200 m³/s, que superaría el nivel de la ataguía aguas arriba (elevación 118 msnm) si ésta se presentara en el periodo de lluvias de 1992.

Esta alternativa fue la que finalmente se adoptó. La primera etapa del tapón de concreto del túnel No.2 se construyó a fines del período de estiaje de 1971-1972 (abril '72). La excavación de la LCF se suspendió a la elevación 130 msnm debido a la necesidad de construir la zona de reducción previo a la época de lluvias.

Alternativa B.

Ejecutar la construcción de la estructura para cierre final del túnel No.2, en el estiaje de 1992-1993 ligado al cierre final del túnel No.1 y obras adicionales que requiere la toma para riego de la CNA, todo lo cual obligaría a aprovechar al máximo el período de estiaje que normalmente se estima de noviembre de 1992 a mayo de 1993 y que podría ser distinto según el régimen de lluvias que se presentara, existiendo el riesgo de algún imprevisto que pudiera diferir la fecha de cierre final.

5.1.3 Proceso de cierre final.

El proceso de cierre final consiste en impedir en forma definitiva el paso del agua por los túneles de desvío mediante la construcción de dos tapones de concreto, uno en cada túnel. Con esto se da inicio al embalse.

El programa que se presenta en el subcapítulo 5.2 presenta cronológicamente la ejecución de cada una de las actividades que se desarrollaron para ejecutar el cierre final las cuales se describen a continuación en forma breve.

5.1.3.1 Cierre final del túnel No.2.

a) Construcción de la lumbrera de cierre final del túnel No.2.

Esta lumbrera permite bajar la compuerta para el cierre final. Tiene una altura de 108 m y el nivel superior de operación donde se instalan los mecanismos de izaje es la elevación 167 msnm, su sección de excavación es de 4 x 10 m, por la cercanía del plano de estanqueidad de la presa, esta lumbrera debe ser revestida en sus cuatro paredes.

b) Construcción zona de obturación del túnel No.2.

Esta actividad implica la excavación de abocinamiento del túnel y el colado de la misma, el cual está previsto en dos etapas (ver programa inciso 5.2). La primera consistente en la reducción de la sección del túnel y la segunda en el colado del tapón de cierre definitivo.

c) Construcción del tapón del cierre final del túnel No.2.

Su ejecución inicia con el cierre final, en esta fecha debieron

haber concluido las actividades del cierre final del túnel No.1, su proceso es como sigue: El día 10. de junio de 1993 se baja el obturador de cierre provisional a la entrada del túnel No.2, cortando el flujo de agua de 50 m³/s y esto permite entrar en la zona de cierre final para verificar el perfecto sellado de la compuerta, después de esto se retira la compuerta de cierre provisional a la entrada del túnel y sus mecanismos y da inicio el colado del tapón para que a más tardar en dos meses pueda recuperarse la compuerta de cierre final y sus mecanismos, previa construcción de un camino de acceso que permita dicha recuperación, pasando por el canal vertedor.

d) Construcción de la lumbrera de cierre provisional.

Esta lumbrera tiene la finalidad de permitir la operación del obturador de cierre provisional a la entrada del túnel No.2 disminuyendo el flujo de agua a 50 m³/s en el momento del cierre final.

5.1.3.2 Cierre final del túnel No.1.

Todas las actividades para la construcción del tapón del túnel de desvío No.1 se ejecutan en el periodo de estiaje de diciembre de 1992 a mayo de 1993, incluyendo la construcción de la toma de riego solicitada por la CNA, y que queda embebida en el tapón de cierre final del túnel No.1. (El tapón se construyó en los meses de marzo y abril de 1993).

Para la ejecución de estos trabajos se requirió tener camino de acceso a todo lo largo del túnel, por la salida para ejecutar la construcción del tapón y por la entrada para la construcción de la toma de riego.

En lo que respecta a la obra de toma de la CNA, se decidió adoptar para ello la lumbrera de cierre provisional del túnel No.1. Se hizo necesario hacer el tratamiento de la roca para asegurar el buen funcionamiento del tramo de túnel que serviría de conducción entre la lumbrera de cierre provisional y el tapón de cierre final del túnel No.1.

5.1.3.3 Operación de los obturadores.

a) Generalidades.

El control del río a través de los túneles de desvío se hace por medio de 3 obturadores, uno de 14 x 14 m y carga hidráulica de 36 m en el túnel No.2 y dos de 6 x 14 m y carga hidráulica de 27 m en el túnel No.1.

Los obturadores completamente ensamblados permanecen en la parte superior de su vano, colocados sobre unas vigas de acero estructural llamadas vigas de calce. La operación de izaje se realiza por medio de malacates, auxiliándose con un juego de polipastos montados sobre unos marcos de acero estructural.

b) Secuencia de operación.

Para efectuar el cierre y la apertura de los obturadores se efectúan las operaciones siguientes:

- i) Enganche del obturador de 14 x 14 m y H = 38 m con los ganchos de los polipastos.
- ii) Izaje del obturador de 14 x 14 m para dejar libre la viga de calce.
- iii) Retirar las vigas de calce hasta dejar libre el paso del obturador.
- iv) Bajar el obturador de 14 x 14 m hasta el umbral del vano, tomando todas las precauciones posibles para evitar un acuñaamiento; el descenso se hace con un flujo de agua de aproximadamente 50 m³/s. El obturador permanece en esta posición aproximadamente 3 meses, durante los cuales son colocadas las partes fijas en segundos colados de la compuerta de cierre final, hasta ese momento el agua circula por el túnel No.1; al final de esta operación el obturador se levanta y es llevado a la posición de reposo sobre las vigas de calce, en la parte superior del vano; el izaje debe hacerse con el menor tirante de agua posible si no es que totalmente en seco.
- v) Enganche simultáneo de los dos obturadores de 6 x 14 m y H=27 m con los ganchos de los polipastos.
- vi) Izaje de los dos obturadores hasta dejar libre la viga de calce.
- vii) Retirar la viga de calce hasta dejar libre el paso del obturador.
- viii) Bajar simultáneamente los obturadores hasta el umbral del vano tomando todas las precauciones posibles para evitar el acuñaamiento; el descenso se hace con un flujo de agua de aproximadamente 100 m³/s; los obturadores permanecen en esta posición aproximadamente 3 meses, tiempo en el que se construye el tapón de concreto en el túnel No.1, en este momento el agua circula por el túnel No.2; en el momento oportuno, el tramo del túnel entre el tapón y los obturadores es llenado con el agua a través de los orificios de aireación hasta lograr el equilibrio de presiones y así en aguas muertas los obturadores son levantados hasta la posición de reposo sobre las vigas de calce, en la parte superior del vano, donde son desarmados y transportados al almacén.
- ix) Regresamos con el obturador de 14 x 14 m y H=38 m. De la posición de reposo es bajado nuevamente siguiendo la misma secuencia que indican los puntos 1, 2, 3 y 4 con las siguientes variantes:

1. El obturador es bajado con un flujo de agua de aproximadamente 100 m³/s y empieza el embalse.
 2. Permanece en esta posición una semana durante la cual es bajada la compuerta de cierre final en seco.
- x) Llenar de agua el tramo del túnel comprendido entre la compuerta de cierre final y el obturador, hasta el equilibrio de presiones en el obturador.
- xi) Levantar el obturador hasta la parte superior del vano y desensamblarlo para transportarlo al almacén, antes que el agua invada esa zona.

5.2 PROGRAMA PARA CIERRE FINAL.

En la **figura 5.1**, aparece el programa general para cierre final y en él se establece la liga de las actividades descritas anteriormente. Se puede concluir en dos aspectos básicos:

- a. Sólo se dispone de dos periodos de estiaje que obliga la programación de actividades empleando un estiaje para cada túnel.
- b. Según la alternativa A es conveniente que en el primer estiaje (Nov.91 a Jun.92) se construya la zona de obturación de cierre final, aunque esto signifique operar el túnel No.2 con sección reducida en el periodo de lluvias de 1992. De lo contrario según la alternativa B, sería necesario ejecutar más actividades que las propuestas en el programa del segundo estiaje que podrían originar en caso de algún imprevisto, que la fecha de cierre final tuviera diferimiento.

PROCEDIMIENTO DE CONSTRUCCION DE CIERRE FINAL

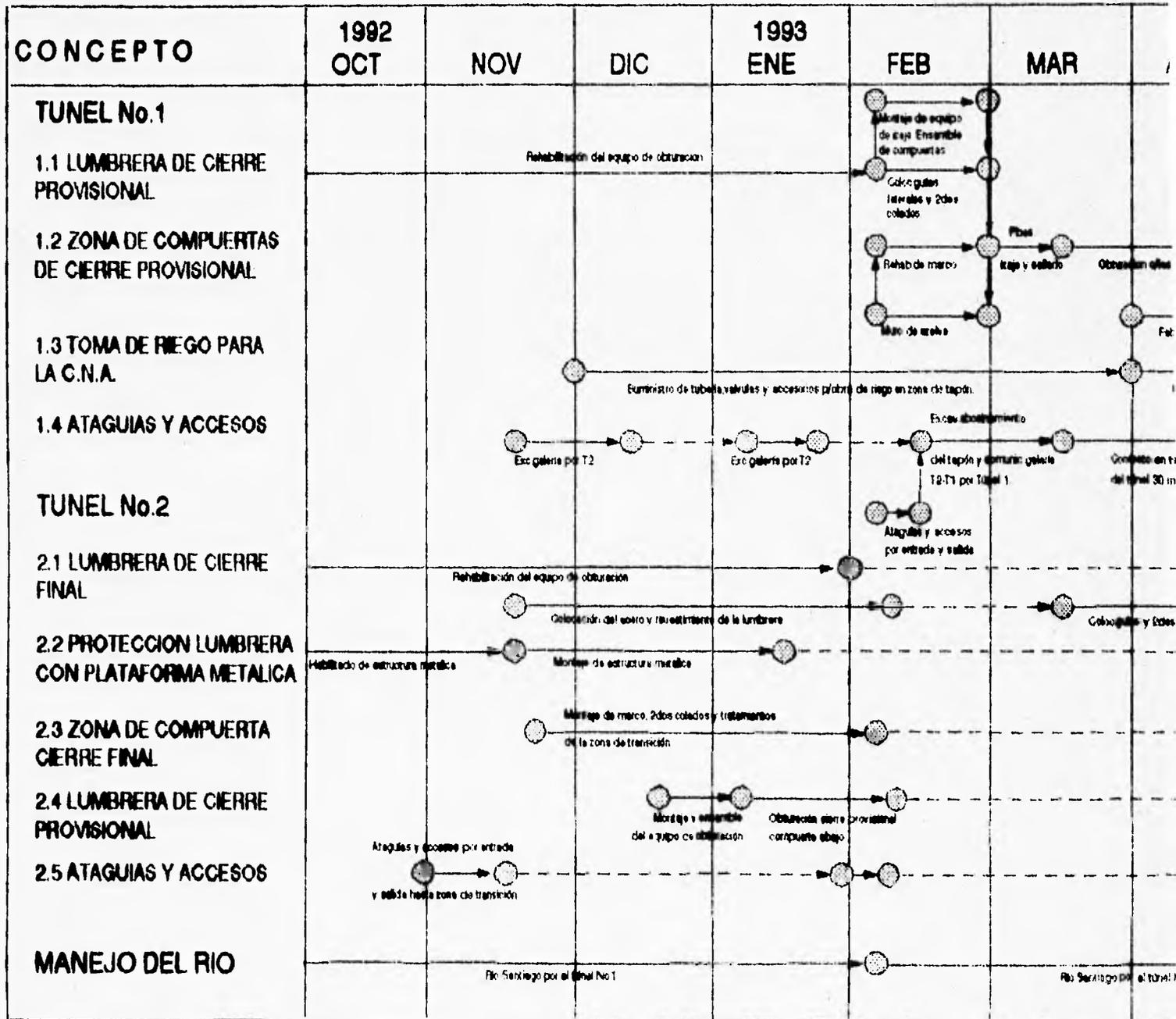


FIGURA 51

CONSTRUCCION DE CIERRE FINAL

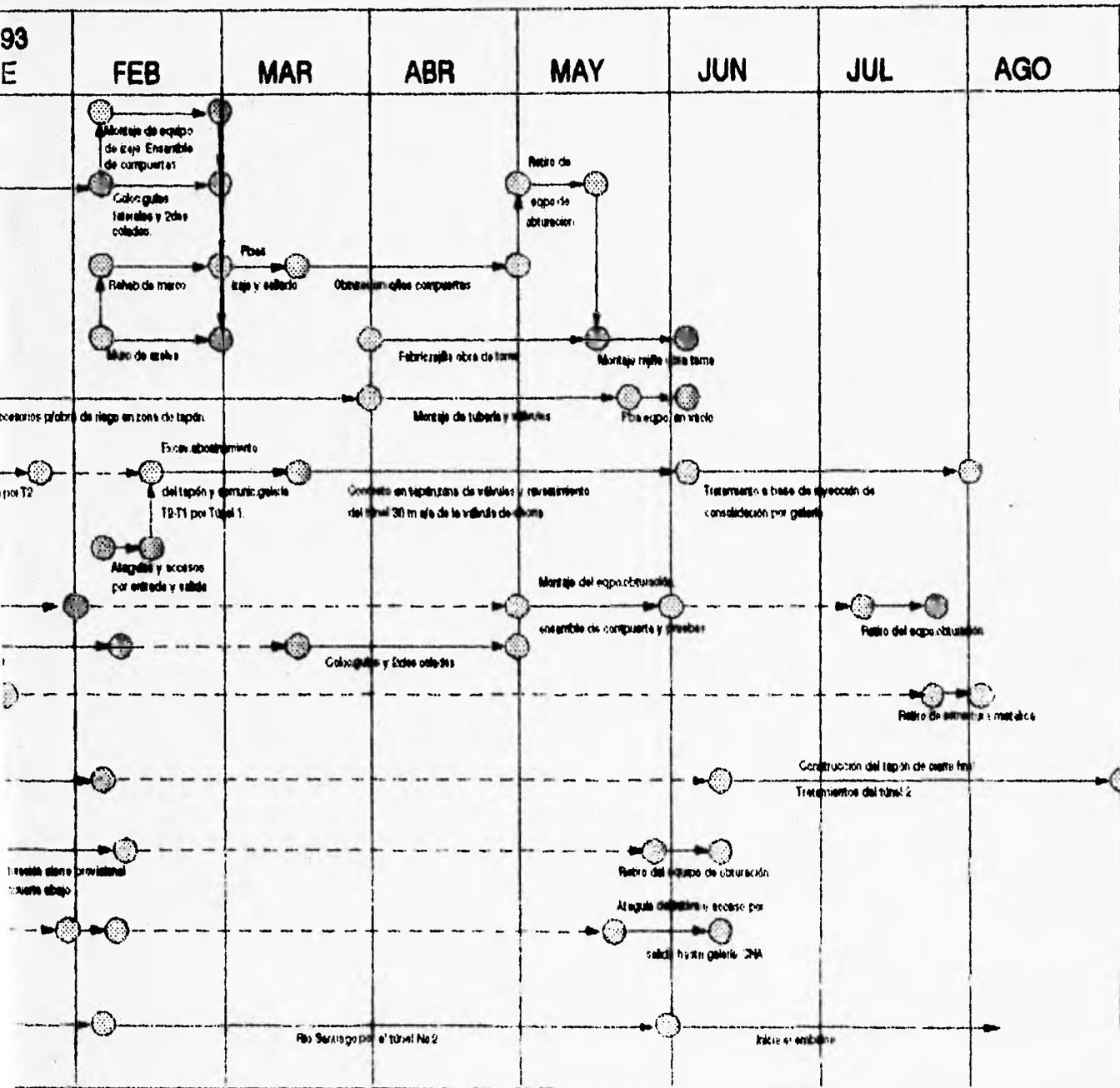


FIGURA 51

5.3 PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DE CIERRE FINAL.

En el presente subcapítulo se hace una descripción detallada de los trabajos que se muestran en el programa de cierre final, el cual se incluye en el subcapítulo 5.2.

Se pretende que el lector se forme una idea de los procedimientos y técnicas constructivas que se emplearon, no debe verse como un formulario de procedimientos estandarizados.

En primer lugar se describirán las obras correspondientes al túnel No.1 para continuar después con el túnel No.2. Lo anterior no presupone que los trabajos fueron ejecutados en el orden que se describen, para ello se remite al lector al programa de cierre final para poder seguir la secuencia cronológica de los eventos.

5.3.1 Lumbreira de cierre provisional túnel No.1.

5.3.1.1 Revestimiento de las caras interiores.

El revestimiento de las paredes interiores de la lumbreira para obturador de cierre provisional del túnel No.1 se hizo a base de concreto reforzado. Para su colocación se siguió el procedimiento de cimbra deslizante.

- a) Procedimiento para la utilización de cimbra deslizante en el recubrimiento con concreto reforzado .

El deslizado se realiza en dos etapas: de la elevación 82.70 a la 97.70 msnm (armado y colado), posteriormente de la 97.70 a la 119.00 msnm.

Las actividades por realizar antes del inicio del deslizado son las siguientes:

- i) Colocación de acero de refuerzo.
- ii) Rehabilitación de las cimbras.
- iii) Habilidadado y colocación de partes fijas (primeros colados).
- iv) Habilidadado y colocación de plataforma en la elevación 119.00 msnm.
- v) Habilidadado y colocación de plataforma en la elevación 116.00 msnm.
- vi) Habilidadado y colocación de canalones.
- vii) Colocación de guías.
- viii) Instalación de gatos hidráulicos.
- ix) Colocación de las cimbras.
- x) Habilidadado y colocación de tolvas.

El equipo hidráulico consta de gatos con capacidad de 2.5 toneladas cada uno, los cuales deben ser conectados en serie a una bomba de 1.5 HP de potencia, trifásica a 220 volts.

Los gatos izan la cimbra por medio de una barra hueca C-80 con un diámetro de 1" y 3.0 m de longitud interconectados con un birlo

de cuerda corrida en toda la altura por deslizar.

El desplazamiento de los gatos es de 1" de longitud por cada impulso de la bomba.

La frecuencia con la que se puede repetir esta operación depende del fraguado del concreto, así como de la uniformidad con que se encuentren colocadas las capas de concreto dentro del molde. La velocidad promedio es de 0.25 metros por hora.

El equipo hidráulico se instala sobre vigas metálicas apoyadas en el brocal de la lumbrera distribuidas dentro del área de la misma. Lo anterior se utiliza como estructura de apoyo para colgar las barras de izaje que están conectadas a los cargadores de la cimbra.

Para controlar la verticalidad en el muro y en la columna central se colocan plomadas en lugares estratégicos las cuales se verifican periódicamente para corregir los desplazamientos que se presenten.

La nivelación de la cimbra se hace con manguera de albañil transparente de ¼" aprovechando el principio de los vasos comunicantes.

El llenado de la cimbra deslizante es en capas uniformes de ± 20 cm en todo el perímetro. Para ello se utilizan dos elementos para bajar las cubetas de concreto (bachas) de 2.0 m³ cada una, un malacate eléctrico y una grúa hidráulica de 20 ton.

La distribución del concreto se hace por medio de canalones ligeros.

Se colocan dos plataformas principales, una en la elevación 119.00 msnm y otra en la elevación 116.00 msnm para la distribución.

Se necesita demás comunicación superficial a zona de colocación.

En la figura 5.2 se aprecian croquis ilustrativos del procedimiento antes descrito.

5.3.1.2 Rehabilitación del equipo de obturación.

El equipo de obturación para cierre provisional del túnel No.1 lo conforman dos compuertas de 6 x 14 m con una carga hidráulica de H = 27 m. Dichas compuertas son operadas por una estructura de izaje localizada en el brocal de la lumbrera. La estructura se utilizó en el P.H. Malpaso, con lo que las características de la obra se adecuaron a estas compuertas.

La estructura de izaje de las compuertas consta de un pórtico, dos malacates y un sistema de polipastos. Adicionalmente se cuenta con una estructura paralela para realizar maniobras con elementos de obturación.

Los equipos de obturación y de izaje fueron llevados del almacén de CFE al sitio donde serían colocados.

COLOCACION DE CONCRETO EN PAREDES INTERIOR DE LUMBRERA PROVISIONAL No.1
UTILIZANDO EL PROCEDIMIENTO DE CIMBRA DEBILIZANTE

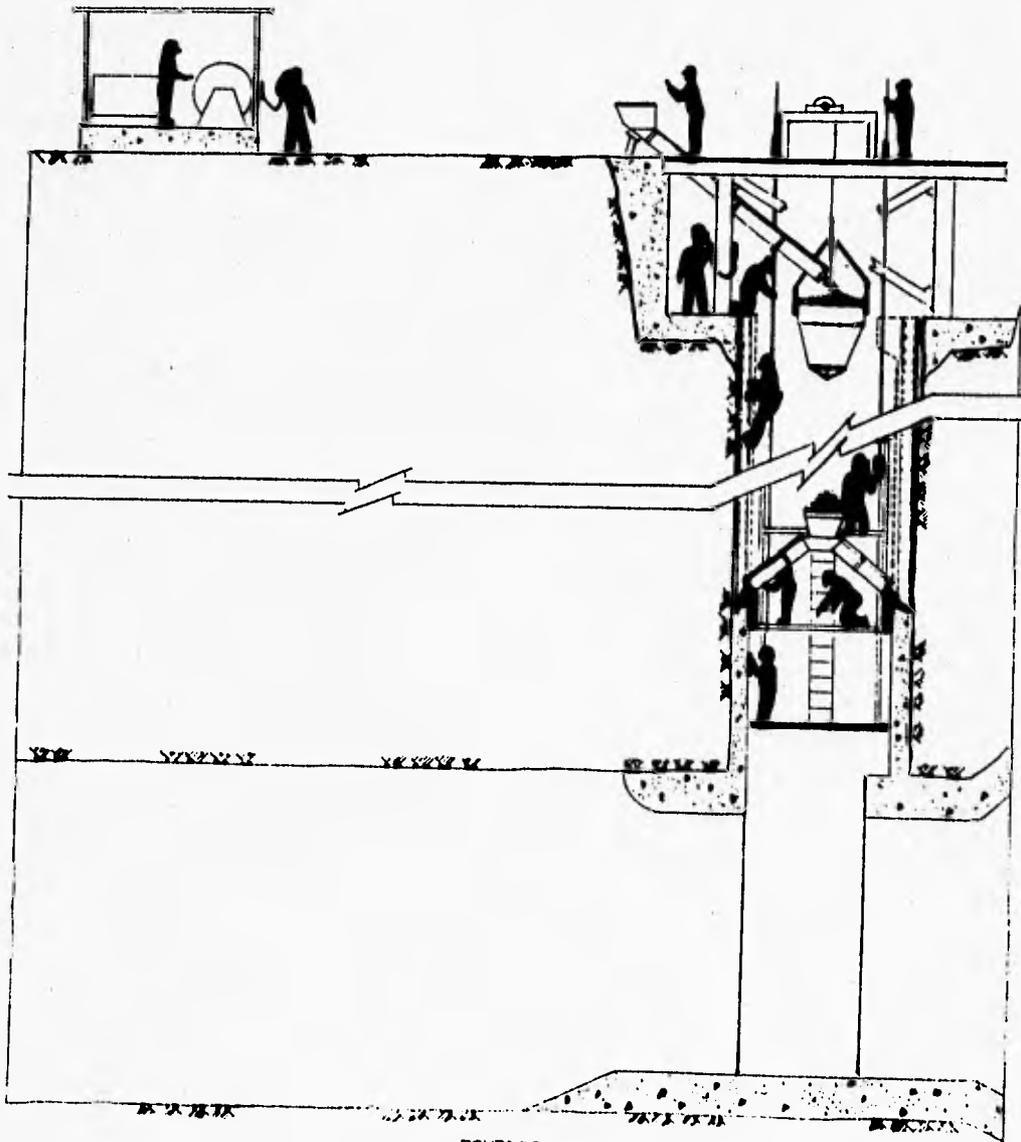


FIGURA 5 2

Los preparativos para el montaje del pórtico, consistieron en la construcción de dados de concreto para empotrar el pórtico y además un brocal de concreto en la superficie de la lumbrera. La avenida extraordinaria que se presentó en enero de 1972 destruyó los dados de concreto, el brocal y la estructura del portico que se había colocado, siendo necesario reponer el pórtico así como la obra civil. La conformación de los equipos de obturación y de la estructura de izaje puede apreciarse en la figura 5.3.

5.3.1.3 Montaje del equipo de izaje y ensamble de las compuertas.

a) Procedimiento de ensamble de las compuertas de cierre provisional.

Las compuertas de 6 x 14 m se ensamblan en sitio, para lo cual se requiere seguir el siguiente procedimiento:

1. Tener previstos vigas de calce (camellos) en el brocal de la lumbrera.

2. Montar el pórtico y malacates referenciándose siempre de los ejes de compuerta marcados en el túnel (longitudinal y transversal).

2.1 Bajar el balancín, engrasar cables de acero y subirlo chequeando velocidad de cada malacate y nivelación del balancín.

3. Acomodar dos grúas a cada lado de la lumbrera y fuera del pórtico para poder transportar los elementos de compuerta al aparejo y poder realizar de este modo la maniobra de descarga.

4. Trasladar la primera pieza de la compuerta (parte inferior) acomodando el trailer en reversa.

5. Se sujeta esta primera sección con el balancín del aparejo izándola para que el trailer pueda salir.

6. Este primer elemento es transportado por el aparejo hasta el umbral de la lumbrera donde se le colocan los ganchos y se coloca sobre las vigas de calce en espera del siguiente elemento de compuerta.

7. Se traslada la siguiente sección de la compuerta.

8. Se repiten los pasos 5 y 6. Este segundo elemento se une al primero mediante candados de sujeción. Una vez que están unidos se colocan los ganchos de izaje en este segundo elemento colocado y se izan estos dos elementos ya unidos para poder pretinar la viga de calce. A continuación se descienden los dos elementos y cuando el primer elemento ha penetrado en la lumbrera se colocan las vigas de calce para que la estructura se sostenga de los

**ENSAMBLE DEL PORTICO Y MECANISMOS DE IZAJE
DE LA LUMBRERA DE CIERRE PROVISIONAL No.1**

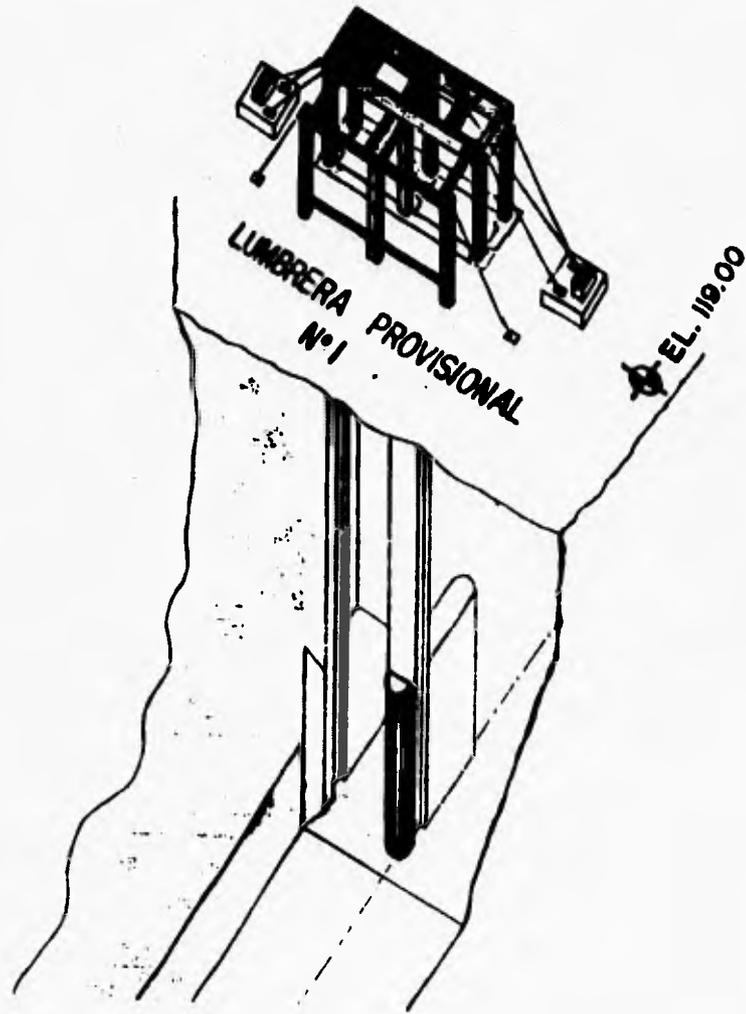


FIGURA 63

apoyos correspondientes al segundo elemento.

7. Se repiten los pasos hasta el séptimo elemento de compuerta.

5.3.1.4 Colocación de guías laterales y segundos colados.

Para la operación de la compuerta (izaje y retroceso) cada elemento de compuerta posee dos ruedas por cada elemento, las cuales deslizan sobre rieles fijos previamente colocados durante los segundos colados en las paredes de la lumbrera.

Los elementos son los siguientes contando cada uno con un riel que permitiese el plano de rodamiento: plano de retroceso, guías laterales y plano de rodamiento.

En la figura 5.4 pueden observarse todos los elementos que conformaron los mecanismos de rodamiento, los rieles de apoyo de las ruedas, las guías laterales y el riel de apoyo para el retroceso. Es de hacerse notar que estos elementos se colocaron únicamente en la zona de obturación, ya que a partir de la clave del túnel y hasta el brocal se colocaron únicamente guías laterales.

5.3.1.5 Operación de las compuertas de cierre provisional.

El proceso de operación de esta compuerta se encuentra en el inciso 5.1.3 "Proceso de cierre final". Sin embargo en este momento vale la pena aclarar que los obturadores de cierre provisional del túnel No.1 nunca operaron.

¿Qué importancia tiene relatar un proceso de obturación ficticio, que sólo existió en las especificaciones de CFE?. Las causas de que no se utilizaran estos obturadores son varias tales como que nunca se necesitaron realmente para desviar el curso del río. La necesidad de terminar los trabajos en el tiempo programado provocó que se construyera el tapón de cierre definitivo en el túnel No.1 al mismo tiempo que se ejecutaban los segundos colados, cuando en teoría debían ya de estar funcionando los obturadores.

5.3.2 Zona de compuertas de cierre provisional túnel No.1.

5.3.2.1 Rehabilitación del marco.

Las obras a que se refiere este punto corresponden a la zona de transición del túnel No.1 para alojar los obturadores. Esta zona de transición según proyecto original requiere revestimiento a base de concreto reforzado y la construcción de una pila central desde el piso del túnel hasta el brocal de la lumbrera. Además del revestimiento se requirió el uso de marcos metálicos para soporte. En la figura 5.5 se muestran los elementos requeridos para el soporte y el revestimiento.

FIGURA 6.4 ELEMENTOS QUE CONFORMAN LOS MECANISMOS DE RODAMIENTO,
DE ESTANQUEIDAD Y GUÍAS LATERALES DE LA LUMBRERA PROVISIONAL No. 1

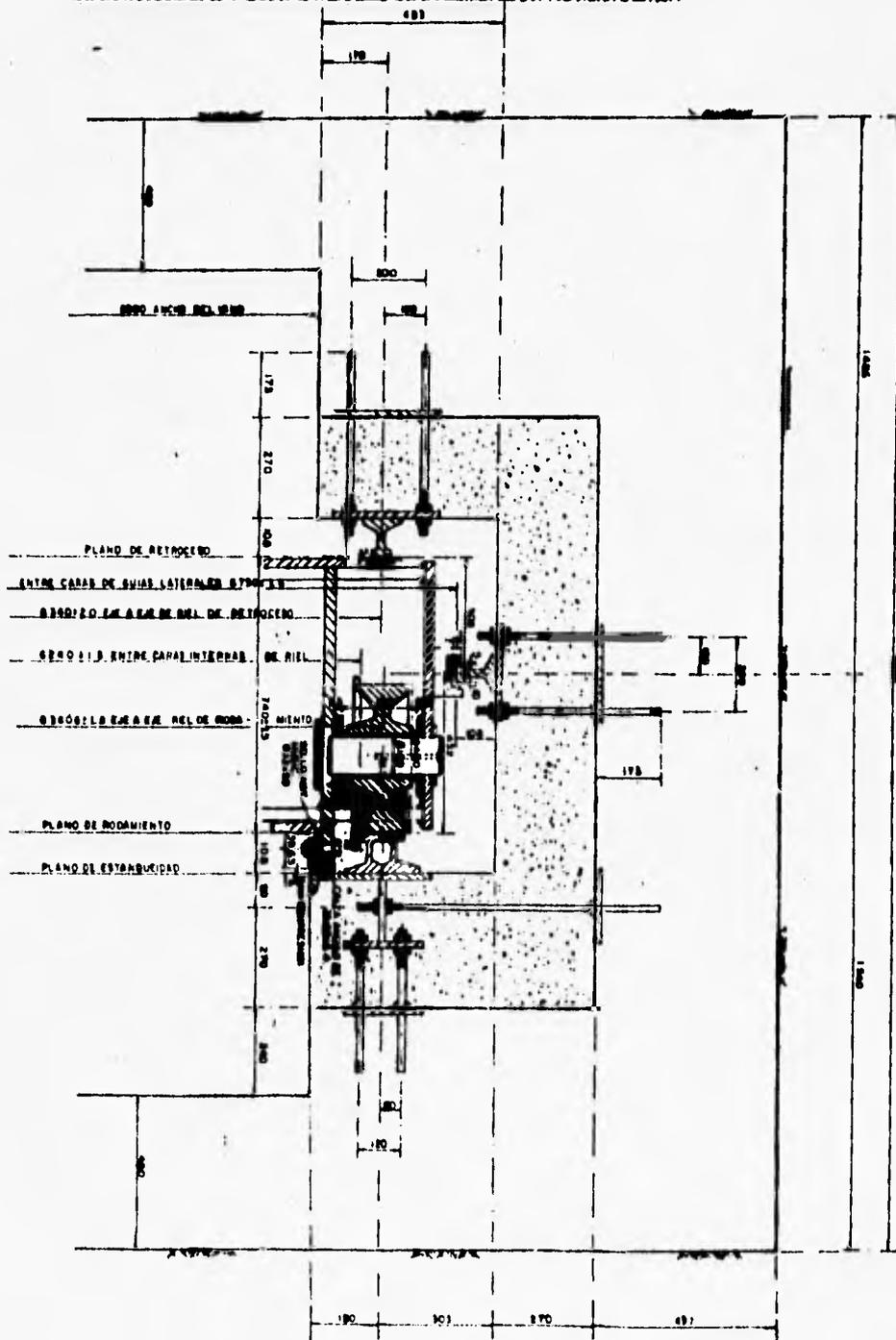
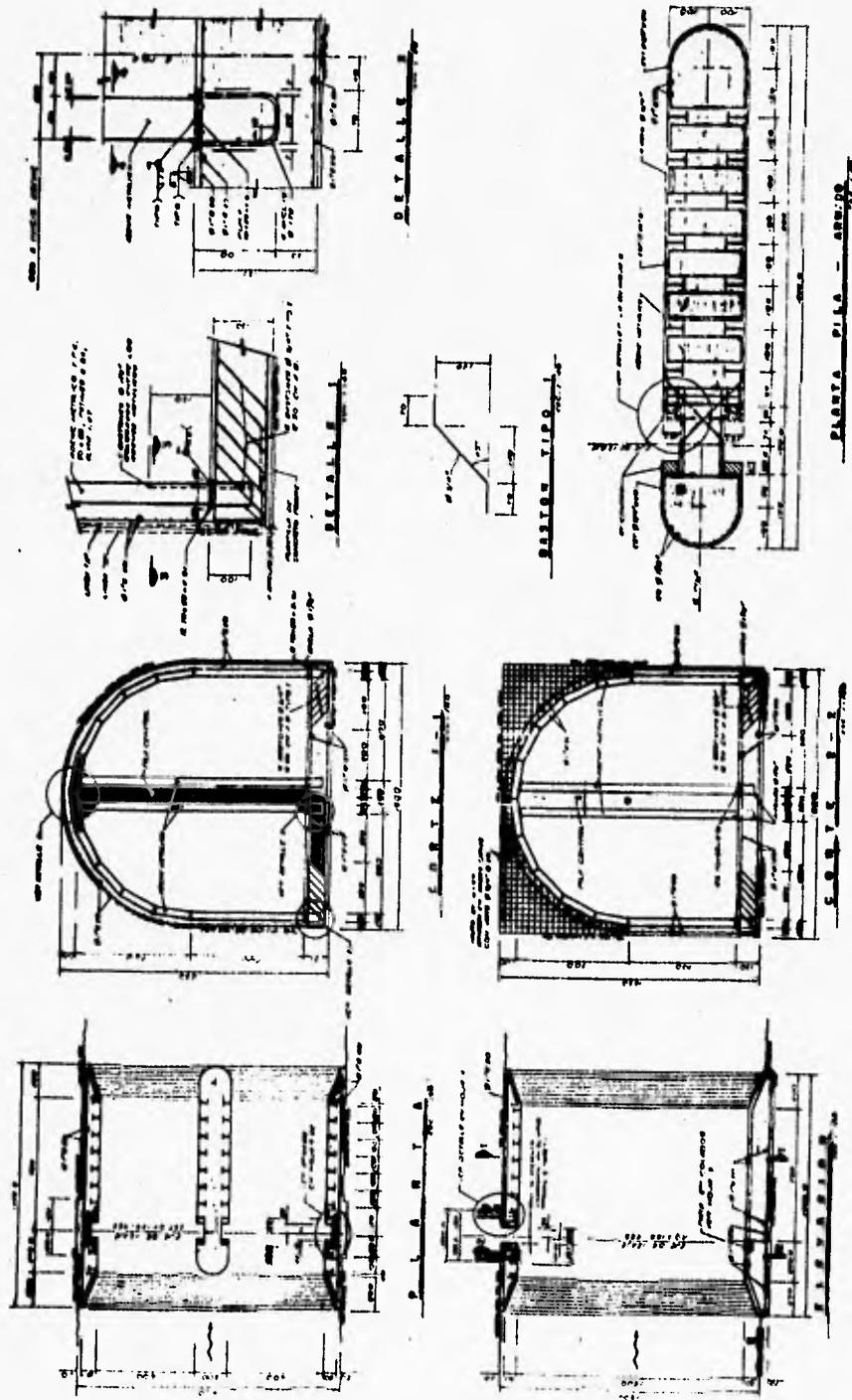


FIGURA 33 ARBUDO DE LA TRANSICION DE LA LUMINERIA PROVISIONAL No. 1



Los trabajos antes citados se encontraban en proceso de ejecución cuando se presentó la avenida extraordinaria del mes de enero de 1992, la cual afectó notablemente las estructuras en construcción.

Después de hacer un recorrido a todos y cada uno de los frentes de obras de desvío se observó que las partes fijas (marcos de apoyo de la zona de transición) que ya se encontraban en la etapa de segundos colados fueron fuertemente deteriorados.

Se procedió a la fabricación de los marcos correspondientes a esta zona para su reposición y que quedaran instalados de acuerdo al programa y de esta manera garantizar que el cierre final se llevase a cabo en las fechas estimadas.

5.3.2.2 Construcción de muro contenedor de azolve.

Dentro de las obras civiles generadas por motivo de la construcción de una obra de toma para riego de la CNA, se considera la construcción de un muro contenedor de azolve en el túnel de desvío No.1, justo aguas arriba de la obra de toma para riego, que como ya se mencionó fue la lumbrera de cierre provisional No.1 la que se utilizó para tal fin.

El muro en cuestión con un espesor de 3.00 m construido a base de concreto reforzado, tuvo la función específica de impedir el paso de materiales de desperdicio (que pudieran poner en peligro el funcionamiento de las válvulas ubicadas en el tapón de cierre definitivo).

Para la construcción del muro contenedor de azolve se considera la inclusión de una toma provisional con una tubería de 2.50 m de diámetro, la cual operaría durante el llenado del embalse antes de alcanzar la elevación 119.00 msnm (elevación del brocal de la LP1, utilizada como obra de toma), con este arreglo se garantiza una posible demanda para riego de la CNA.

Para operar el cierre de dicha toma provisional se adecuó una tapa con charnela conectada a un cable a través de un barrenado de 8" de diámetro desde la superficie exterior y hasta el túnel.

El muro contenedor de azolve fue construido con concreto reforzado, se desplanta a una distancia de 2.50 m aguas arriba del eje de izaje de la lumbrera provisional No.1.

Ver ubicación, características y detalles de este muro en la **figura 5.6.**

5.3.2.3 Pruebas de izaje y sellado.

El programa original contemplaba un periodo para realizar pruebas de izaje de los obturadores de cierre provisional. Sin embargo en el túnel No.1. y vale la pena aclararlo, no se

hicieron tales pruebas. De hecho nunca se operaron dichas compuertas.

5.3.2.4 Operación de las compuertas de obturación.

Los obturadores en el túnel No.1 no fueron utilizados, en este hecho influyeron los retrasos en el montaje de los equipos que se tuvieron con motivo de la rehabilitación del brocal, de la zona de obturación y del pórtico a raíz de los daños provocados por la avenida extraordinaria del mes de enero de 1972.

En este momento que se conoce que dichas compuertas no se operaron es conveniente ubicar este hecho dentro del resumen de etapas constructivas y cuantificar la importancia sobre el proceso de construcción de la obra de toma así como el cierre final.

Resumen de etapas constructivas.

- Excavación de túnel de acceso a la zona de válvulas por el túnel No.2.
- Cerrar el túnel No.1 con los obturadores de cierre provisional.
- Construcción de ataguía a la entrada y a la salida del túnel No.1.
- Colado de muro contenedor de azolve y simultáneamente construcción tapón de cierre definitivo e instalación de tuberías y válvulas.
- Recuperación de obturadores del túnel No.1 y desmantelamiento de estructura de izaje.
- Montaje de rejillas metálicas.
- Cierre de túnel No.2 con obturador provisional.
- Bajar compuerta de cierre final en el túnel No.2.
- Recuperar el obturador de cierre provisional en el túnel No.2.
- Colado de tapón de cierre definitivo en el túnel No.2.
- Recuperación de compuerta de cierre final.

A manera de conclusión se puede decir que el hecho de no haber utilizado los obturadores de cierre provisional no afectó notablemente al desarrollo de la obra ni al proceso de cierre final, prueba de ello es que se realizaron los trabajos referentes al muro contenedor de azolves y al tapón de cierre definitivo del túnel No.1.

5.3.2.5 Retiro del equipo de obturación.

Una vez que hubo terminado el colado del muro contenedor de azolve, así como la construcción del tapón de cierre definitivo y la instalación de las tuberías y válvulas en el túnel No.1, se inició el desmontaje y desmantelamiento de las estructuras de izaje que se habían montado en el brocal de la lumbrera, para que a continuación se ejecutaran los trabajos correspondientes a la obra de toma.

5.3.2.6 Suministro y fabricación de rejillas para obra de toma de CNA en lumbrera.

Una vez que se desmantelaron las estructuras de izaje y quedando limpia la plataforma de trabajo y el brocal de la lumbrera para cierre provisional se procedió a adecuar a esta última para su función permanente y que consistiría en ser la obra de toma para riego de la CNA. La obra se adecuaba para dicho uso y favorecía el hecho de encontrarse revestidas las paredes de la lumbrera. Faltaba adecuar el brocal de la lumbrera; se decidió colocar rejillas para impedir el paso de objetos extraños que dañasen las válvulas.

Para observar características de las rejillas se anexan croquis ilustrativos en la figura 5.7.

5.3.3 Obra de toma para riego de la C.N.A.

5.3.3.1 Descripción de los accesorios para la obra de riego de la CNA.

En el presente subinciso se realizará una descripción general de los accesorios para la obra de riego de la CNA ubicadas en la zona del tapón.

a) Antecedentes.

Durante la construcción del túnel de desvío No.1 no se tenían previstas las necesidades manifestadas por la Comisión Nacional del Agua del riego en la zona lateral aguas abajo de la cuenca del río Santiago. Para tal efecto fue necesaria la instalación de una obra para riego consistente de una válvula de seccionamiento y una de chorro divergente, así como la construcción de las estructuras de concreto que fueron necesarias para el buen funcionamiento de la misma.

b) Trabajos y estructuras adicionales.

Se modificó el diseño del tapón del túnel No.1 por la inclusión de un tubo de 2.5 m de diámetro que corresponde a la tubería a presión, esto originó que se reubicara la galería para inyección de contacto y consolidación en el interior del tapón.

En la figura 5.8 que se anexa puede observarse un arreglo del tapón del túnel No.1, en el que se muestra las válvulas y las principales obras que se generaron.

c) Resumen y secuencia de actividades a ejecutar de las obras electromecánicas para la obra de riego.

1. Fijación de placas de anclaje y chicotes (1a. etapa).
2. Preparación del área de montaje y de herramienta.
3. Montaje de tubería a presión.
4. Preensamble y soldadura forro salida.

REJILLAS METALICAS PARA OBRA DE TOMA DE LA C.N.A.

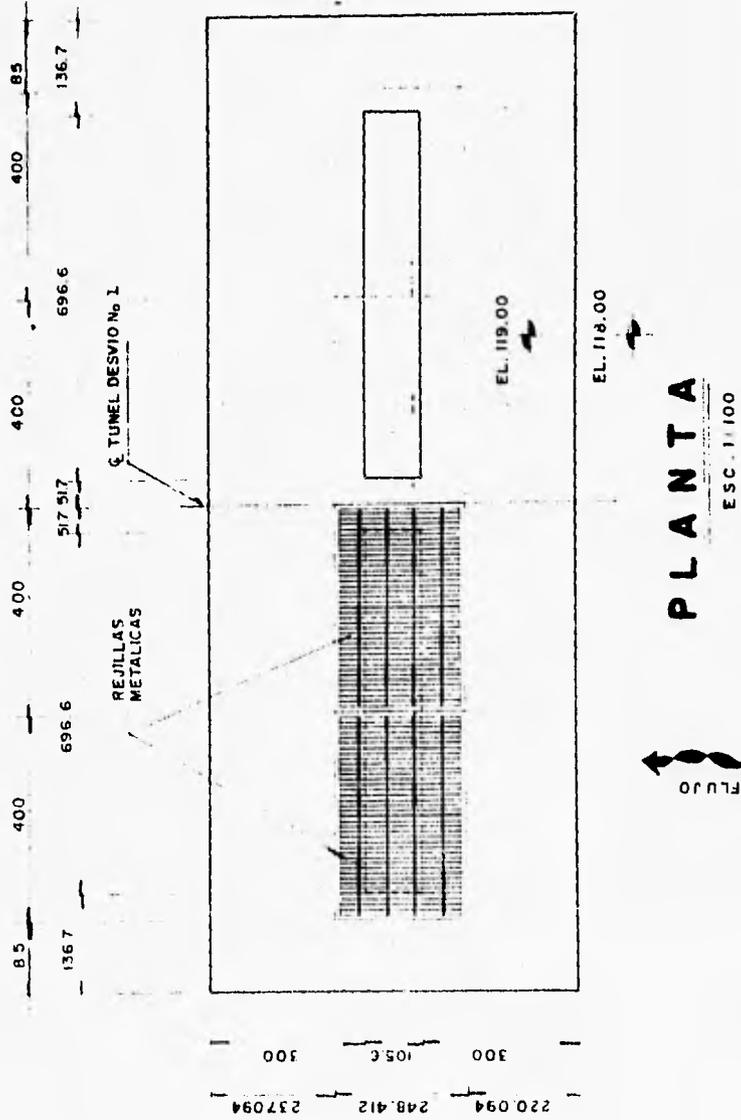


FIGURA 57

ZONA DE VALVULAS DEL TAPON DE CIERRE DEL TUNEL No. 1

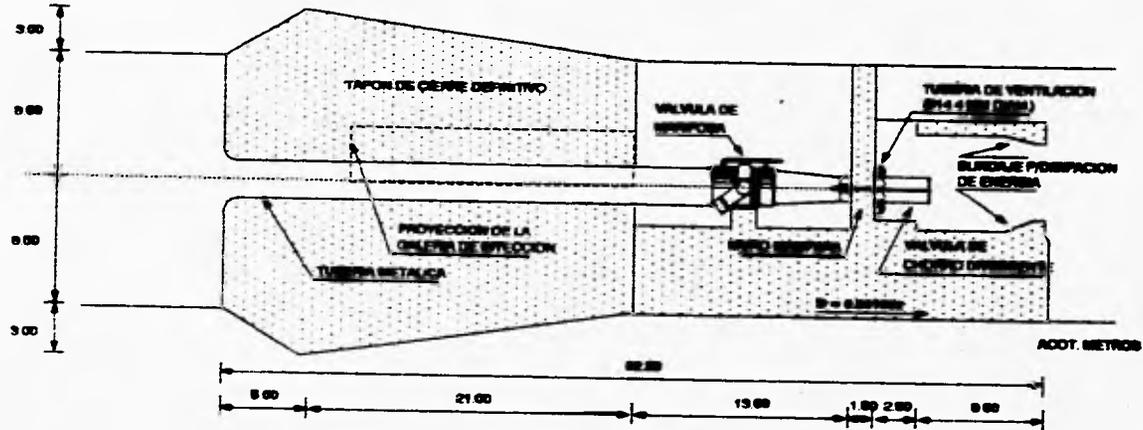
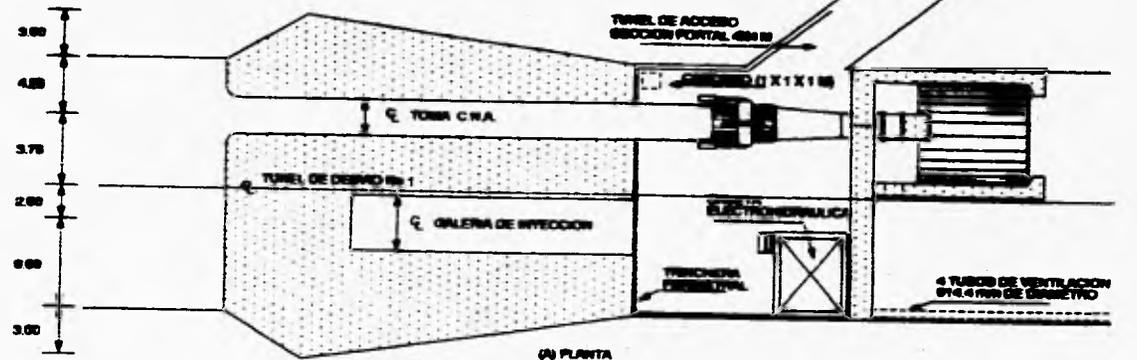


FIGURA 5.8

5. Posicionamiento y presentación de tubo brida de entrada.
6. Soldadura controlada tubería a presión-tubo brida.
7. Montaje de válvula de mariposa y apriete definitivo de pernos.
8. Montaje de brida deslizante en tubo salida válvula de mariposa y tubería de entrada de válvula de chorro divergente.
9. Montaje de válvula de chorro divergente y apriete definitivo de pernos.
10. Armado final y soldadura forro de salida.
11. Montaje de by-pass, servomotores, contrapeso de parrilla, escalera y adicionales de válvula.
12. Montaje de servomotores de válvula de chorro divergente.
13. Grupo oleodinámico y tubería de aceite.
14. Montaje de tablero de control, cableado, interruptores, alumbrado, etc.
15. Retoques de pintura.

5.3.3.2 Montaje de tubería y válvulas.

A continuación se presenta el procedimiento y secuencia de actividades para el montaje del sistema de riego en el P.H. Aguamilpa.

a) Trabajos previos.

Antes de empezar la instalación de los equipos y con el fin de cumplir el plan de trabajo es necesario se verifiquen los siguientes aspectos:

1. El acceso requerido para el transporte de los equipos hasta el lugar del montaje.
2. La secuencia y fecha de colados debe cumplirse conforme a lo programado con la obra civil.
3. Se mantenga la fecha de entrega de equipos.
4. Coordinación que permita la utilización de la grúa de 40 toneladas de capacidad durante la ejecución de los trabajos de montaje.

b) Desarrollo de actividades.

Todos los trabajos de montaje y control de calidad fueron realizados por TECHINT y supervisados por los supervisores de fabricante VOEST-ALPINE, así como por CFE.

i) ACTIVIDAD 1.

La colocación de placas de anclaje, chicotes para tensores y malla de tierra que van embebidos en las diferentes etapas de colado se ejecutan conforme el avance del mismo (colados Nos. 7, 8, 25 y 26).

ii) ACTIVIDAD 2.

Luego que la contratista civil termina los colados 7 y 8 (elev.

68.85) se prepara el área de montaje y los equipos necesarios para trabajar en sitio (alimentación de energía, aire, iluminación).

iii) ACTIVIDAD 3.

Con ayuda de la grúa GROVE de 45 toneladas de capacidad se introducen y se alinean sobre los apoyos respectivos los tramos de tubería que componen la tubería a presión. Una vez emplantillados se efectúa una inspección topográfica de alineamiento y nivelación, fundamentalmente de la boca del lado de válvulas.

SOLDADURA. Se utilizan electrodos AWS E 7018 (AGA B10 o similar).

Los electrodos se secan y se mantienen en el horno a una temperatura de 100 grados.

PRECALENTAMIENTO. Es recomendable hacer un precalentamiento de 50°C en una distancia de 100 mm a ambos lados de la soldadura para mantener condiciones satisfactorias para la soldadura.

CONTROL DE CALIDAD. Se efectuarán controles de Gamma-grafía y ultrasonido al 100% sobre todas las soldaduras concluidas.

iv) ACTIVIDAD 4.

Una vez concluidos los colados 25 y 26 (elevación 68.157) en esta área se puede iniciar la conformación de forro de descarga. En esta primera etapa se realizarán los cordones longitudinales, formando tres secciones de tubería de 5600 mm de diámetro, dos de 2400 mm de longitud y una de 3200 mm. A cada uno de estos tramos se le soldará una estrella soporte.

Los diferentes parámetros de soldadura se guiarán en base a lo expresado en la actividad 3.

CONTROL DE CALIDAD. La calidad de estas soldaduras es controlada con ensayos de tintas penetrantes al 100%.

v) ACTIVIDAD 5.

El tubo brida de entrada a la válvula de mariposa se alinea y nivela conforme al diseño, verificando fundamentalmente la correcta posición con referencia a la del eje hidráulico en la elevación 73.00 y la posición real del agujero para la tubería de By-pass; se emplantilla conforme el diseño del bicel en esta posición. Enfrente de la cara de la brida y a una distancia de 10 mm se ubican plomos o referencias topográficas y de nivel en base a las mismas se controlará la posición de la cara durante el proceso de soldadura.

vi) ACTIVIDAD 6.

La soldadura y control de calidad se ejecuta conforme los parámetros definidos en la actividad 3. Siendo esta una soldadura que influye en la posición de la cara de la brida, se la ejecuta lentamente y con dos soldadores, trabajando siempre diametralmente opuestos y soldando cada uno aproximadamente la

misma longitud y en sentido contrario. Constantemente durante los trabajos de soldadura se verifica la posición de la cara de la brida con respecto a los ejes artificiales y paralelos que se ubicaron con anterioridad.

vii) ACTIVIDAD 7.

En el pedestal de hormigón de primera etapa se nivelan las vigas IPE 220 x 500 sobre las que descansan las placas base y de nivelación con los pernos de anclaje respectivos. Estos elementos se bajan en conjunto con la válvula y son nivelados y alineados con la brida de entrada. Se debe inspeccionar la coincidencia de los 60 agujeros del tubo brida con los de la válvula. Una vez colocado en el alojamiento respectivo el "ORING" especificado, se juntan las caras. Se introducen primero los pasadores cónicos y luego los 60 pernos M56. Con la herramienta adecuada se les da una elongación de 0.3 mm, que corresponde al apriete especificado. Finalmente se sella esta elongación con las tuercas redondas respectivas. Luego del hormigonado de la 2a. etapa del pedestal de la válvula, se aprietan tuerca y contratuerca de las bases dejando un GAP de 0.3 mm entre éstas y la placa base.

viii) ACTIVIDAD 8.

El tubo de salida de 2500 mm de diámetro, el cono de reducción de 2000 mm de diámetro y el tubo de entrada a la válvula de chorro, vienen de fábrica formando un sólo conjunto de longitud = 8380 mm.

En la parte maquinada inicial del tubo de salida se introduce la brida deslizante hasta una posición que permita colocar en el alojamiento respectivo el ORING de diámetro 12 con anillo de apoyo. En el cuerpo de la válvula se colocan los dos ORINGS 44.00 - 4.0 y el ORING de diámetro 10x8630.

Se alinea todo el conjunto a la salida de la válvula de mariposa y se asienta sobre soportes provisionales, se debe tomar en cuenta la posición de los agujeros de "By-pass" y de drenaje, así como la posición de la brida de entrada a la válvula de chorro. En esta posición se corre la brida deslizante y se junta con la cara de la válvula, se introducen los 48 pernos M56 con llave de golpe se da el apriete necesario, se asegura con la contratuerca respectiva.

ix) ACTIVIDAD 9.

Suspendida de la grúa GROVE, la válvula de chorro es transportada al sitio de montaje. Se coloca primeramente el "O-RING" de diámetro 8 x 6730 en el alojamiento correspondiente y se juntan las caras de la tubería de entrada con la del cuerpo de la válvula de chorro. Debe cuidarse la correcta posición y nivelación de las orejas de apoyo para los servomotores de accionamiento de esta válvula.

En esta posición se coloca el pasador cónico de diámetro 30x165 y se verifica el enfrentamiento entre agujeros de diámetro 60 mm, se introducen los 40 pernos M56 y se da con la herramienta adecuada una elongación de 0.4 mm que corresponde al apriete especificado. Finalmente se asegura esta elongación con las tuercas redondas respectivas.

x) ACTIVIDAD 10.

Los tres tramos de forro del blindaje que han sido prefabricados son ensamblados en el sitio con ayuda de la grúa GROVE. Respetando las marcas y las posiciones de los cordones longitudinales se ensambla totalmente, ubicándolo sobre los soportes suministrados IPB 220 y cuidando la posición del conjunto con respecto al eje hidráulico. Se realizan las tres soldaduras circunferenciales con un control de 100% de tintas penetrantes y siguiendo los parámetros de soldadura definidos en la actividad 3.

xi) ACTIVIDAD 11.

Para completar el montaje de la válvula de mariposa se deben ejecutar los siguientes trabajos:

1. Montaje de tubería de "By-pass" y válvula de llenado.
2. Montaje de servomotores de accionamiento.
3. Montaje de contrapesos.
4. Montaje de plataforma y escalera.
5. Montaje de componentes del interruptor de aproximación.
6. Válvula de ventilación.
7. Válvula y tubería de vaciado.
8. Sistema de engrace.
9. Tuberías de presión para control.

xii) ACTIVIDAD 12.

El montaje de la válvula de chorro se completa con el montaje de los dos servomotores de accionamiento.

xiii) ACTIVIDADES 13 y 14.

Referentes al grupo oleodinámico y tubería de aceite, así como tablero de control, cables, interruptores e iluminación (no proporcionados por el fabricante).

xiv) ACTIVIDAD 15.

Una vez concluido todo el montaje y hormigonado de tubería de presión y blindaje se cortarán todas las estrellas de refuerzo, ayudas de montaje y partes salientes de tapones de concreto y se rectificará a ras las soldaduras en los lugares de los elementos anotados.

Estas zonas así como las de los cordones de soldadura de premontaje y montaje serán limpiados mecánicamente y protegidos con el esquema de pintura que especifique el fabricante.

5.3.4 Ataguías, accesos y tapón de cierre definitivo del túnel No.1.

5.3.4.1 Ataguías y accesos por entrada y salida del túnel No.1.

Para poder ejecutar los trabajos de construcción de cierre definitivo del túnel No.1, así como accesorios de válvulas para obra toma para riego de la CNA fue necesario el manejo del río a través del túnel No.2.

Para poder realizar el desvío del río por el túnel No.2 se

construyeron una ataguía provisional a la entrada del túnel No.1 y otra a la salida del mismo.

Las ataguías que se construyeron fueron a base de materiales graduados.

En la figura 5.9 se muestran las características de diseño así como la ubicación de las ataguías.

Para tener acceso a la zona de válvulas y del tapón se construyó un camino de acceso provisional. Mientras que por la salida se utilizó el camino de acceso existente. Las características del camino de acceso a zona de válvulas por la entrada del túnel No.1, así como los drenajes respectivos se adecuaron a las condiciones topográficas de terreno.

5.3.4.2 Excavación del piso en zona del tapón del túnel No.1 y comunicación con el túnel No.1 de la galería de la CNA.

Previo a la construcción del tapón de cierre definitivo del túnel No.1 se realizó la excavación en la parte inferior (piso) para dar el abocinamiento requerido de proyecto. La excavación se llevó a cabo con el uso de explosivos mediante el procedimiento de voladura a cielo abierto.

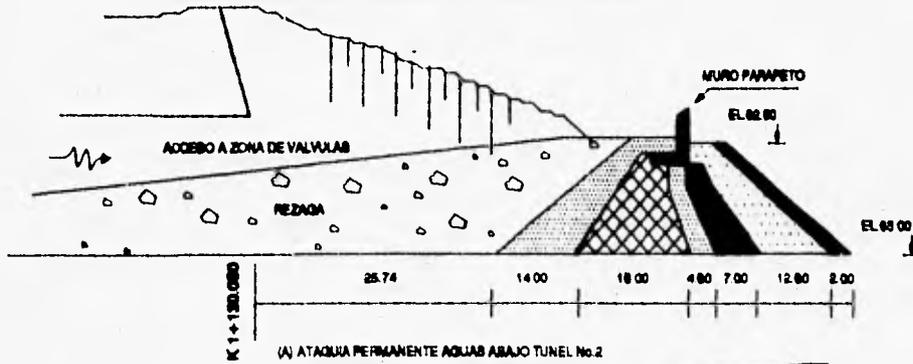
A una distancia de 35 m aguas abajo de la zona donde se realizaba la excavación de abocinamiento debía efectuarse la excavación para comunicar la galería de acceso a la zona de válvulas del túnel No.1. Ver en el punto correspondiente a la excavación de dicha galería (inciso 5.3.7) el detalle de todos los trabajos realizados, así como los problemas geológicos que dificultaron la excavación.

5.3.4.3 Colocación de concretos en tapón, zona de válvulas y revestimiento del túnel 35 m aguas abajo de la válvula de chorro divergente.

a) Generalidades.

Los trabajos de obra civil que aquí se incluyen se refieren a la construcción del tapón de concreto reforzado para cierre definitivo del túnel No.1. Adicionalmente se considera la colocación de concreto para la cimentación de las válvulas de seccionamiento y de chorro divergente, así como la construcción de un muro mampara divisorio de ambas válvulas, hecho de concreto reforzado, el cual separa la zona de descarga de la zona de operación de las válvulas. Se incluye además la construcción de una zona de blindaje para la descarga de la válvula de chorro divergente. Finalmente se menciona la construcción de las ménsulas de apoyo para el sistema de aireación de la zona de descarga y el revestimiento de la ruca en dicha zona.

CARACTERISTICAS DE DISEÑO DE LAS ATAGUAS



MATERIAL	OBSERVACIONES
	AREQUIA FINA LIMPIA
	ALUVION PROCESADO DIAM < 4", 8% < F < 8% NO PLASTICO
	ALUVION CRIBADO DIAM < 12"
	ROCA DIAM < 40 CM, 8% < F < 10%
	ENROCAMIENTO DIAM < 40 CM

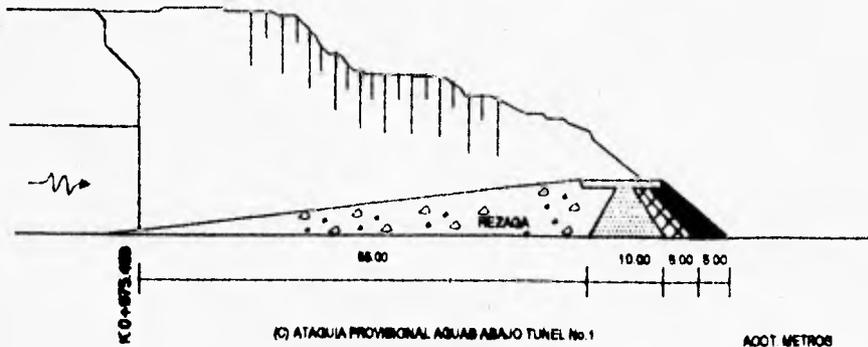
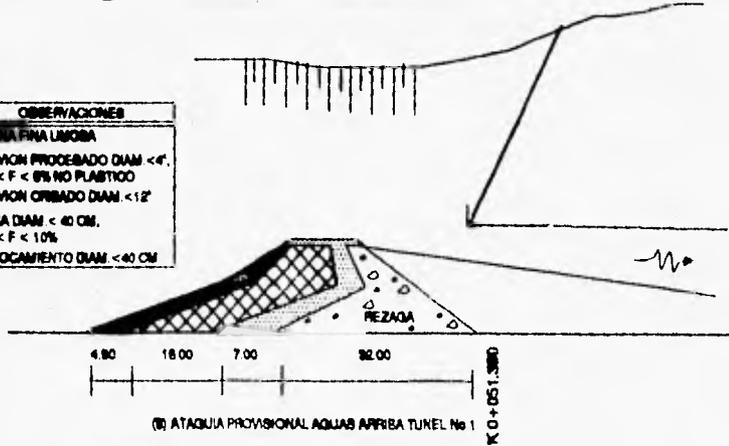


FIGURA 6.8

b) Descripción detallada de los trabajos.

1) Construcción del tapón de cierre definitivo.

1. Descripción.

El tapón de cierre definitivo del túnel No.1 es una estructura de concreto masivo de 26 m (entre los cadenamientos 0+405 al 0+431) de longitud y con forma de cono truncado para favorecer el acuífamiento.

El diseño original del tapón se modificó por la inclusión de una tubería de 2.5 m de diámetro que corresponde a la tubería a presión de las válvulas para riego, esto originó que se reubicara la galería para inyección de contacto y consolidación en el interior del tapón.

La galería para inyección de contacto y consolidación con sección portal de 3 m de diámetro y 19 m de longitud se consideró en el diseño para que a través de ella se realizara en primer lugar el tratamiento de contacto concreto-roca y después el tratamiento de consolidación en roca.

2. Procedimiento constructivo.

Se modificó el diseño del tapón del túnel No.1 por la inclusión de una tubería de 2.5 m de diámetro que corresponde a la tubería a presión de las válvulas para riego, esto originó que se reubicara la galería para inyección de contacto y consolidación en el interior del tapón. Debido a lo anterior se modificó el procedimiento de construcción del tapón.

3. Secuencia de colados.

La secuencia de colados que se siguió se puede apreciar en la figura 5.10.

4. Juntas de construcción.

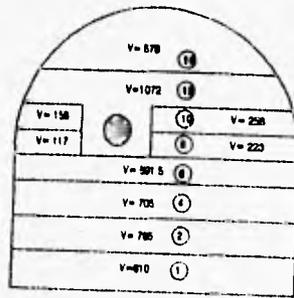
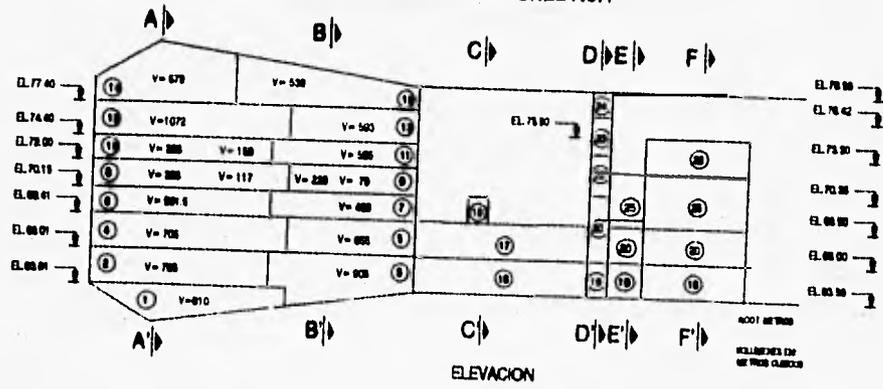
Las superficies de las juntas de colado se tratan de manera que los agregados queden expuestos por lo menos 4 mm de proyección para recibir el siguiente colado. Se juzga adecuado tratar las superficies con chiflón de agua a presión cuando el concreto ya tiene cierta resistencia mecánica. También es aceptable el tratamiento que se logra al utilizar aditivos retardantes superficiales. Para proceder a la ejecución del siguiente colado, la junta de construcción debe estar limpia, libre de basura o materiales sueltos y el concreto húmedo pero sin charcos.

Los conectores que se utilizaron para el colado del concreto en contacto con el piso fueron anclas de varilla corrugada. Los conectores que se utilizaron entre colado y colado fueron ganchos separados a una distancia de 50 cm entre sí.

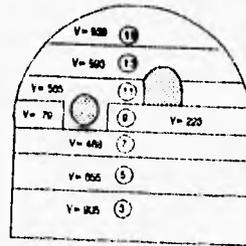
5. Colocación de concreto.

El equipo utilizado en la colocación de concreto es: camiones

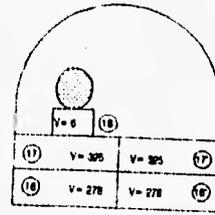
ETAPAS DE CONSTRUCCION DEL TAPON DE CIERRE DEFINITIVO
Y OBRA DE RIEGO EN EL TUNEL No.1



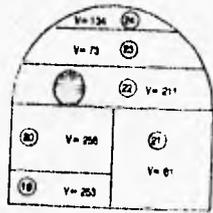
CORTE A - A'



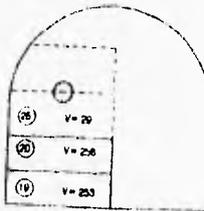
CORTE B - B'



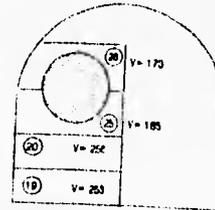
CORTE C - C'



CORTE D - D'



CORTE E - E'



CORTE F - F'

FIGURA 5.10

revolvedora con 5 m³ de capacidad, banda transportadora de concreto marca "Super Schwinger" y "Rotec", motobomba "Schwing" y bomba estacionaria "Schwing".

Los trabajos se dificultaban mucho, ya que paralelamente al colado del tapón se efectuaba el colado del muro contenedor de azolve, el colado del brocal de la lumbrera de cierre final, los segundos colados en el lado izquierdo de la lumbrera de cierre provisional No.1, problemas geológicos en el muro izquierdo y portal de la galería de la CNA y las ya conocidas dificultades laborales.

ii) Cimentación de las válvulas de seccionamiento (mariposa) y de chorro divergente.

La cimentación de las válvulas se construyó a base de concreto reforzado.

Para el caso de la válvula de seccionamiento, se colocó concreto en el piso del túnel de la elevación 63.589 a la elevación 68.850 msnm, el cual es el nivel de piso terminado en la zona de operación. Sobre este nivel se desplanta el soporte, también de concreto reforzado, para el apoyo de la válvula de mariposa.

Como puede observarse en la secuencia de colados, el colado de esta cimentación se llevó a cabo inmediatamente después de terminado el último colado del tapón (etapa 15).

En lo que respecta a la cimentación de la válvula de chorro divergente, ésta está construida de concreto reforzado, las fases que le corresponden en el programa de colados son los Nos.19 y 20.

iii) Muro mampara.

Dentro del programa de colados en tapón y zona de válvulas está considerada la construcción de un muro de concreto reforzado cuya finalidad es la de separar la zona de descarga de la zona de operación. Con un espesor de 1.5 m y una sección portal de 16 m de diámetro, este muro se desplanta desde la elevación 63.589 msnm.

Las etapas de la secuencia de colados que corresponden a la construcción de este muro son las Nos.19, 20, 21, 22, 23 y 24.

iv) Zona de blindaje.

El blindaje es la zona de descarga de la válvula de chorro divergente. El blindaje está compuesto por tres piezas de acero unidas por medio de soldadura y soportados por una estructura de concreto. Para ver más detalles del blindaje ver inciso 5.3.3.

El colado del concreto en la zona de blindaje constituye las últimas etapas en la secuencia de colados de la zona del tapón y zona de válvulas.

- v) Soporte de las tuberías de aireación a la zona de descarga de la válvula de chorro divergente.

Para mantener aire en la zona de descarga de la válvula de chorro y evitar de ese modo vacío en la zona de descarga, se proyectó la colocación de un sistema de aireación, constituido por cuatro tubos de acero de 36" de diámetro en ambos lados del túnel.

Para sostener la tubería de aireación se construyeron pilares rectos de concreto con una separación entre ellos de 6 m a lo largo de un tramo de túnel de 35 m.

5.3.4.4 Tratamientos de contacto y de consolidación en el tapón del túnel No.1.

Debido a que en el diseño estructural del tapón se consideró una resistencia de roca mayor que la del concreto y por requerirse una buena adherencia concreto-roca, se efectúa una consolidación previa de la roca en la zona del tapón y posteriormente un tratamiento de contacto concreto-roca.

Recomendaciones: los tratamientos de consolidación de la roca y de inyección de contacto concreto-roca deben ejecutarse desde la galería ubicada dentro del propio tapón, dejando previamente ahogados en el concreto del mismo, tubos guías de PVC hidráulico de 3" de diámetro en las posiciones que a continuación se indican:

- a) Tratamiento de contacto concreto-roca.

Este tratamiento está constituido por abanicos de doce perforaciones cada uno, dispuestos radialmente a cada 30 grados. La separación entre abanicos de inyección es de 3 m y la longitud de perforación dentro de la roca es de 0.50 m. La inyección se debe efectuar colocando el obturador lo más cercano posible a la zona del contacto concreto-roca y aplicando una presión de inyección máxima de 5 Kg/cm².

- b) Tratamiento de consolidación.

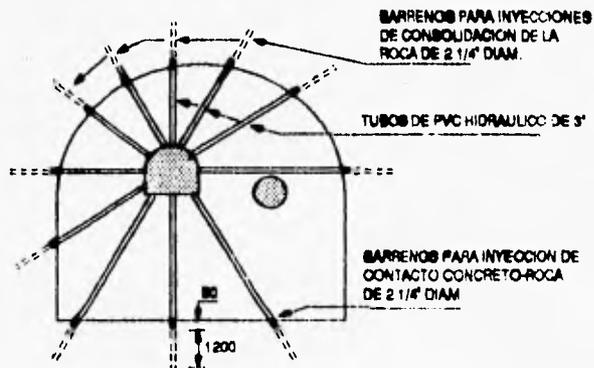
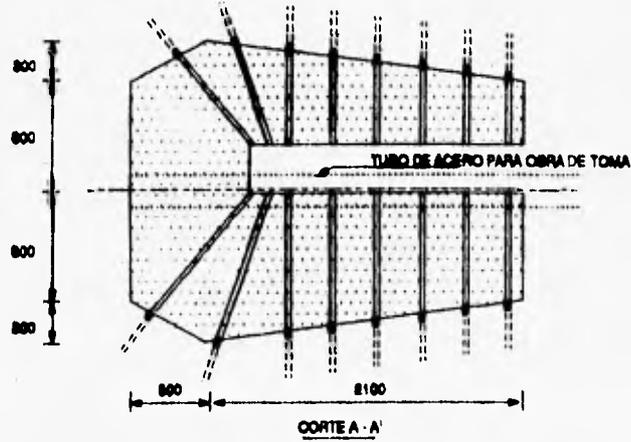
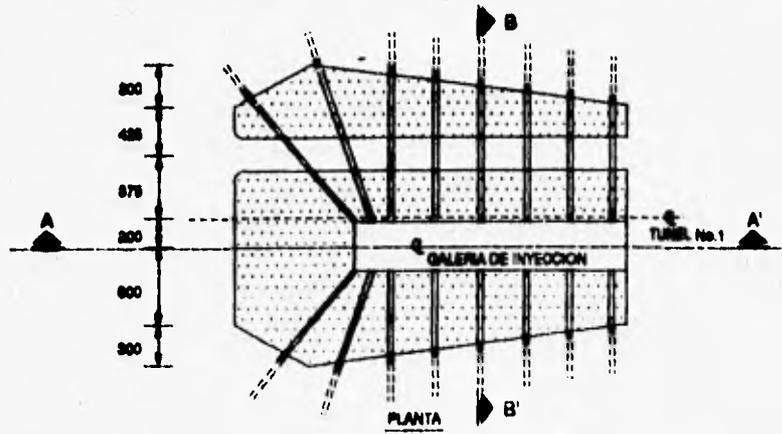
Aprovechando las mismas perforaciones de la inyección del contacto concreto-roca se prolongarán los barrenos hasta los 12 m de longitud en roca para el tratamiento de consolidación, la inyección se debe hacer en tramos de 3 m cada uno, aplicando 5 Kg/cm² de presión máxima en el tramo cercano al tapón y de 10 Kg/cm² en el fondo, siendo este tramo el primero en inyectarse.

Ver figura 5.11.

5.3.4.5 Revestimiento en el túnel No.1 zona de operación de válvulas y tratamientos adicionales.

Con el fin de prever problemas de estabilidad aguas abajo del tapón por elevadas gradientes, se proyectó revestimiento en muros y bóveda.

TRATAMIENTOS DE CONTACTO Y DE CONSOLIDACION EN EL TAPON DEL TUNEL No. 1



ACOT CENTIMETROS

FIGURA 5.11

Para realizar el revestimiento se construyó una losa de piso de concreto reforzado de 25 cm de espesor y muros de un metro de altura y 30 cm de espesor. En bóveda se revistió a base de mortero lanzado con doble parrilla de malla electrosoldada de 15x15 cm x 1/4" fijada a anclaje corto de fricción de 3/4" de diámetro por 1.5 m de longitud reticulado de 2 m por lado.

5.3.5 Lumbreira de cierre final (LCF).

A continuación se presenta una secuencia cronológica de las actividades más relevantes en la construcción de la LCF, así como las actividades relacionadas con el cierre final que ahí se realizarían.

Cronología.

1. Excavación y tratamiento de soporte en las paredes de la lumbreira.
2. Se suspende la excavación debido a que se inició la construcción de la zona de reducción en el túnel incluyendo la construcción del marco para el sellado de la compuerta de cierre final (11/marzo/92 al 19/junio/92).
3. Termina la excavación y tratamientos.
4. Colado del brocal para soportar la protección metálica. La finalidad de esta estructura es proteger de caídos de roca a la lumbreira y además soportar los malacates y el pórtico de la lumbreira de cierre final. Adicionalmente sirvió para soportar la estructura para el revestimiento de la lumbreira. (Brocal: nov/92 y la protección dic/92 al 15/feb/93).
5. Revestimiento (primeros colados y segundos colados) dic/92 al 10/junio/93.

5.3.5.1 Recuperación del equipo de obturación.

El equipo de obturación utilizado para el cierre final del túnel No.2 había sido ya utilizado en los siguientes proyectos hidroeléctricos: Malpaso, Chicoasen y El Caracol. Consiste básicamente de un pórtico para realizar el izaje y dos malacates. Dichas estructuras se ubican sobre la plataforma metálica para maniobras.

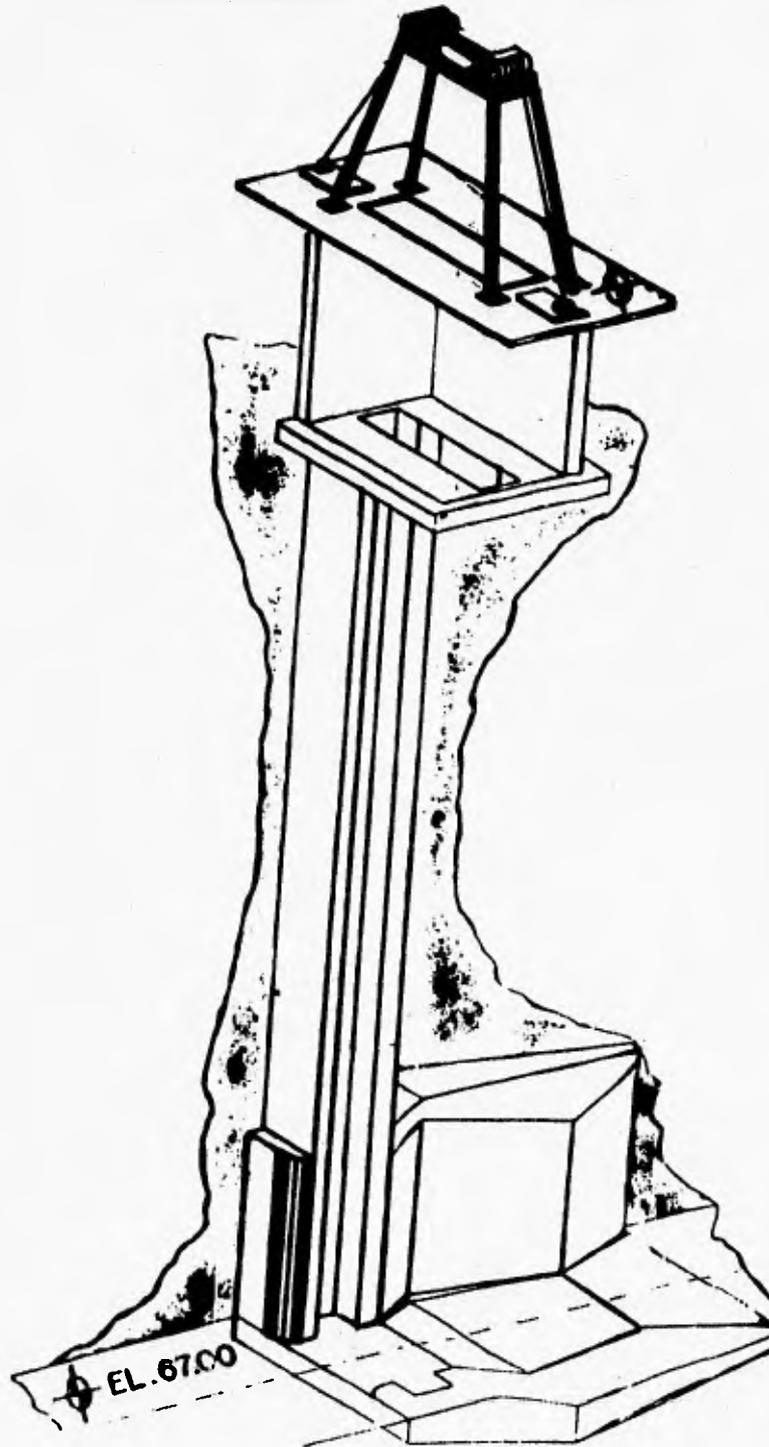
Ver figura 5.12.

5.3.5.2 Revestimiento de la lumbreira.

Como ya se había mencionado con anterioridad, las paredes de la lumbreira de cierre final requerían revestimiento a base de concreto reforzado, ya que la LCF se encuentra en el plano de estanqueidad de la presa.

La colocación de acero de refuerzo en las paredes de la lumbreira dió inicio en el mismo periodo que la colocación de la plataforma de protección metálica. La protección metálica se concluyó en el mes de febrero de 1993, mientras que la colocación de acero de

FIGURA 5.12 ESTRUCTURA DE IZAJE DE LA COMPUERTA DE CIERRE FINAL Y ESTRUCTURA DE REDUCCION.



refuerzo y de concreto continuó hasta terminarse en el mes de junio de 1993.
Para la colocación de concreto se utilizó el procedimiento de cimbra deslizante, ya descrito en el subinciso 5.3.1.1. Ver figura 5.2.

5.3.5.3 Colocación de guías laterales y segundos colados.

La razón por la que se habla de primeros y segundos colados es porque los primeros corresponden al revestimiento propiamente dicho de las paredes de la lumbrera, previendo en esta etapa las preparaciones necesarias para ligar los concretos de la segunda etapa.

Los segundos colados, correspondientes a la segunda etapa del revestimiento de la lumbrera, tienen la finalidad de dejar fijas las partes metálicas que permiten la operación de la compuerta.

Para efectuar el colado de la primera etapa del revestimiento de la lumbrera, se coloca el acero de refuerzo en las paredes de la lumbrera fijándolo a varillas de soporte que fueron previamente ancladas e inyectadas.

Durante la segunda etapa se prevee la fijación de elementos estructurales para los diferentes subsistemas que contempla la operación de la compuerta, los cuales se mencionan a continuación:

- a) Elementos de marco.
- b) Placa de asiento.
- c) Guías laterales.

El marco es una estructura ubicada en la zona donde la compuerta cierra el paso del agua del túnel. Lo constituyen dos elementos: una placa de 125 mm de espesor soldada a las placas previamente ahogadas en los primeros colados y una placa de asiento. La compuerta asienta sobre el marco y sella mediante los elementos de sellado de la compuerta (notas musicales).

Las guías laterales permiten el deslizamiento de la compuerta a todo lo largo de la lumbrera.

5.3.5.4 Montaje del equipo de obturación. Ensamble de la compuerta.

- a) Procedimiento de ensamble de la compuerta de cierre final.

1. Tener previstos vigas de calce (camellos) y tapas en el brocal de la lumbrera para el paso del trailer.

2. Montar el pórtico y malacates referenciándose siempre de los ejes de compuerta marcados en el túnel (longitudinal y transversal).

- 2.1 Bajar el balancín, engrasar cables de acero y subirlo chequeando velocidad de cada malacate y nivelación del balancín.
3. Acomodar dos grúas de 50 ton una a cada lado de la lumbrera y fuera del pórtico, de frente y separados entre sí 7.5 m.
4. Trasladar la primera pieza de la compuerta (parte superior) acomodando el trailer en reversa.
 - 4.1 Girar horizontal y verticalmente la compuerta (con las grúas) calzándola y asegurándola con estobos, sobre la plataforma.
 - 4.2 El trailer se mueve de reversa pasando sobre los camellos en la lumbrera posicionando la compuerta en el eje correspondiente de izaje.
5. Se sujeta esta primera sección con el balancín del aparejo izándola para que el trailer pueda salir.
 - 5.1 Se levanta la sección a una altura suficiente para dar cabida a la siguiente sección.
6. Se traslada la segunda sección cuidando su posición sobre el trailer.
 - 6.1 Acomodar dos grúas de 50 ton, una a cada lado de la lumbrera y fuera del pórtico de frente y separadas entre sí una distancia de 7.5 m.
 - 6.2 Trasladar la segunda pieza de compuerta (parte superior) acomodando el trailer de reversa.
 - 6.3 Girar horizontal y verticalmente la compuerta (con las grúas) calzándola con madera y asegurándola con estobos sobre la plataforma.
 - 6.4 El trailer se mueve de reversa pasando sobre los camellos en la lumbrera posicionando la compuerta en el eje correspondiente de izaje.
7. Se colocan candados de sujeción entre la primera y segunda secciones, se levantan y el trailer sale.
8. Se levanta la sección a una altura suficiente para dar cabida a la siguiente sección.
9. Se repiten los pasos con la tercera sección.
 - 9.1 Se traslada la tercera sección cuidando su posición sobre el trailer.
 - 9.2 Acomodar dos grúas de 50 ton, una a cada lado de la lumbrera y fuera del pórtico de frente y separadas entre sí

una distancia de 7.5 m.

- 9.3 Se colocan candados de sujeción entre la segunda y tercera secciones, se levantan y el trailer sale.
- 9.4 Se levanta la sección a una altura suficiente para dar cabida a la siguiente sección.
10. Se traslada la cuarta pieza con la previsión de colocar madera en la parte inferior para que pueda ser arrastrada sobre unos rieles.
 - 10.1 Antes de que llegue el trailer a sitio colocar rieles para arrastrar la pieza hasta su posición en la lumbrera.
 - 10.2 Se descarga la pieza del trailer (con grúas móviles) y el trailer se retira.
 - 10.3 Se gira la pieza a su posición vertical y se acerca lo más posible a la lumbrera con las grúas.
 - 10.4 Con tirfors se arrastra la pieza hasta colocarla en la posición de la compuerta.
11. Se colocan candados y se levanta para retirar madera de deslizamiento y revisar sellos o colocarlos en su sitio.
12. Teniendo la compuerta completa es conveniente bajarla (sin cerrar si no es posible hacerlo) para verificar:
 - 12.1 Velocidad de malacates, frenos y parámetros eléctricos.
 - 12.2 Desnivel de compuerta al bajar y subir, haciendo un programa de paros para el malacate más rápido, evitando que la compuerta se acufie.
 - 12.3 Paralelismo de las guías (modificándola si fuera posible ya que esta prueba debe hacerse antes de los segundos colados de éstas).

5.3.6 Plataforma metálica para protección de la Lumbrera de cierre final.

5.3.6.1 Objetivo.

La construcción de una estructura metálica tuvo como finalidad principalmente proteger a la zona de la lumbrera de posibles caídos de roca provenientes de la excavación a cielo abierto realizada en el canal de llamada de la obra de excedencias.

5.3.6.2 Construcción del brocal.

Previo al montaje de la estructura metálica se hizo necesaria la

excavación a cielo abierto hasta llegar a la cota 161.05 msnm, en donde se efectuó el colado del brocal. Sobre dicho brocal se apoyó la estructura de izaje de la cimbra deslizante para el revestimiento de las paredes de la lumbrera. El cual se efectuó con cimbra deslizante hasta la elevación 159.00 msnm. El brocal de la lumbrera que sirvió como plataforma de maniobras y como apoyo de la estructura para protección metálica, se coló con cimbra fija entre las elevaciones 159.00 a la 162.05 msnm.

5.3.6.3 Descripción general de la estructura metálica para plataforma de maniobras

La estructura metálica para plataforma de maniobras estaba formada en su mayoría por traveses, columnas y diagonales desmontables de acero estructural A-36 con sección transversal I y H.

En la figura 5.13 se muestra la ubicación de la estructura metálica en el brocal de la lumbrera.

5.3.7 Construcción de la galería de la C.N.A.

5.3.7.1 Antecedentes y descripción general.

a) Antecedentes.

Durante la construcción del túnel No.1, no se tenían previstas las necesidades manifestadas por la Comisión Nacional del Agua (CNA), del riego en la zona lateral aguas abajo de la cuenca del río Santiago.

Para tal efecto, fue precisa la construcción de una obra para riego integrada por una válvula de seccionamiento y una de chorro divergente, además de la construcción de estructuras de concreto que fueron necesarias para el buen funcionamiento de la misma.

En la concepción del proyecto se decidió construir el acceso para operación de la válvula por el túnel No.2, con lo que se originaron los siguientes trabajos:

- Una ataguía a la salida del túnel No.2
- Construcción de un camino por el túnel No.2
- **Galería de acceso al túnel No.1 y a la zona de operación de válvulas.**
- Alumbrado y drenaje de escurrimientos.
- Cimentación de las válvulas.
- Cámara de descarga (blindaje).
- Muro separador de la zona de descarga con la zona de operación.
- A la entrada del túnel se originó el muro contenedor de azolves y rejilla en la obra de toma.
- Tratamientos de soporte (concreto lanzado, malla electrosoldada, anclaje de fricción y drenaje).
- Cárcamo de bombeo a la salida del túnel No.2.

CORTE TRANSVERSAL POR EL EJE DEL TUNEL No.2. LUMBRERAS DE CIERRE PROVISIONAL Y DE CIERRE FINAL

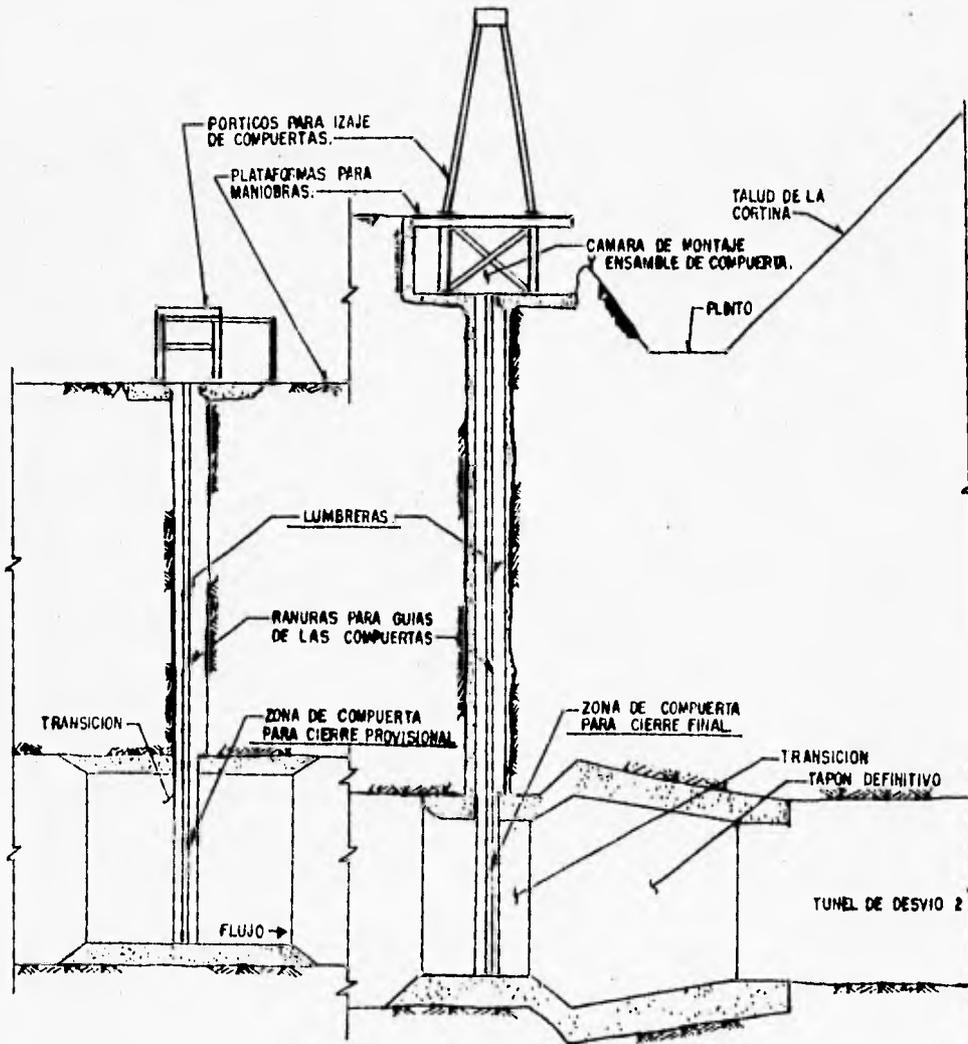


FIGURA 6.13

b) Descripción general de la galería.

El acceso al túnel No.1 y a la zona de operación de las válvulas se realizó a través del túnel No.2 mediante la construcción de una galería con las siguientes características:

Ubicación: Conecta con el túnel No.2 en la estación 0+594.682, elev. 66.95 msnm y con el túnel No.1 en la estación 0+441.900, elev. 68.85 msnm.
Longitud: 48.00 m, de la estación 0+000.000 a la 0+048.000.
Sección: Portal de 4.00 m de diámetro.
Acabado: Revestimiento a base de concreto reforzado.

Ver figura 5.14.

5.3.7.2 Procedimiento constructivo de excavación. Cronología y problemas geológicos.

a) Procedimiento constructivo de excavación.

El método constructivo usado fue mediante explosivos a través del método tradicional, el cual se realiza con el proceso cíclico cuyas actividades primordiales son: barrenación, carga, voladura, ventilación y rezaga.

La sección se excavó en una sola etapa y para las voladuras se siguió la técnica del precorte.

b) Cronología y problemas geológicos.

Una vez terminada la excavación de la lumbrera de cierre final e iniciado el acarreo de la rezaga producto de la excavación de la LCF y formación del camino de acceso al túnel No.1 se dió inicio a la excavación de la galería el día 24 de noviembre de 1992.

Los trabajos iniciales consistieron en la barrenación del portal de la galería por el túnel No.2.

Durante la excavación de los primeros 3.90 m se presentaron problemas de estabilidad debido a la geología del sitio. La solución emitida (informe MR-97-92) consistió de anclaje de fricción de 1" de diámetro por 4.5 m de longitud, con placas terminales de 15 x 15 cm x ½" de espesor, inyectadas con mezcla de f'c 1 180 Kg/cm².

Se continuó la excavación y para fines de año se tenía un avance de 14.90 m sin presentar grandes problemas de estabilidad. Se pensaba en la posibilidad de colocar tapones en la galería para proteger en caso de que se presentase algún caído.

En la segunda semana de diciembre de 1992 se presentó una avenida que inundó el túnel No.2.

En la parte de aguas abajo o lado izquierdo del portal de entrada

LOCALIZACION DEL TUNEL DE ACCESO A LA ZONA DE OPERACION DE VALVULAS DE LA C.N.A.

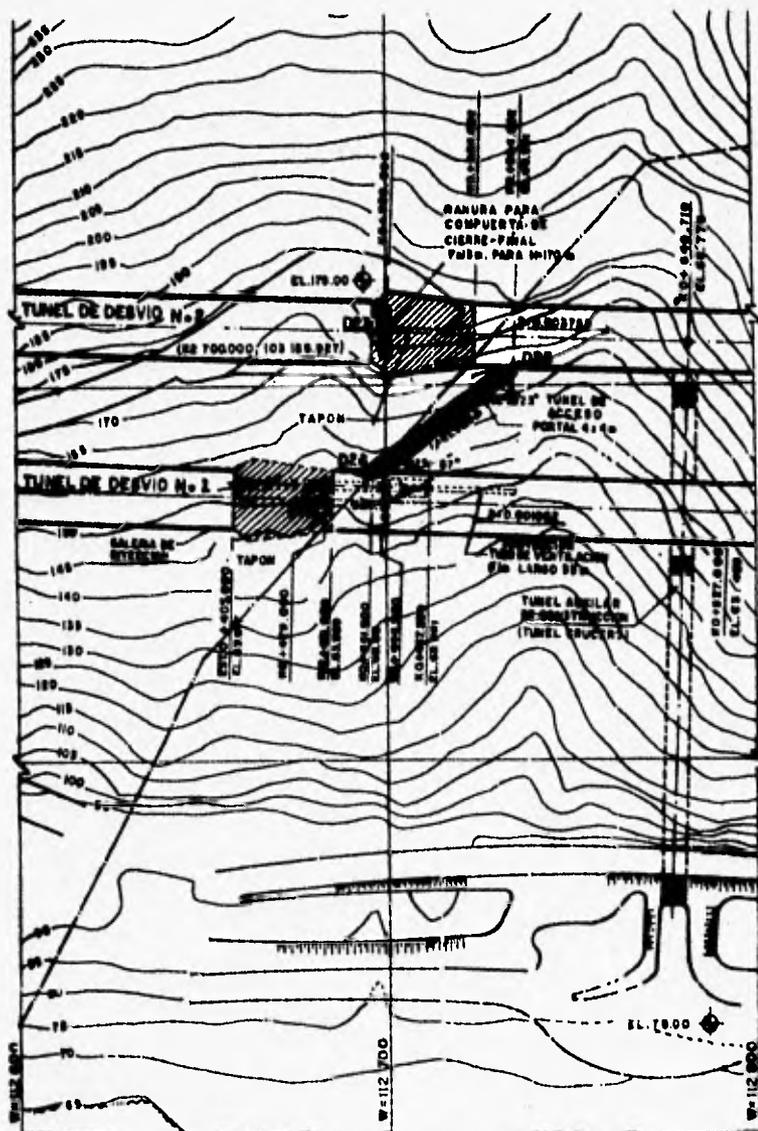


FIGURA 5.14

de la galería se desprendió un bloque de roca provocando inestabilidad con la continuación superior del mismo. En el informe MR-003-93 se indica tratamiento a base de reposición de roca en la zona izquierda del portal de la galería.

En la minuta No.75 de fecha 18 de enero de 1993, se asienta que en virtud de encontrar anclaje en la tabla izquierda del túnel No.1, en el frente de excavación, se suspenden las actividades para dejar un tapón de roca entre galería y túnel considerando un espesor de roca de 4.0 m en la tabla izquierda ya que aparece 2.0 m ancha y en revisión de la zona se colocaron anclas de 6.0 m quedando el frente de excavación en la estación 0+037.50.

En virtud de quedar suspendidos los trabajos de excavación de la galería, los cuales se concluirían por el túnel No.1, se ordenó a la contratista la construcción de un muro ubicándolo en el portal de origen de dicha galería (muro derecho del túnel No.2), dicho muro de protección evitará el paso del agua, la cual circulará por el túnel No.2.

La continuación de la excavación de esta galería por el túnel No.1, coincidió con el inicio de los trabajos del tapón del túnel No.1 en el mes de marzo de 1993.

Antes de iniciar la apertura de la galería por el túnel No.2, la Residencia de Geología de construcción realizó un estudio geológico de dicha zona (minuta 83).

A principios de abril de 1993 se realizó la última voladura para comunicar la galería con el túnel No.1.

A continuación se solicitó iniciar con los tratamientos a base de anclaje y excavación del nicho que había de alojar los tableros de operación de la toma de riego. Los trabajos se suspendieron debido a interferencias con los colados correspondientes al tapón del túnel No.1.

En minuta extraordinaria de fecha 06 de mayo de 1993, se acordó reubicar la central electrohidráulica para operación de las válvulas de la toma de riego y el aseguramiento de la roca en la intersección de la galería de acceso y la pared izquierda del túnel No.1.

En el informe MR-046-93 se emiten instrucciones para reforzamiento del pilar que divide a la pared de aguas abajo de la galería de la CNA y el túnel No.1. Este informe hace referencia a 2 fallas que afloraron durante la excavación de dicho nicho alojado en la galería de la CNA.

En el informe MR-053-93 se plantea la reposición de roca en el muro izquierdo del túnel No.1 entre los cadenamientos 0+431 y 0+449.

Al iniciar los trabajos de estabilización con perforación para

anclaje desde el interior de la galería de la CNA hacia el túnel No.1, indicado en el informe MR-046-93 se presentó un desprendimiento de un prisma alargado del orden de 10 m³, en el informe MR-072-93 se plantea una estrategia de estabilización a base de reposición de roca con concreto hidráulico. Dicha estrategia se replantea en el informe MR-080-93.

5.3.7.3 Revestimiento.

El revestimiento que se planteó para la galería de la CNA fue de concreto reforzado.

Preparativos para el revestimiento:

- i) Barrenación para anclaje de sujeción del acero de refuerzo en muros y piso.
- ii) Colocación e inyección de anclas para sujeción del acero de refuerzo en muros y piso.
- iii) Limpieza en plantilla de piso.

La primera etapa de revestimiento fue el colado de la losa de piso, en seguida el colado de los muros y finalmente el colado de la bóveda.

5.3.8 Construcción del tapón de cierre definitivo del túnel No.2.

5.3.8.1 Antecedentes.

El cierre final de cualquier presa es uno de los momentos más importantes en el proceso de construcción de la misma ya que con ella inicia el llenado del embalse, por tanto es una decisión de no retorno, es decir que una vez que se ha tomado la decisión de ejecutar las actividades relacionadas con el cierre final, su cumplimiento es indispensable porque de lo contrario se pondría en riesgo todas las estructuras.

De acuerdo a la planeación del cierre final del desvío del río en el P.H. Aguamilpa, al primera etapa la constituye la construcción de una estructura de concreto reforzado que reduce la sección transversal del túnel No.2. Dicha estructura, que consiste en el estrechamiento de la sección del túnel de 16x16 m a 7x14 m, se construye a fines del periodo de estiaje de 1991-92, esto es, entre los meses de marzo a junio de 1992.

La necesidad de construir el estrechamiento de la sección provoca la suspensión de los trabajos de excavación de la lumbrera de cierre final cuando ésta se encontraba en la elevación 130.00 msnm.

Quando se terminó la construcción del estrechamiento (junio de 1992), se procedió a colocar placas de protección en las ranuras, con la finalidad de poder continuar la excavación de la LCF y que

la rezaga producto de las voladuras no dañase las preparaciones para los segundos colados.

Una vez que terminó la excavación de la LCF (noviembre de 1992) se dio inicio al retiro de la rezaga producto de la excavación la cual se había acumulado en la zona de reducción.

A continuación se procedió al montaje de marco así como a los segundos colados. Asimismo se efectuó el tratamiento de consolidación y de contacto concreto-roca de la primera etapa (estructura de reducción).

Mientras tanto se iniciaba el revestimiento de la lumbrera, así como el montaje de la estructura metálica de protección en el brocal de la lumbrera para proceder enseguida al montaje de la estructura de izaje de la compuerta de cierre final y malacates.

Posteriormente a la operación del cierre final (25 de junio de 1993), se procedió al colado del tapón de cierre definitivo (segunda etapa) y finalmente se realizaron los tratamientos de contacto concreto-concreto y de consolidación correspondientes a la segunda etapa del tapón de cierre definitivo.

5.3.8.2 Estructura de reducción. Descripción general. Procedimiento constructivo.

La construcción de la primera etapa del tapón de cierre definitivo del túnel No.2 consistió en la construcción de una estructura de concreto reforzado de 30 m de longitud que redujo la sección del túnel No.2.

Para tal efecto fue necesario realizar una excavación adicional en el túnel No.2 para favorecer el acañamiento de la estructura mencionada.

Si se observa la geometría de la estructura de reducción puede apreciarse que sigue un plan definido previamente para economizar el volumen de concreto a colocar para el tapón de cierre definitivo (segunda etapa).

Además de lo anterior nótese que las caras internas presentan un abocinamiento que favorece el acañamiento del tapón de cierre definitivo (segunda etapa).

Ver figura 5.15.

5.3.8.3 Montaje de marco, segundos colados y tratamientos de zona de reducción.

a) Procedimiento de montaje de marco.

- Se limpia la ranura del piso para la colocación de la viga de asiento, en las ranuras verticales se realiza el escarificado y limpieza de conectores.

- Segundos colados en la viga de asiento.

ETAPAS DE COLOCACION DE CONCRETO EN ZONA DE REDUCCION DEL TUNEL No.2

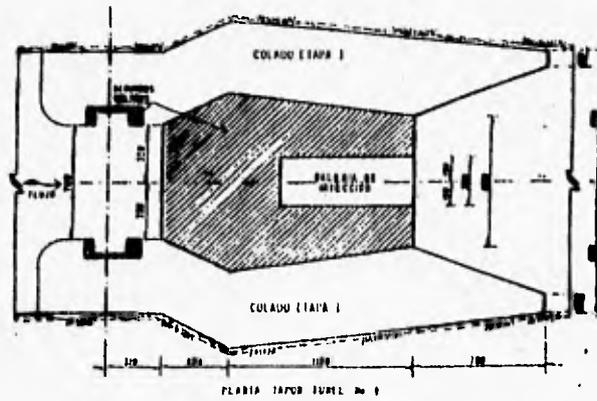
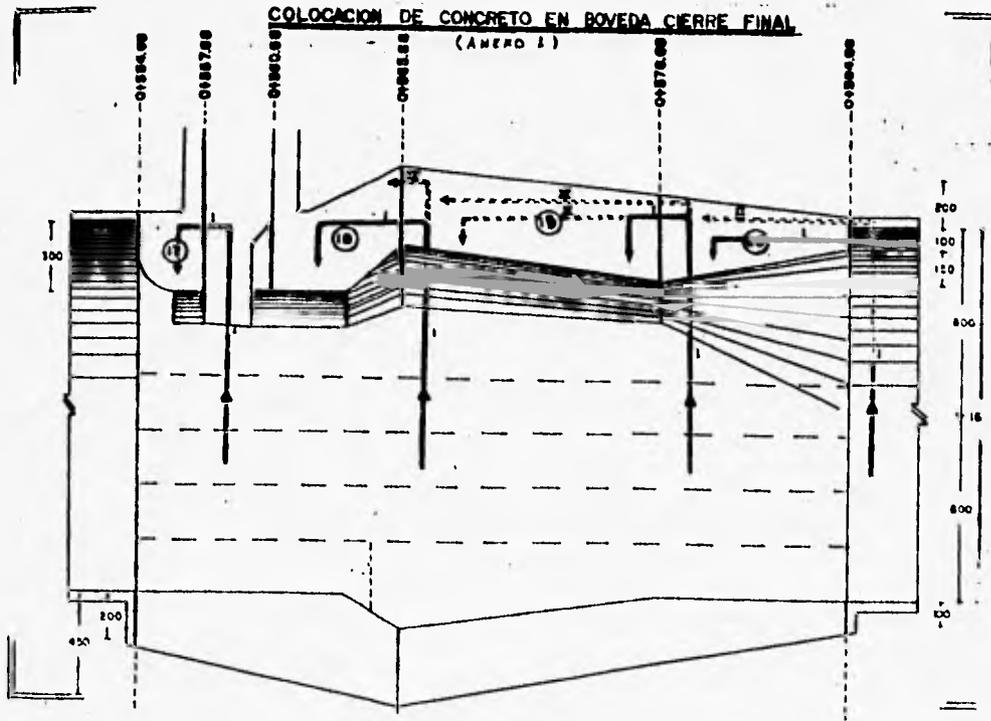


FIGURA 6.15

- Escarificación en primeros colados en todo el perímetro.
- La avenida del 14 de diciembre de 1992 inundó el túnel No.2, teniéndose ya limpia el área para el segundo colado y montada la placa de asiento de compuerta de cierre final eso provocó que se retirara para relizar nuevamente la limpieza.
- Se transportan al sitio de colocación las pistas de deslizamiento de la compuerta de cierre final.
- Se monta el marco (pistas de deslizamiento y el dintel), quedando pendiente el alineamiento vertical y horizontal del mismo.
- Transporte y colocación de las guías de retroceso.
- Se debe realizar la inyección de contacto concreto-placa entre el segundo colado (parte inferior) y la placa de asiento de la compuerta de cierre final.
- Se coloca concreto para segundos colados en la zona del marco para cierre final, haciendo tres alzadas de 2.40 m con ventanas intermedias para ejecución del vibrado en ambos lados.
- Efectuar segundos colados en las ranuras de ambos lados de la zona de sellado de la compuerta de cierre final entre las elevaciones: 67.00 a la 80.00 msnm.
- Paralelamente se realiza tratamiento en la zona de reducción.
- Después que se ha realizado la inyección de contacto entre el segundo colado y la placa de asiento de la compuerta de cierre final, se coloca placa de acero inoxidable en la franja de sellado inferior.
- Se realiza el segundo colado en zona del dintel.
- El tratamiento de contacto concreto-roca y de consolidación se da por terminado el día 08 de febrero de 1993. No se efectuaron los barrenos e inyecciones superiores tanto aguas arriba como aguas abajo de la zona que comunica la lumbrera y túnel para evitar volteo de roca con la presión de inyección.

b) Trabajos de tratamiento en la zona de reducción (primera etapa).

Debido a que en el diseño estructural del tapón se consideró una resistencia de roca mayor que la del concreto y por requerirse una buena adherencia concreto-roca, se efectúa una consolidación de la roca en la zona del tapón y un tratamiento del contacto concreto-roca. Las superficies se deben limpiar convenientemente antes de iniciar los colados.

Los tratamientos de inyección de contacto concreto-roca se hacen

con 7 aureolas de 14 barrenos cada una. Las aureolas se perforan a 3 m de separación y con barrenos radiales a cada 30°. La penetración de todos los barrenos es de 50 cm en la roca.

El tratamiento de inyección de consolidación de la roca se realiza de acuerdo con el proyecto de inyecciones de contacto concreto-roca y posterior al mismo, utilizando las mismas perforaciones pero de 6 m de longitud en la roca.

5.3.8.4 Construcción del tapón de cierre definitivo (segunda etapa). Tratamientos.

El tapón de cierre definitivo del túnel No.2 es una estructura de concreto reforzado cuya finalidad es cerrar definitivamente el paso del agua por el túnel No.2. Dicha estructura se construye en el abocinamiento que para tal efecto se dejó en la estructura de reducción de sección del túnel No.2, previamente construida.

El día 25 de junio de 1993 se baja el obturador de cierre provisional a la entrada del túnel No.2, cortando el flujo del agua a 50 m³/s y esto permite entrar a la zona de cierre final para verificar el perfecto sellado de la compuerta, después de esto se retira la compuerta de cierre provisional a la entrada del túnel y sus mecanismos para posteriormente dar inicio con el colado del tapón para que de esta manera pueda recuperarse la compuerta de cierre final y sus mecanismos.
Ver figura 5.16.

Una vez concluida la construcción del tapón se procede a efectuar el tratamiento de inyección de contacto concreto-concreto (entre la estructura de reducción y el tapón de cierre definitivo), el cual se efectúa de la siguiente manera: se hacen seis aureolas de las cuales cuatro son completas (1, 2, 4 y 6), mientras que las dos restantes (3 y 5) ocupan únicamente la media sección superior del tapón. Las aureolas completas están formadas por doce barrenos, en tanto que las medias aureolas sólo por seis barrenos. La penetración de todos los barrenos en el concreto de la primera etapa es de 0.50 m.
Ver figura 5.17.

5.3.9 Lumbreira de cierre provisional No.2.

5.3.9.1 Reposición del brocal.

Como ya se mencionó en el capítulo anterior durante el periodo de excavación de esta lumbreira, se presentó un caído de grandes dimensiones desde el brocal. La pared donde se presentó el caído (la de aguas arriba) logró estabilizarse a base del tratamiento de soporte recomendado por la Residencia de Mecánica de Rocas. La excavación de la lumbreira prosiguió hasta comunicar con el túnel No.2 sin que se presentaran más problemas serios de estabilidad.

Para la recuperación del brocal se planteó el uso de traves

SEGUNDA ETAPA DE LA CONSTRUCCION DEL TAPON DE CIERRE FINAL EN TUNEL No.2

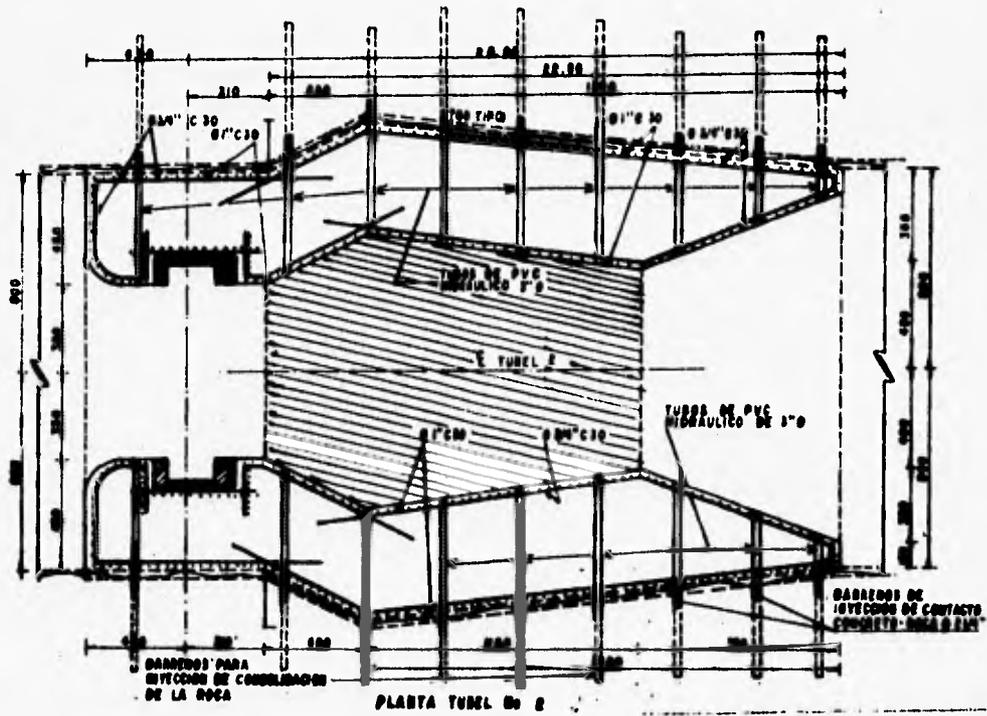
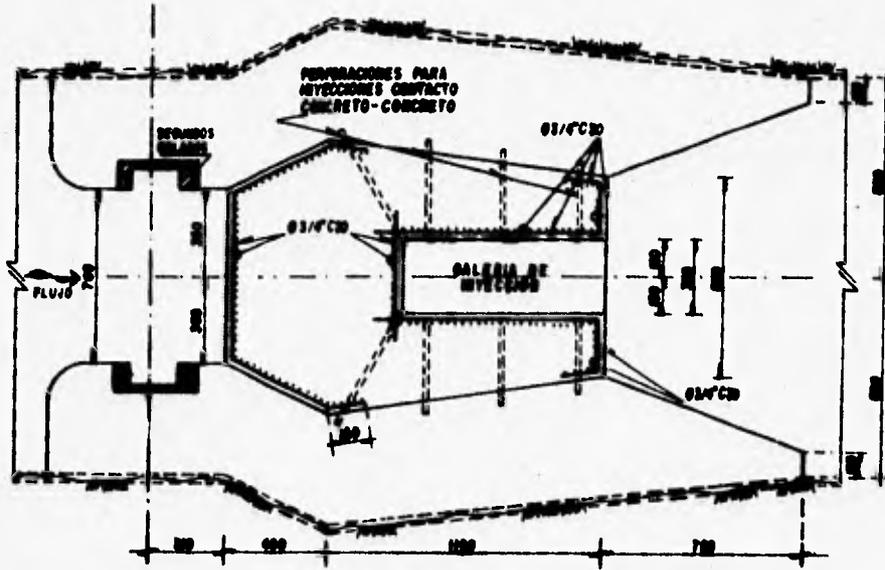
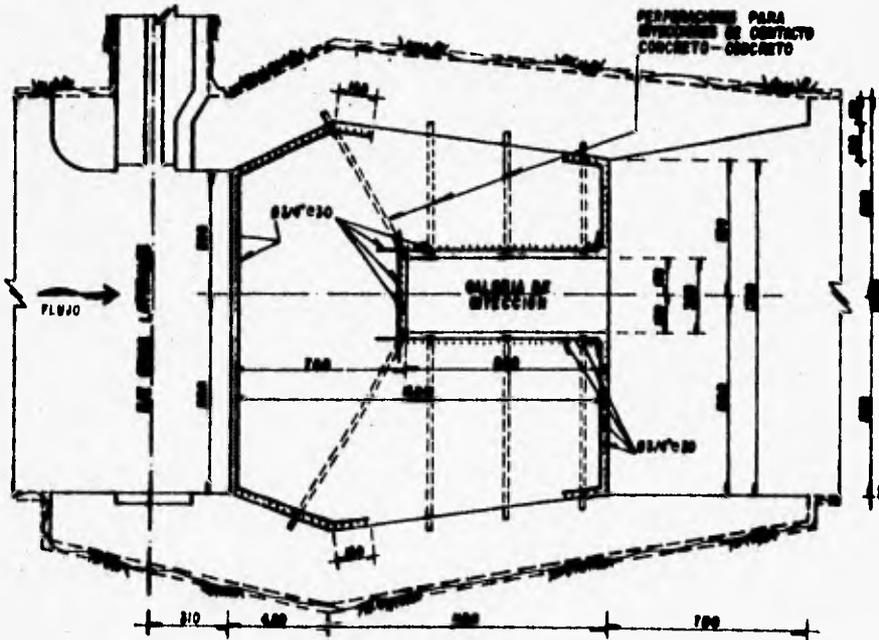


FIGURA 5.16

TRATAMIENTO DE CONTACTO CONCRETO-CONCRETO EN TAPON DE CIERRE FINAL TUNEL No.2



PLANTA TAPON TUNEL No 2



ELEVACION TAPON TUNEL No 2

FIGURA 5.17

armadas.

Previamente al montaje de dichas traveses se realizó la excavación y el colado de una plantilla para uniformizar el nivel.

Posteriormente se realizó la construcción de la plataforma de maniobras de la lumbrera a base de concreto reforzado.

5.3.9.2 Revestimiento de caras interiores.

Antes de que se realizara el revestimiento de las paredes interiores laterales (según proyecto sólo se revestirían las paredes laterales) se realizaron algunos trabajos extras consistentes en el refuerzo del tratamiento de soporte a base de anclaje de fricción.

En las paredes izquierda y derecha se realizó barrenación de 2 1/4" de diámetro por 3 m de profundidad para anclas de fricción de 1" de diámetro colocadas en pares a cada 2 m de separación en el sentido vertical.

En lo que respecta a las paredes de aguas arriba y de aguas abajo se realizaron barrenos de 3" de diámetro por 6 m de longitud. Esto fue hecho en 6 líneas de 8 barrenos cada una en las siguientes elevaciones: 86.50, 88.50, 90.50, 92.00, 93.50 y 95.00 msnm. Las anclas que se colocaron e inyectaron en dichos barrenos fueron de 1 1/2" de diámetro.

Una vez terminado el tratamiento mencionado se procedió a la colocación de acero de refuerzo fijándolo a las paredes laterales con ayuda de anclas de maniobra.

La colocación de concreto se efectuó con el procedimiento de cimbra deslizante, el cual ya fue descrito en el inciso 5.3.1.1.

5.3.9.3 Montaje de la estructura de izaje y ensamble de compuertas.

a) Trabajos previos al montaje de la estructura.

Los trabajos dan inicio con la excavación a cielo abierto de los cajones de cimentación de las columnas del pórtico y los malacates.

La excavación se realiza y a continuación las paredes se estabilizan con anclaje de fricción de 3" de diámetro por 6 m de longitud.

Continuando con el cajón de cimentación del pórtico, una vez terminada la excavación se cuela una plantilla en los cajones con un concreto de $f'c = 150 \text{ Kg/cm}^2$.

A continuación se cuela la cimentación de las columnas del

pórtico a base de concreto reforzado de $f'c = 250 \text{ Kg/cm}^2$.

En dichos colados se dejaron las preparaciones para el montaje de la estructura consistentes de:

- placa metálica de $\frac{1}{2}$ " de espesor y anclas tornillo de 1.0 m de longitud.

Después de que han quedado listas las preparaciones para recibir los segundos colados en las bases para pórticos, en el brocal y en el túnel (zona de transición) los rieles de retroceso y rodamiento de aguas arriba y de aguas abajo, así como el dintel de trabe aguas abajo se procede entonces a la colocación de concreto.

b) Descripción del equipo de obturación.

En la figura 5.18 que se anexa se observa un isométrico de la estructura de izaje de obturadores compuesta por el pórtico, los monorrieles para maniobras y dos malacates.

El equipo de obturación lo conforma una compuerta de $14 \times 14 \text{ m}$ para una carga hidráulica de $H = 38 \text{ m}$. Esta compuerta es operada por una estructura de izaje (pórtico) localizada en el brocal de la lumbrera. La estructura se utilizó en el P.H. Malpaso.

c) Procedimiento de ensamble de la compuerta.

1. Tener previstos vigas de calce (camellos) y tapas en el brocal de la lumbrera para el paso del trailer.

1.1 Montar el pórtico y malacates referenciándose siempre de los ejes de compuerta marcados en el túnel (longitudinal y transversal).

1.2 Bajar el balancín, engrasar cables de acero y subirlo chequeando velocidad de cada malacate y nivelación del balancín.

1.3 Acomodar dos grúas de 50 ton una a cada lado de la lumbrera y fuera del pórtico, de frente y separados entres sí 7.5 m.

2. Se traslada la cuarta sección de la compuerta (parte inferior), cuidando su posición, sellos hacia arriba y parte superior hacia atrás del trailer (con todos los sellos colocados).

3. Se gira la pieza a su posición vertical sobre el trailer, se calza y asegura.

3.1 El trailer se mueve de reversa hasta tener la pieza en su eje de izaje.

ESTRUCTURA DE IZAJE DE OBTURADORES DE CIERRE PROVISIONAL EN TUNEL No.2

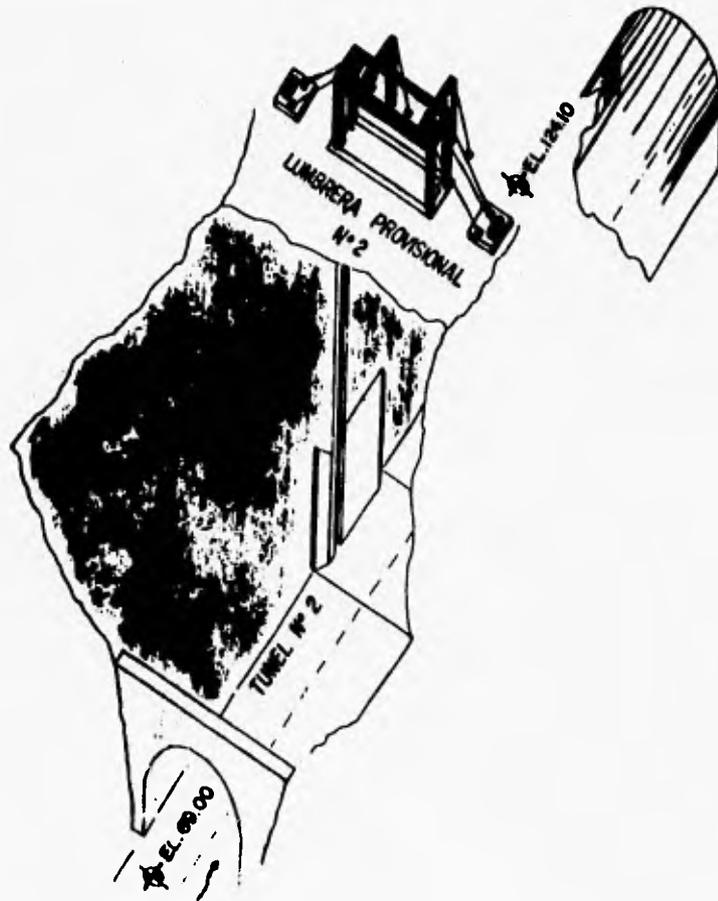


FIGURA 5.16

- 3.2 Se estroba el balancín y se guarda en la cámara, teniendo cuidado de que quede en la posición correcta para su posterior acoplamiento.
- 3.3 Se descansa la pieza sobre los camellos en la cámara y se libera tapando el hueco de la lumbrera.
4. Se repiten los pasos para armar las tres secciones anterior.
 - 4.1 Girar horizontal y verticalmente la compuerta (con las grúas) calzándola con madera y asegurándola con estrobos, sobre la plataforma.
 - 4.2 El trailer se mueve de reversa pasando sobre los camellos en la lumbrera posicionando la compuerta en el eje correspondiente de izaje.
 - 4.3 Se sujeta esta primera sección con el balancín del pórtico izándola para que el trailer salga.
 - 4.4 Se levanta la sección a una altura suficiente para dar cabida a la siguiente sección.
 - 4.5 Se traslada la segunda sección cuidando su posición sobre el trailer.
 - 4.6 Acomodar dos grúas de 50 ton una a cada lado de la lumbrera y fuera del pórtico, de frente y separados entres sí 7.5 m.
 - 4.7 Se colocan candados de sujeción entre la primera y segunda secciones, se levantan y el trailer sale.
5. Se retiran las tapas de la lumbrera y se acopla la tercera y cuarta secciones de compuerta.
6. Se colocan candados y se levanta para retirar madera de deslizamiento y revisar sellos o colocarlos en su sitio.
7. Teniendo la compuerta completa es conveniente bajarla (sin cerrar si no es posible hacerlo) para verificar:
 - 7.1 Velocidad de malacates, frenos y parámetros eléctricos.
 - 7.2 Desnivel de compuerta al bajar y subir, haciendo un programa de paros para el malacate más rápido, evitando que la compuerta se acúñe.
 - 7.3 Paralelismo de las guías (modificándola si fuera posible ya que esta prueba debe hacerse antes de los segundos colados de éstas).

5.3.9.4 Colocación de guías laterales y segundos colados.

Los elementos fijos para obturadores son todos aquellos elementos que permiten la operación de la compuerta, esto es, izaje, deslizamiento y obturación. Ver figura 5.19.

Los sistemas a que se hace mención son los siguientes:

a) Guías laterales.

Las guías laterales, como su nombre lo indica tienen la finalidad de guiar el deslizamiento de la compuerta y evitar que se provoque el acúñamiento.

b) Sistema de rodamiento.

Este sistema permite el rodamiento de la compuerta durante el deslizamiento.

c) Sistema de retroceso.

Este sistema permite el deslizamiento de la compuerta en retroceso durante la operación de izaje.

C A P I T U L O VI CONCLUSIONES

En esta tesis cuyo objetivo fundamental es el de presentar a la población estudiantil de ingeniería información sobre los procedimientos y técnicas utilizadas en la construcción de las obras de desvío del P.H. Aguamilpa, se han estudiado los siguientes aspectos:

- a) Características de las Obras de Desvío, ubicándolas dentro del P.H. Aguamilpa.
- b) Parámetros para la selección del tipo de desvío y los estudios que se necesitan para el diseño final de las Obras de desvío.
- c) Etapas constructivas de los túneles de desvío.
- d) Etapas constructivas de las lumbreras para manejo de obturadores de cierre provisional y de cierre final.
- e) Etapas constructivas para la ejecución del cierre final.

A manera de conclusiones presentaré a continuación algunas consideraciones, ideas y resultados observados en los procedimientos constructivos.

1. Orientación de los estudios previos.

Hacer un túnel es transformar la geología en una obra subterránea, sin afectar apenas su entorno natural. Para ello es necesario realizar un proceso de ingeniería que combina diversos conocimientos científicos y técnicos en vías de un mayor perfeccionamiento.

Se debe modelar todo el proceso combinando un modelo geotécnico con la ingeniería (procedimientos constructivos, sistemas de soporte). Después se debe realizar, ejecutar o construir con una percepción de ingeniería, que contenga la mejor combinación de todos los recursos técnicos disponibles. De esta manera se tendrá una obra que responda con seguridad y economía al uso para el que se proyectó.

La ingeniería de túneles y obras subterráneas necesita interpretar y pronosticar la realidad cambiante y compleja en que se desenvuelve, para ello debe desarrollarse un modelo predictivo de dicha realidad, el cual, debe comprender tres submodelos básicos: el constructivo, el de simulación del proceso de construcción y el geológico.

El submodelo de construcción simula los ciclos de las actividades de construcción, para obtener datos de rendimiento y costos, de acuerdo con la caracterización del terreno establecido por el submodelo geológico.

El submodelo de simulación del proceso de construcción genera varios perfiles probables de las condiciones del terreno a lo largo del trazo del túnel, basado en la información del submodelo geológico, y, a partir de ellos, simula la construcción del túnel en cada uno de los perfiles, con base en las estimaciones de rendimientos y costos por ciclo, producidas en el submodelo de construcción.

El submodelo geológico es la herramienta que proporciona mayor información para adelantarse a los hechos. En él han de basarse los otros dos submodelos.

En la descripción geológica debe individualizarse el macizo rocoso por excavar en zonas o segmentos, definidos como relativamente homogéneos de acuerdo a criterios litológicos, petrográficos y estructurales. A más detalle, los segmentos se dividen en unidades geológicas. La división en unidades geológicas se apoya en la información geológica preliminar y se complementa con la más detallada.

El pasar del nivel descriptivo al modelo predictivo preliminar no es cuestión sólo de detallar más la información preliminar, sino además, se debe tratar de cuantificar los rasgos geológicos y conocer la relevancia que van a tener en la realización de la excavación. Es con este afán de hacer cuantificable y más objetiva la apreciación de las condiciones geológicas, que se han desarrollado una serie de métodos empíricos de clasificación de los macizos rocosos que manejan parámetros geológicos en forma cuantitativa y establecen relaciones con los procedimientos constructivos y los diferentes sistemas de soporte.

Todas estas clasificaciones tienen limitaciones, por lo que deben ser utilizadas únicamente para hacer un diseño preliminar el cual es conservador. El diseño definitivo tendrá que realizarse con base en los ajustes que indique la verificación y observación del comportamiento en obra.

Las clasificaciones de macizos rocosos más conocidas corresponden a los siguientes autores: Terzaghi, Método austriaco (Rabcewicz y Facher), Deere (se clasifica el terreno por el RQD), Bieniawski, AFTES, etc.

En realidad, el resultado, cualquiera que sea el método a emplear debe ser el llegar a una combinación óptima de elementos de soporte y procedimientos de construcción para las condiciones particulares del terreno. El problema si se contempla en todas sus facetas es muy complejo debido a la variedad y variabilidad de los factores que intervienen y a la interdependencia del soporte y las actividades de construcción.

3. Interacción del modelo predictivo original con la Ingeniería.

A partir del modelo predictivo original, se procede a iniciar la construcción de las obras. Comienza entonces un proceso evolutivo

de perfeccionamiento que va desde nivel preliminar al nivel de detalle, el cual adquiere el carácter de confirmatorio del modelo predictivo original.

Es importante la predicción del comportamiento del terreno durante la excavación del túnel. Un procedimiento constructivo puede modificar al terreno, así como éste puede modificar un procedimiento constructivo. Esta interacción debe de ser percibida muy claramente. En todo caso, la elección de un tipo de soporte y del procedimiento de excavación es una decisión delicada, por las implicaciones que tiene en el costo, buena realización y comportamiento de la obra.

3. Resultados y observaciones del procedimiento constructivo.

Los túneles de desvío del P.H. Aguamilpa estuvieron regidos por la necesidad de altos rendimientos en el avance de la excavación. Esta condición adversa provocó que el sistema de soporte y el proceso de excavación elegidos adquiriesen un factor de seguridad muy sobrado, de tal forma que el sistema fuese capaz de afrontar las condiciones más adversas.

Las dificultades más comunes en cuanto al proceso constructivo fueron de carácter geológico, las cuales se mencionan a continuación:

- a) La mayoría de los problemas de excavación surgieron al encontrarse condiciones imprevistas.
- b) La mayoría de las dificultades en la excavación giran alrededor de dos aspectos principales: el tipo y la cantidad de soporte del terreno y la presión y cantidad de agua que se infiltra al túnel, sobre todo a través del frente de excavación.
- c) La combinación de agua con fallas y fracturas abiertas, o con materiales triturados o muy fracturados, o materiales granulares no cementados o alterados, provocó la mayor cantidad de las contingencias que se presentaron en la excavación de los túneles y las lumbreras, porque a las dificultades propias del agua se suman las de aflojamiento y depresión de roca.
- d) Otras dificultades importantes provinieron de la presencia de fallas o de discontinuidades de gran longitud o en familias, localizadas en rumbo o inclinación desfavorables respecto a la dirección y sentido de avance de la excavación.

Se debe estar sobre todo alerta a la presencia de condiciones no previstas. Anticipar situaciones especiales, si en la información geológica preliminar se tuvo cuidado de anotar el grado de incertidumbre que se considera existe en la información y la interpretación.

La caracterización del macizo rocoso en el que se ubican los túneles no la da sólo la investigación de campo o los estudios

previos, sino que proviene de una interacción entre el modelo geotécnico preliminar y el que se va conformando a la vez que se avanza en la excavación.

Concluyendo, los túneles y las lumbreras no se prediseñaron de manera rígida y detallada como se hace con las obras superficiales. El proyecto inicial debió estar integrado por datos geológicos, investigación geotécnica directa e indirecta diseño geométrico general, especificaciones, criterios normativos y cantidades de obra aproximadas, ya que el diseño definitivo debió hacerse durante la construcción, de esta manera se buscó lograr la máxima seguridad y la mayor economía que las herramientas modernas de la ingeniería permitió alcanzar.

BIBLIOGRAFIA

1. AMITOS, "TRASCENDENCIA FUTURA, ESTADO DEL ARTE Y DESARROLLO HISTORICO DE LAS OBRAS SUBTERRANEAS EN MEXICO."
XII CONGRESO DE INGENIERIA CIVIL DEL CICM, 1983.
2. CFE, "MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES"
HIDROTECNIA: OBRAS DE DESVIO.
3. CFE, "MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES"
MECANICA DE ROCAS: PROCEDIMIENTOS DE EXCAVACION.
4. ICA, "PROYECTO HIDROELECTRICO AGUAMILPA, NAY."
MEXICO, 1991.
5. CFE, "ESPECIFICACIONES TECNICAS".
6. INFORMES TECNICOS EMITIDOS POR LAS RESIDENCIAS DE GEOLOGIA DE CONSTRUCCION Y MECANICA DE ROCAS DEL P.H. AGUAMILPA.
7. GUSTAFSSON, RUNE. "TECNICA SUECA DE VOLADURAS".
SPI, NORA, SUECIA.
8. DUPONT, "PRODUCTOS, SISTEMAS Y SERVICIOS"
DUPONT.
9. DUPONT, "MANUAL PARA EL USO DE EXPLOSIVOS"
DUPONT.
10. ORTEGA MORENO, PROSPERO. "AGUAMILPA: LA MAGNITUD DE UNA OBRA".
REVISTA INGENIERIA CIVIL No.270 (1990).
11. CARDENAS BARD, AGUSTIN. "IMPORTANCIA DE AGUAMILPA DENTRO DE LA HIDROELECTRICIDAD DE MEXICO".
REVISTA INGENIERIA CIVIL No.270 (1990).
12. PALAFOX RAMIREZ, SERGIO. "P.H. AGUAMILPA: CONCEPCION Y DISEÑO".
REVISTA INGENIERIA CIVIL No.270 (1990).
13. HERRERA, SERGIO. "REPARACION DE LOS TUNELES DE DESVIO EN AGUAMILPA".
REVISTA INGENIERIA CIVIL No.288 (1993).

FALLA DE ORIGEN

H U M O R

HABIA UNA VEZ...

Un apuesto joven llama a la puerta y le pide a la joven que se calce la más hermosa de las zapatillas. En cuanto observa que ésta se ajusta al pie perfectamente, la toma del brazo al mismo tiempo que le dice:

- Queda usted arrestada, esta zapatilla fue hallada en la escena del crimen.

Javier Quiroga G.

INGENUO

- Y fuera de estoi, Señora Lincoln, ¿disfrutó usted de la pieza?

Carlos Monsiváis.

Y luego había el niño de nueve años que mató a sus padres y le pidió al juez clemencia porque él era huérfano.

Carlos Monsiváis.

TARU

El ángel de la guarda le susurró a Fabián, por detrás del hombro.

- Cuidado, Fabián ! Está dispuesto que mueras en cuanto pronuncies la palabra *Zangolotino*.

- ¿ Zangolotino ? - pregunta Fabián azorado.
Y muere.

Enrique Anderson Imbert.

FALLA DE ORIGEN